



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



**Dipartimento
per lo sport**

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA - PNRR Finanziato dall'Unione Europea Next Generation EU
SPORT M5 C2 3.1 Cluster 1



COMUNE DI PARMA
Settore lavori pubblici
e Sismica

Realizzazione di un nuovo impianto sportivo **LA PALESTRA PER TUTTI**

in localita' Moletolo, Via Luigi Anedda
CUP I95B22000080006 CIG 955307467

il Responsabile Unico del Procedimento: **Ing. Marcello Bianchini Frassinelli**



Impresa Esecutrice:



GRENTI S.p.A.
Via Guglielmo Marconi, 6
43040 Solignano Parma Italia
tel +39 0525 54542
info@grenti.it

Progettisti:



Società di ingegneria

Str. Cavagnari, 10 - 43126 PARMA - Italy
Tel. 0521/986773 Fax 0521/988836
info@aierre.com



Dott. Ing. Bonati Silvio



STUDIO TECNICO Q.S.A.

Via Sicuri 60/A 43124 Parma
Tel. 0521 257377
studioqsa@studioqsa.it

Collaboratori:



Studio Ing Giampaolo Vecchi
Consulenza e progettazione
impianti elettrici ed illuminazione
Via Mazzini, 22 43013 Langhirano PR



Studio Ingegneria Dalmonte
Consulenza e progettazione
impianti meccanici
Via T. Tasso, 2 - 40033
Casalecchio di Reno BO

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO N°

OGGETTO

STRUTTURE

PE.AS.ST.05

TITOLO

**RELAZIONE SPECIALISTICA
SUI RISULTATI SPERIMENTALI**

SCALA

DATA

09.08.2024

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
rev. 0	09.08.2024	emissione	A.I.erre	Bonati	Bonati
rev. 1					
rev. 2					
rev. 3					
rev. 4					

Il presente elaborato è tutelato dalle leggi sul diritto d'autore. E' fatto divieto a chiunque di riprodurlo anche in parte se non per fini autorizzati.

1

REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROVINCIA DI PARMA – COMUNE DI PARMA

COMMITTENTE: **COMUNE DI PARMA**
Settore Lavori Pubblici e Sismica

OPERA: **REALIZZAZIONE DI NUOVO IMPIANTO SPORTIVO**
“LA PALESTRA PER TUTTI”
Via Luigi Anedda – Loc- Moletolo – Parma - PR

OGGETTO: **PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE**

ELABORATO: **PE.AS.ST.05**
“RELAZIONE SPECIALISTICA SUI RISULTATI SPERIMENTALI”

IL PROGETTISTA STRUTTURALE
Per A.I.erre engineering S.r.l.

Silvio Bonati



Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
00	30.06.2024	Emissione	A.I.erre	Ing. S. Bonati	

Doc.: 4734-23 La Palestra per Tutti-PE.AS.ST.05

INDICE

INDICE	2
5 RELAZIONE SPECIALISTICA SUI RISULTATI SPERIMENTALI	3
5.1 Relazione Geologica sulle Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito	3
5.1.1 Ubicazione e contesto edilizio-urbanistico	3
5.1.2 Caratteristiche Geologico-Tecniche dell'area di intervento	5
5.2 Relazione Geotecnica sulle Indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno	10
5.2.1 Caratterizzazione Geotecnica	10
5.2.2 Pressioni inviluppo per Cmb. Trasmesse sul terreno di fondazione.....	11
5.2.3 Valutazione Capacità Portante delle Fondazioni dirette.....	14
5.2.4 Valutazione dei Cedimenti con Metodo Edometrico [MEd].....	16
5.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la “Pericolosità di base” del sito di costruzione	24

5 RELAZIONE SPECIALISTICA SUI RISULTATI SPERIMENTALI

Nella presente si riportano i RISULTATI SPERIMENTALI SULLE INDAGINI SPECIALISTICHE relative alle **Strutture di Fondazione e di Elevazione realizzate in opera** necessarie per i lavori di edificazione dell'intervento in oggetto, il quale prevede la *Realizzazione di nuovo impianto sportivo, denominato "La Palestra per Tutti"* da realizzarsi in Via Luigi Anedda in Località Moletolo in Comune di Parma - PR; per conto del Comune di Parma – Settore Lavori Pubblici e Sismica

La Relazione in Oggetto riguarda in particolare il **Progetto Esecutivo delle Strutture** da realizzare in opera ricomprese negli Elaborati Grafici Progettuali costituenti il Progetto Esecutivo.

Trattasi di Progetto Finanziato dall'Unione Europea – Next Generation EU - PNRR SPORT M5 C2 3.1 Cluster 1.

5.1 Relazione Geologica sulle Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

5.1.1 Ubicazione e contesto edilizio-urbanistico

L'area oggetto di intervento è situata in Comune di Parma, in corrispondenza dell'intersezione di due importanti vie della viabilità cittadina, vale a dire: *Via San Leonardo e Via Europa*, nella porzione sud settentrionale dell'area urbana periferica, nelle immediate vicinanze del centro sportivo di Moletolo.



Fig 1. Ubicazione dell'area oggetto di intervento – Vista aerea del contesto urbano oggetto di edificazione.

Sotto il punto di vista cartografico il sito è compreso nei seguenti elementi della Carta Tecnica Regionale della Regione Emilia Romagna:

- Foglio n. 182 – Guastalla;
- Tavola n. 182SE – Parma Nord-Est;
- Sezioni n. 182130 – Parma Nord-Est.

L'area è altimetricamente posizionata a quota circa **44 m s.l.m.**, in un contesto geologico complessivamente *sub-pianeggiante* e con leggera pendenza in direzione Nord-Est, identificata dalle seguenti coordinate geografiche ottenute da sistema di riferimento **WGS-84**:

- Longitudine: 10°,334309;
- Latitudine: 44°,828172.

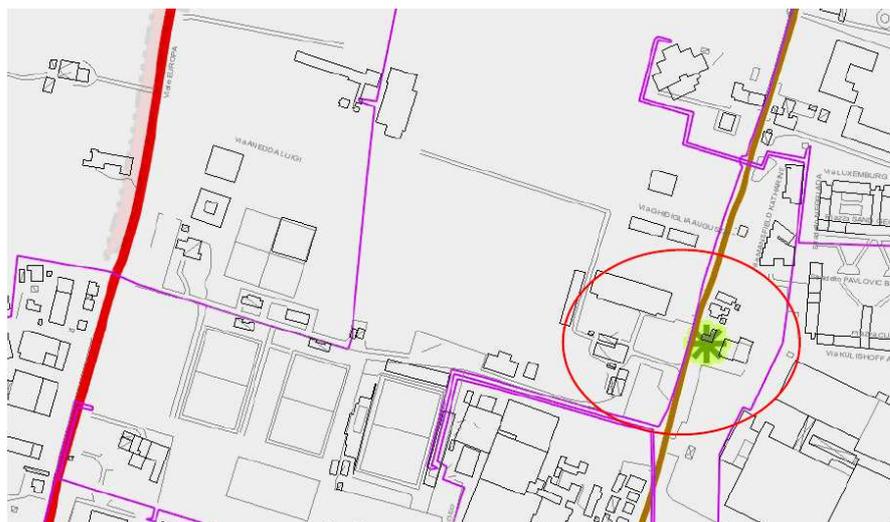
1) Destinazione urbanistica

L'impianto viene realizzato su un terreno di proprietà comunale la cui destinazione urbanistica prevede la possibilità di realizzare attrezzature sportive e ricreative – **Art. 3.2.63 RUE 2010**. L'area si colloca nelle immediate vicinanze di altri impianti sportivi esistenti dedicati ad altre discipline.

2) Pianificazione Territoriale – Elementi di PSC 2030

Il Piano Strutturale Comunale (PSC) è lo strumento di pianificazione urbanistica generale con riguardo a tutto il territorio comunale al fine di delineare le scelte strategiche.

Dal punto di vista degli elementi antropici a perimetro dell'area di sedime della struttura si segnala la presenza di elettrodotto a media tensione. Inoltre a qualche centinaio di metri di distanza è presente un sito contaminato non perimetrato con ex art. 242 Dls 152/2006. Non si segnalano ulteriori "Rispetti o limiti di edificabilità".



	Sito contaminato non perimetrato con ex art 242 Dlgs 152/2006 in corso
	Elettrodotti a media tensione

Fig 2. Elementi antropici di rilievo ed eventuali limiti zone di rispetto dell'area oggetto di edificazione.

5.1.2 Caratteristiche Geologico-Tecniche dell'area di intervento

Le caratteristiche del terreno sono state desunte direttamente dalle indagini geognostiche specifiche svolte dal **Dr. Geol. Fabrizio Giorgini** dello **Studio SUBSOIL S.r.l.** con sede in Str. per Barco 1/c – Montecchio Emilia - RE – riportate negli specifici Documenti inerenti la Geologia, Allegati al presente progetto, ai quali si rimanda per tutto quanto di seguito non specificato e/o per necessità di approfondimenti.

- **Inquadramento Geologico**

L'assetto fisico del territorio comunale di Parma ha seguito le sorti della Pianura Padana, nel corso della sua storia evolutiva. Sin dalle origini sino ai giorni nostri la regione padana è stata soggetta sostanzialmente ad alterne fasi di compressione e stasi tettoniche.

La copertura sedimentaria più superficiale del bacino padano risulta di origine continentale con sedimenti prevalentemente grossolani in corrispondenza e nelle vicinanze del margine appenninico emerso, per passare a sedimenti sempre più fini spostandoci verso Nord.

La stratigrafia profonda è stata estrapolata dal quadro stratigrafico strutturale elaborato dalla Regione Emilia Romagna, i cui studi sono consultabili on-line nel sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

I depositi affioranti sia in superficie che nel primo sottosuolo (ca. 20 m da p.c.) e quindi interagenti con le fondazioni delle opere in progetto, appartengono all'*Unità di Modena*, il cui tetto è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. L'*Unità di Modena* è costituita da una successione sedimentaria, costituita da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre *limoso-argillosa* discontinua, la cui deposizione è inquadrabile nell'ambito degli eventi alluvionali che hanno caratterizzato gli ultimi 1500 anni di storia evolutiva.

I sondaggi a carotaggio continuo effettuati direttamente dal Geologo incaricato ed i profili stratigrafici ottenuti dai certificati di pozzo restituiscono con buona approssimazione la distribuzione *latero-verticale* delle unità stratigrafiche nei primi 30/40 m di profondità. Fino a 25/30 m di profondità sono presenti depositi prevalentemente composti da limi ed argille; oltre tale intervallo di profondità si trovano depositi grossolani, prevalentemente costituiti da ghiaie.

Altre informazioni riguardo la struttura *latero-verticale* delle unità di sottosuolo sono state ottenute da prove CPTU e CPT effettuate dalla Ditta Subsoil in aree limitrofe. In particolare le prove CPTU, effettuate a Sud di poche centinaia di metri dell'area oggetto di intervento, restituiscono un terreno ad elevata omogeneità con resistenze alla punta molto basse e continue, mai superiori a 2 MPa, compatibili con granulometrie dei depositi prevalentemente *argillo-limosi*. Mentre le prove CPT, ubicate a circa 1 km a Nord dell'area di interesse, restituiscono un primo livello superficiale presente sino a 25-27.5 m di profondità caratterizzato da resistenze alla punta mai superiori a 0.70 MPa con omogeneità relativamente elevata, compatibili con granulometrie di depositi prevalentemente argilloso-limosi; mentre per profondità superiori le prove sono state interrotte per presenza di livelli aventi valori di resistenza alla punta superiori ai 18 MPa compatibili con depositi relativamente più grossolani.

La stratigrafia ricostruita dai sondaggi geognostici effettuati sull'area oggetto di edificazione mostra la presenza di depositi essenzialmente coesivi di natura limosa-argillosa fino a 28.80 m di profondità per poi incontrare depositi prevalentemente incoerenti di natura ghiaioso-sabbiosa.

- **Inquadramento Geomorfologico**

Dal punto di vista geomorfologico l'area oggetto di edificazione si colloca nella zona della *media-bassa pianura parmense* immediatamente a Sud del tracciato dell'Autostrada del Sole A1.

Il rilievo geomorfologico evidenzia la stabilità complessiva della porzione di territorio su cui insisteranno le opere previste in progetto, non sono previsti processi *morfo-dinamici* in grado di provocare trasformazioni nel medio-lungo termine.

- **Inquadramento idrostratigrafico**

Nell'area oggetto di edificazione la superficie piezometrica, da fori di sondaggio, è stata riscontrata a profondità comprese tra 1.5 e 2.5 m da p.c.

- **Modello Geologico-Geotecnico**

Allo scopo della migliore ottimizzazione delle opere di fondazione, in data 17.10.2023 è stata formalizzata dallo Scrivente la richiesta di un **piano di indagini geotecniche integrative** mirate all'area oggetto di intervento.

Tale piano indagini integrativo è consistito essenzialmente in n. 3 nuovi sondaggi a carotaggio continuo posizionati come da pianta allegata.

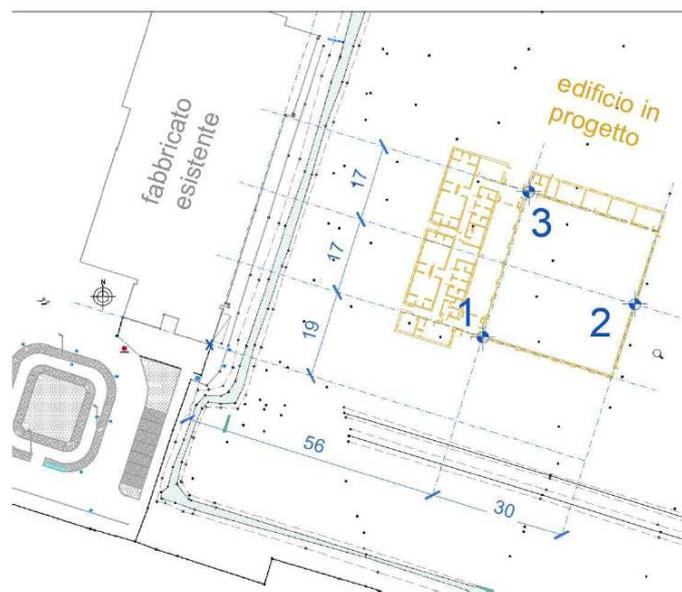


Fig 3. Pianta Chiave Piano Indagini Integrativo con indicazione nuovi fori di sondaggio (1, 2, 3).

Per ogni nuovo sondaggio sono stati prelevati n. 2 campioni indisturbati (c.i.), posizionati rispettivamente a quota -3.50 m e -7.50 m da p.c. esistente, da sottoporre alle seguenti prove di laboratorio:

- N. 6 Prove Edometriche (1 per ogni c.i.) finalizzate alla definizione del *Modulo di Deformazione edometrica* "**Mo**";
- N. 3 Prove Triassiali UU per i c.i. prelevati a quota -3.50 m da p.c. finalizzate alla definizione della resistenza in condizioni non drenate "**c_u**".

È Stata inoltre disposta la rielaborazione della *Risposta Sismica Locale di terzo livello* "**RSL**", secondo i parametri progettuali definiti dalla Committenza che prevedono:

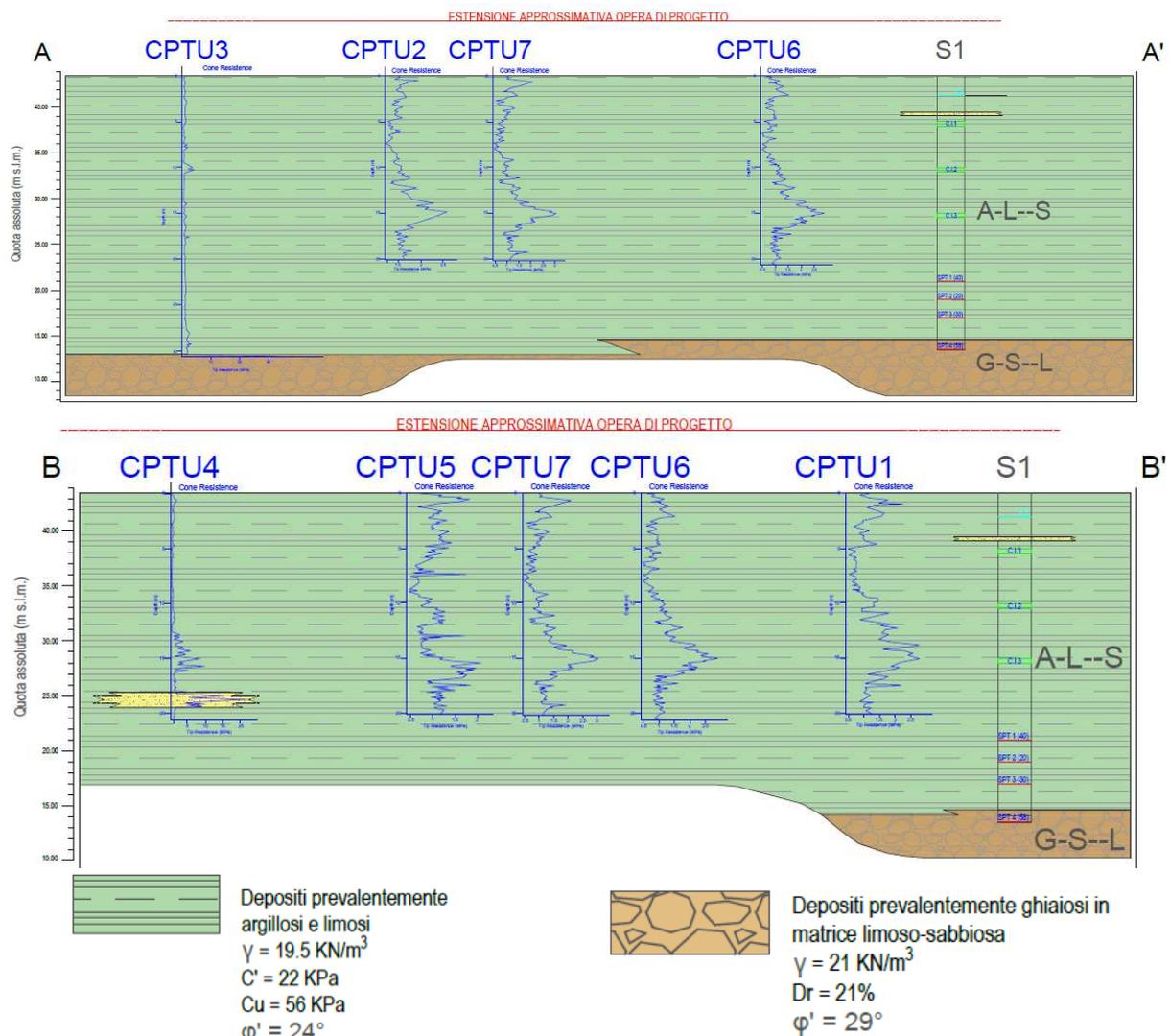
- Vita Nominale di Progetto: **V_N = 50 anni**;
- Cl. Uso: **III** (da cui C.U. = **1.50**);

per una Vita di Riferimento V_R di **75 anni** finalizzata alla definizione dello Spettro Elastico Normalizzato (**SLV, SLD, SLO**) con riferimento alla **D.G.R. n. 630/219**.

Dai risultati delle indagini effettuate è emerso che l'area di edificazione è caratterizzata dalla presenza, già dalla superficie, di un primo livello (**Livello 1**) dello spessore di circa 28-30 m di depositi prevalentemente coesivi di natura *argilloso-limoso*, i cui parametri geotecnici caratteristici di seguito riportati, sono stati ricavati dall'analisi integrata dei dati di laboratorio, delle prove penetrometriche con piezocono e delle prove in foro SPT.

Al di sotto del livello coesivo è presente un secondo livello (**Livello 2**) caratterizzato da depositi prevalentemente *ghiaioso-sabbiosi*, il cui tetto è stato intercettato a profondità tra 28 e 30 m da p.c., mentre non è noto il suo spessore effettivo in corrispondenza dell'area di edificazione, sebbene prove in zone limitrofe, presenti in bibliografia, indichino uno spessore pluri-decametrico.

Durante la campagna di indagini la soggiacenza della falda, da letture dirette, è risultata essere posta a profondità compresa tra 4.50 m (letture di dicembre 2022) e 1.50÷2.50 m da p.c. (febbraio 2023), per cui si nota come nell'arco di pochi mesi si sia assistito ad una importante escursione del livello piezometrico in concomitanza con un periodo di importanti precipitazioni.



LIVELLO 1	
Parametri geotecnici	Valori caratteristici
γ (KN/m ³)	19.5
C' (Kpa)	22
Cu (Kpa)	56
Φ' (°)	24
LIVELLO 2	
Parametri geotecnici	Valori caratteristici
γ (KN/m ³)	21
Dr (%)	21
Φ' (°)	29

Fig 5. Parametri Geotecnici Caratteristici delle litologie riscontrate in sito.

Con particolare riferimento alle ultime indagini integrative svolte occorre puntualizzare che il Livello 1, costituito da materiale coesivo, è a sua volta suddivisibile in due sottolivelli:

Livello 1a: presente nei primi 4 – 5 mt. da piano campagna esistente, costituito da argilla debolmente limosa di colore ocra, di *consistenza dura e debolmente umida*, di caratteristiche geotecniche discrete, ossia:

Peso di volume naturale:	$\gamma_t = 18.50$ kN/m ³
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 70$ KPa;
Modulo di elasticità secante:	$E_s = 6.50$ MPa;
Modulo Edometrico:	$M_o = 7.0$ MPa;

Livello 1b: da - 4 ÷ -5 mt. da p.c. sino al livello dei depositi ghiaiosi, costituito da limi debolmente argillosi e/o argille debolmente limose di colore grigio e consistenza da tenera a media alternativamente, molto umida, caratterizzata da parametri geotecnici più scadenti quali:

Peso di volume naturale:	$\gamma_t = 19.00$ kN/m ³
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 56$ KPa;
Modulo di elasticità secante:	$E_s = 2.5$ MPa;
Modulo Edometrico:	$M_o = 3.0$ MPa.

- **Sismicità**

Con Delibera n. 1164 del 23.07.2018 la Regione Emilia Romagna ha recentemente predisposto l'aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni della Regione la quale prevede che il territorio comunale di Parma rientra in Zona Sismica **3**.

Sul territorio comunale di Parma è stato realizzato lo studio di Microzonazione Sismica di II° livello con approfondimenti di III° livello e analisi della *Condizione Limite dell'Emergenza* in conformità con quanto stabilito dagli indirizzi regionali in materia.

Con riferimento al PTCP della Provincia di Parma, l'area in oggetto rientra all'interno dei "*Depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o misti depositi alluvionali intravallivi, substrato roccioso con $V_s < 800$ m/s*".

La Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva sismica (MOPS) dello studio di III livello definisce l'area oggetto di edificazione appartenente alla - **Zona 2006 ZALc**: "*Zone di Attenzione per Liquefazione – Terreni prevalentemente coesivi con lenti sabbiose significative entro i primi 15-20 metri su livelli ghiaiosi profondi*".

Mentre, da **Tav. 10** del **PSC** di Parma individua l'area come **“Successione stratigrafica di tipo 4: Zone suscettibili di amplificazione sismica locale con livelli ghiaiosi prevalenti con o senza livelli fini argillosi e limosi in genere riconducibili alle categorie di suolo B o C”**.

Dalla prova locale **M.A.S.W.** eseguita in corrispondenza dell'area in esame è stato ottenuto un valore di $V_{s,eq}=V_{s,30}=$ **232 m/s**, al quale, con riferimento alla **Tab. 3.2 II** delle **NTC 2018** il sito in esame rientra nella Categoria di Suolo **“C”**.

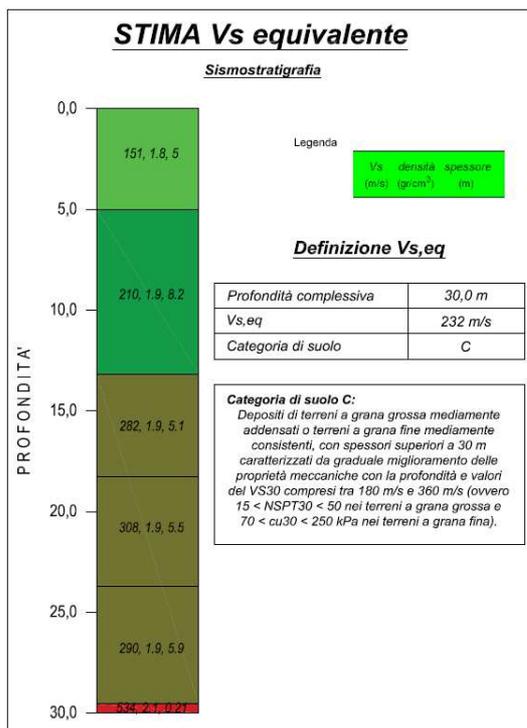


Fig 6. Risultati prova M.A.S.W.: Andamento delle V_s con la profondità e valutazione del $V_{s,eq}$ [m/s].

- **Verifica nei confronti del Rischio di Liquefazione**

Le elaborazioni relative al calcolo dell'Indice Potenziale di Liquefazione (LPI) per $a_{g,max}= 0.29$ e MW pari a 6.8, hanno messo in evidenza un potenziale di liquefazione generalmente **nullo e solo localmente moderato**. Di fatto le fondazioni dirette continue ed a struttura rigida previste in progetto sono in grado di ovviare ad eventuali fenomeni di natura locale.

5.2 Relazione Geotecnica sulle Indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno

5.2.1 Caratterizzazione Geotecnica

Le caratteristiche del terreno del sito ove sorgerà la nuova costruzione sono state analizzate, dal punto di vista, Geologico-Geotecnico e sismico, a cura del **Dott. Geol. Fabrizio Giorgini** i cui risultati sono stati presentati nei doc.ti inerenti la **Geologia** completa dei vari Allegati, ai quali si rimanda per ulteriori approfondimenti.

Le fondazioni, del tipo diretto, sono comuni ai due corpi strutturali e realizzate da travi rovesce continue in c.a. H150 (100+50) con ampiezza di base B variabile tra 180÷80 ed anima b 50-40-30, impostate a quota costante ed uniforme non superiore a *-1.25 m da piano campagna esistente*.

L'area di edificazione è caratterizzata dalla presenza, già dalla superficie, di un primo livello (**Livello 1**) dello spessore di circa 28-30 m di depositi prevalentemente coesivi di natura *argilloso-limosa*, i cui parametri geotecnici caratteristici di seguito riportati, sono stati ricavati dall'analisi integrata dei dati di laboratorio, delle prove penetrometriche con piezocono e delle prove in foro SPT.

Al di sotto del livello coesivo è presente un secondo livello (**Livello 2**) caratterizzato da depositi prevalentemente *ghiaioso-sabbiosi*, il cui tetto è stato intercettato a profondità tra 28 e 30 m da p.c., mentre non è noto il suo spessore effettivo in corrispondenza dell'area di edificazione, sebbene prove in zone limitrofe, presenti in bibliografia, indichino uno spessore pluri-decametrico.

Con particolare riferimento alle ultime indagini integrative, commissionate per meglio caratterizzare il volume di terreno interessato dalle fondazioni, sia per quanto riguarda i *parametri di capacità portante* che di *deformabilità*, per il Livello 1 si è ottenuta la seguente Caratterizzazione Geotecnica:

Livello 1a: presente nei primi 4 – 5 mt. da piano campagna esistente, costituito da argilla debolmente limosa di colore ocra, di *consistenza dura e debolmente umida*, di caratteristiche geotecniche discrete, ossia:

Peso di volume naturale:	$\gamma_t = 18.50 \text{ kN/m}^3$
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 70 \text{ KPa}$;
Modulo di elasticità secante:	$E_s = 6.50 \text{ MPa}$;
Modulo Edometrico:	$M_o = 7.0 \text{ MPa}$;

Livello 1b: da - 4 ÷ -5 mt. da p.c. sino al livello dei depositi ghiaiosi, costituito da limi debolmente argillosi e/o argille debolmente limose di colore grigio e consistenza da tenera a media alternativamente, molto umida, caratterizzata da parametri geotecnici più scadenti quali:

Peso di volume naturale:	$\gamma_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 56 \text{ KPa}$;
Modulo di elasticità secante:	$E_s = 2.5 \text{ MPa}$;
Modulo Edometrico:	$M_o = 3.0 \text{ MPa}$.

5.2.2 Pressioni involuppo per Cmb. Trasmesse sul terreno di fondazione

Di seguito si riportano le mappe delle massime pressioni involuppo sul terreno di fondazione per Combinazioni.

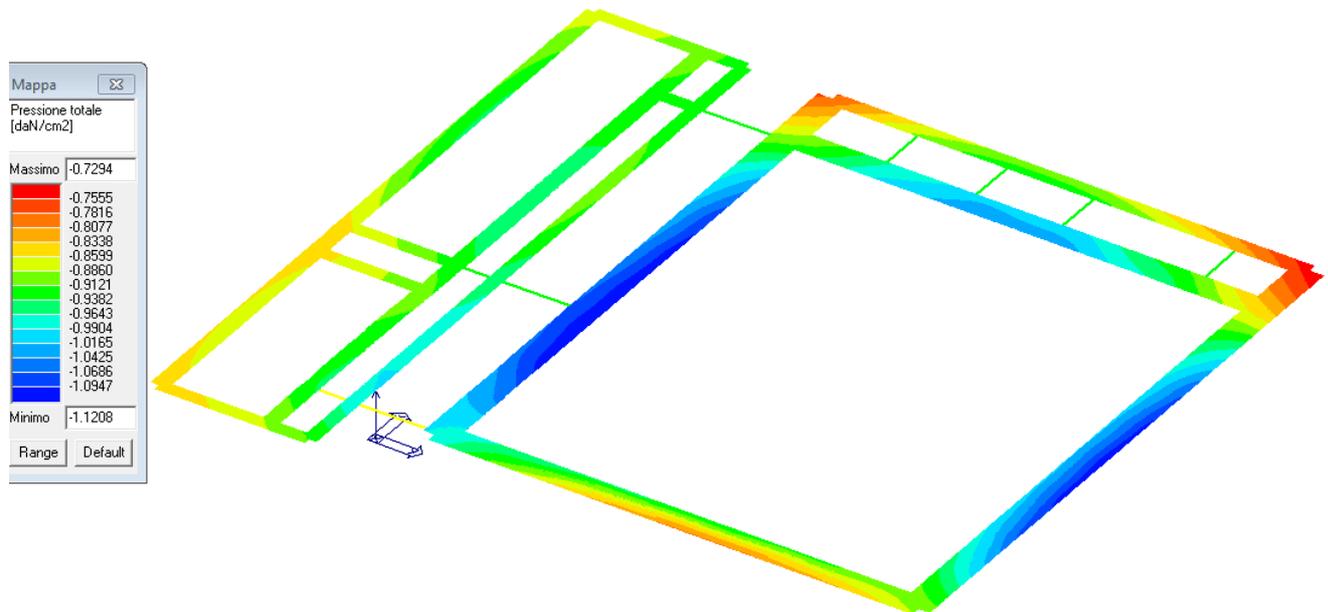


Fig 7. Pressioni massime involuppo sul terreno di fondazione in **Cmb. SLU Fondamentali** [daN/cm²].

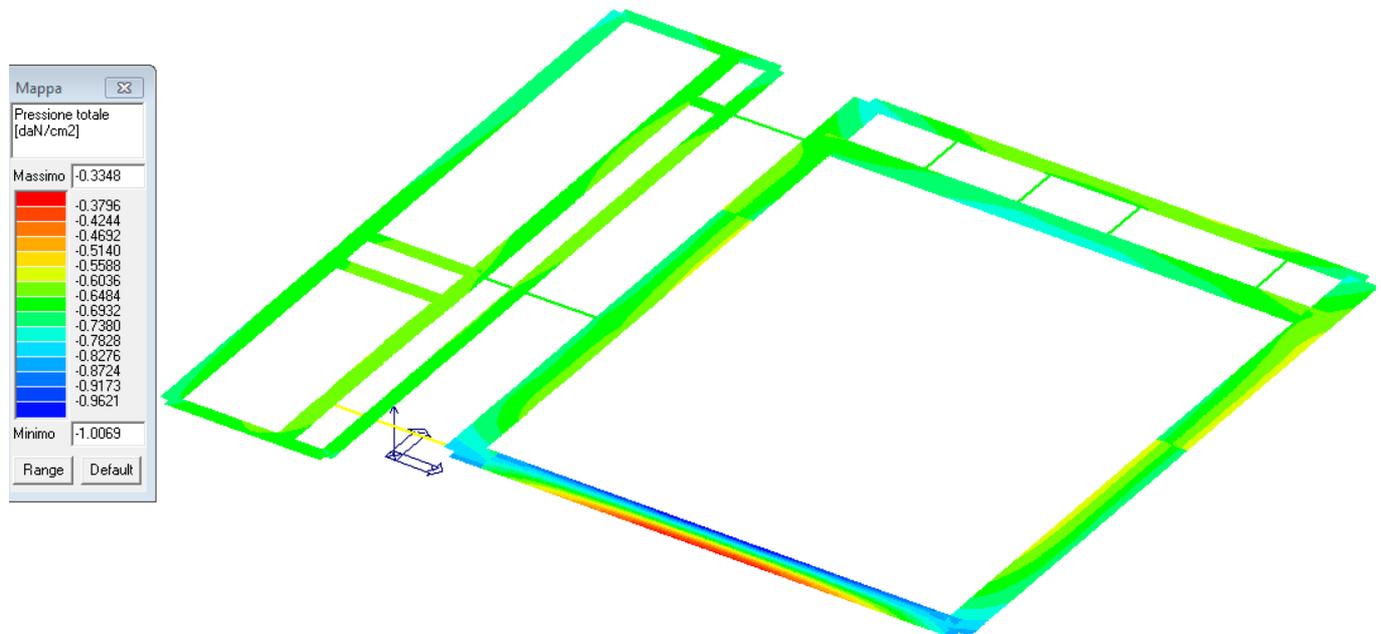


Fig 8. Pressioni massime involuppo sul terreno di fondazione in **Cmb. SLV Sismiche** [daN/cm²].

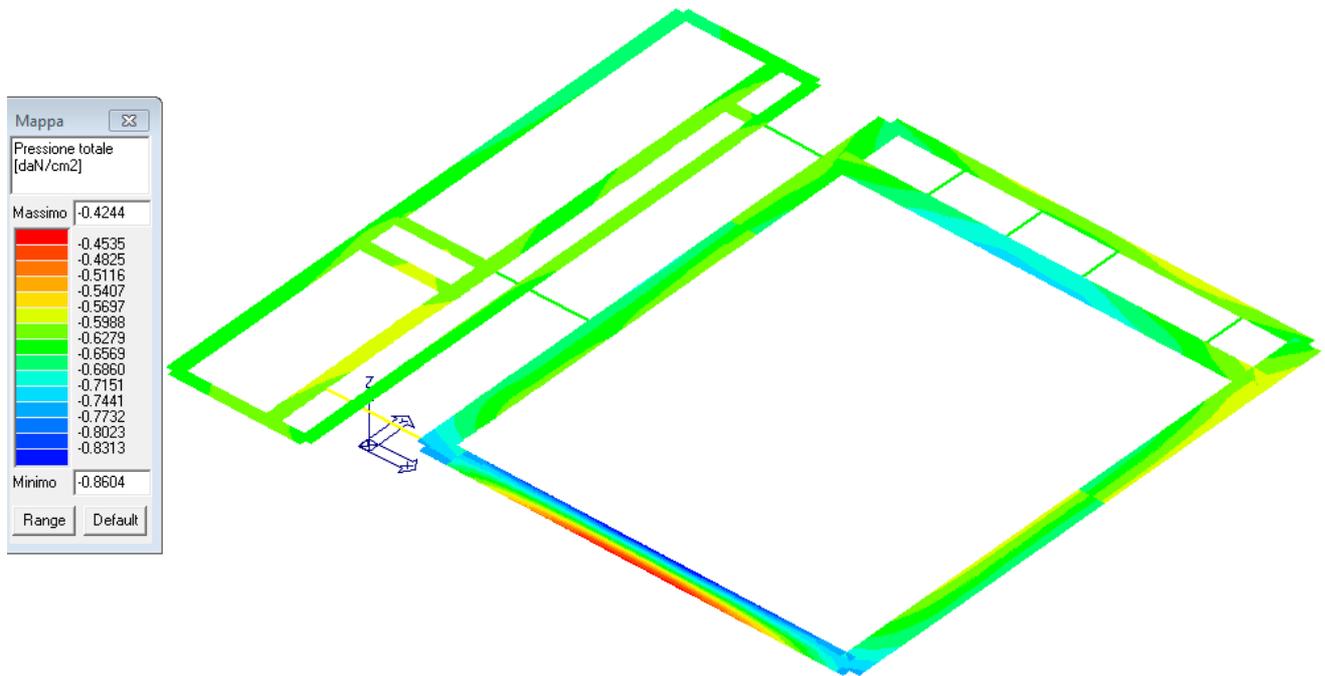


Fig 9. Pressioni massime involucro sul terreno di fondazione in **Cmb. SLD Sismiche** [daN/cm²].

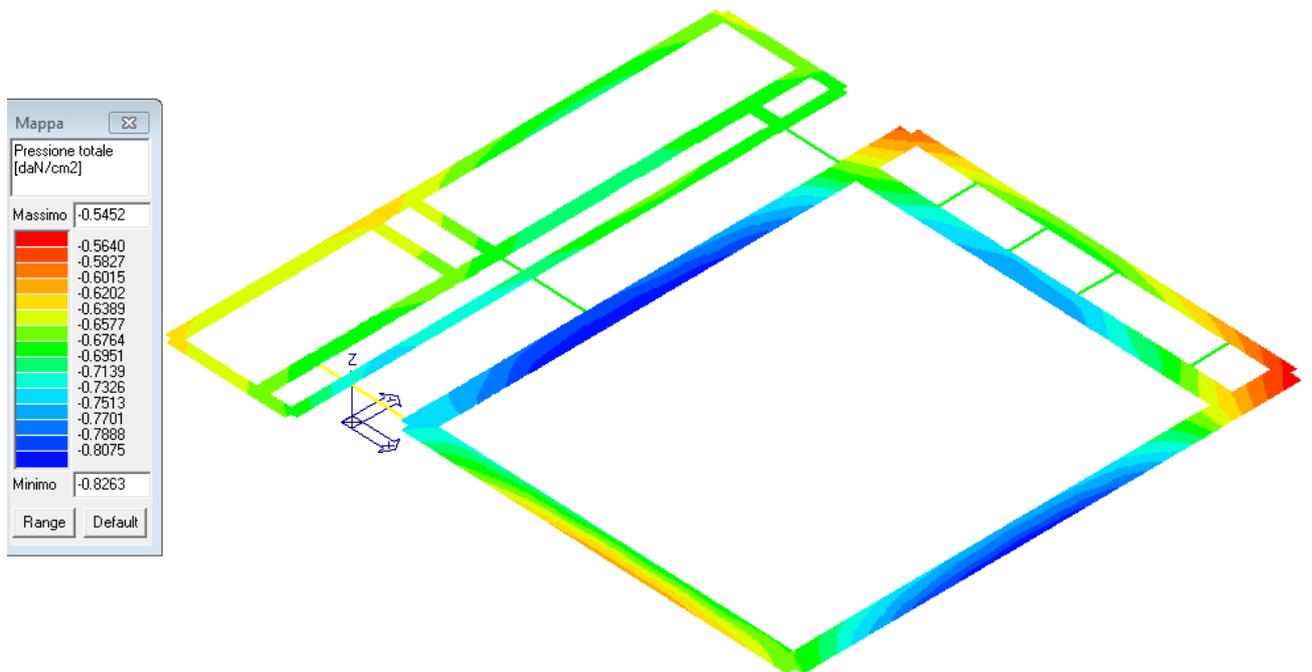


Fig 10. Pressioni massime involucro sul terreno di fondazione in **Cmb. SLE Rara** [daN/cm²].

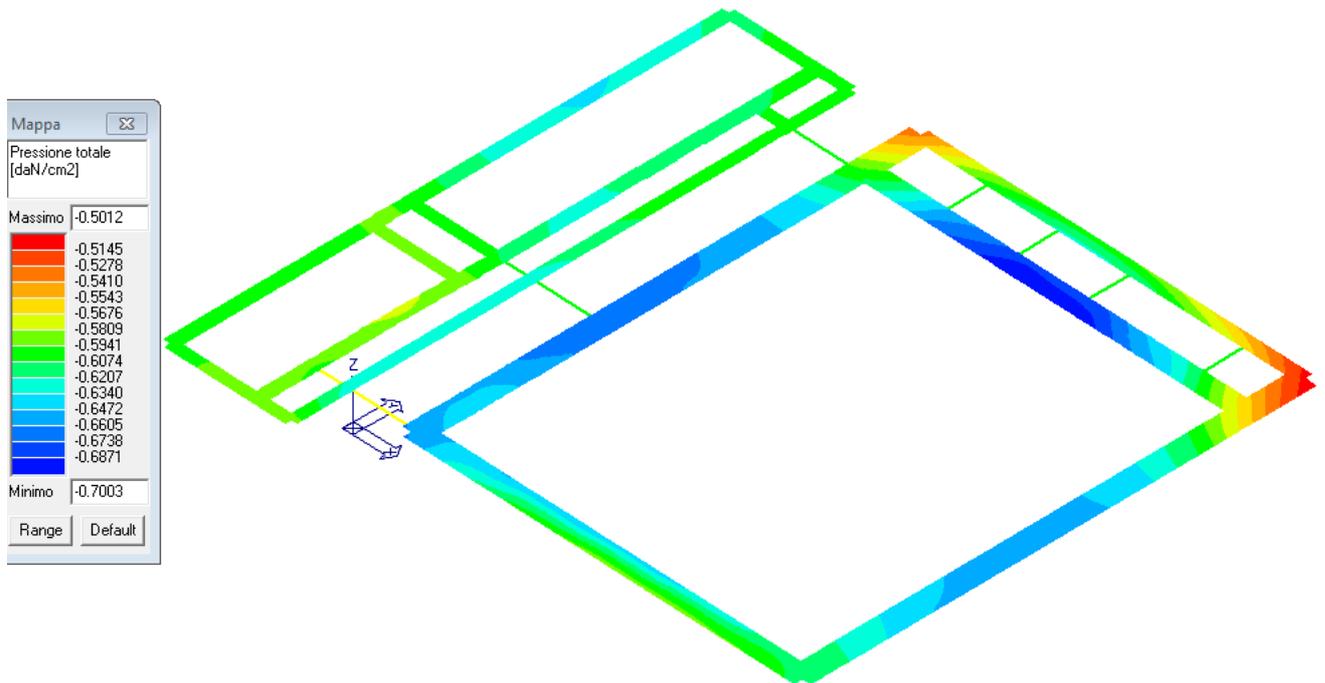


Fig 11. Pressioni massime involucro sul terreno di fondazione in **Cmb. SLE Frequente** [daN/cm²].

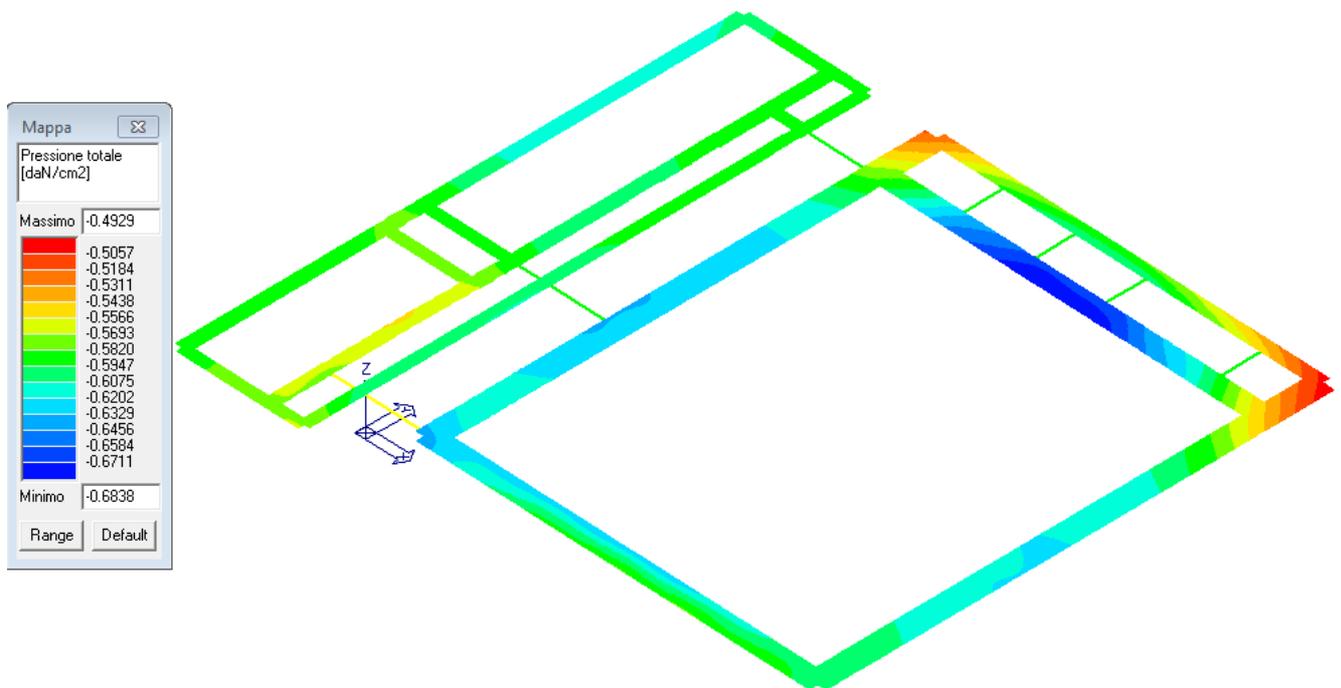


Fig 12. Pressioni massime involucro sul terreno di fondazione in **Cmb. SLE Quasi Permanenti** [daN/cm²].

5.2.3 Valutazione Capacità Portante delle Fondazioni dirette

Le strutture di fondazione risultano direttamente attestata sullo strato delle *argille-limose di colore ocra da molto consistenti a dure debolmente umide*, ossia terreni a grana fine, per cui si assume che la rottura avvenga in condizioni **NON DRENATE**, essendo questa la condizione più critica per questi tipi di terreni, pertanto si assume che la relativa capacità portante possa essere espressa in termini di TENSIONI TOTALI ossia:

$$\phi_u = 0.0;$$

$$c = c_u;$$

$$\gamma_t = \gamma_{sat}.$$

$$Q_{Lim.} = \gamma_t D + N_c c_u$$

Ai fini della definizione della CAPACITÀ PORTANTE del terreno di fondazione si considerano i *Parametri Geotecnici Caratteristici* più cautelativi ottenuti dalle varie indagini geognostiche effettuate, per tutto lo strato in profondità interessato dal bulbo delle pressioni significative.

Parametri Geotecnici Caratteristici di Calcolo

$$\gamma_{t,min.} = 1850 \text{ daN/m}^3;$$

$$c_{uk,min} = 0.56 \text{ daN/cm}^2; \quad (\text{Liv. 1b})$$

$D_{min.} \geq 1.3 \text{ m}$ (approfondimento minimo fondazione da piano campagna esistente);

$$N_c = (\pi + 2) = 5.14 \quad \text{Fattore di capacità portante}$$

$$M_{ed,k} = 70 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{sino a } -5.0 \text{ mt da p.c. esistente});$$

$$M_{ed,k} = 25 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{da } -5.0 \text{ mt a } -15.00 \text{ mt da p.c. esistente});$$

Dalla Teoria di **Paolucci & Pecker** (1997) si definiscono i parametri correttivi dei fattori di capacità portante in Condizioni Sismiche:

$$Z_f = Z_q = (1 - k_h / \tan \phi)^{0.35} \approx 1.0;$$

$$Z_c = 1 - 0.32 K_h = 1 - 0.32 \cdot 0.064 = 0.96$$

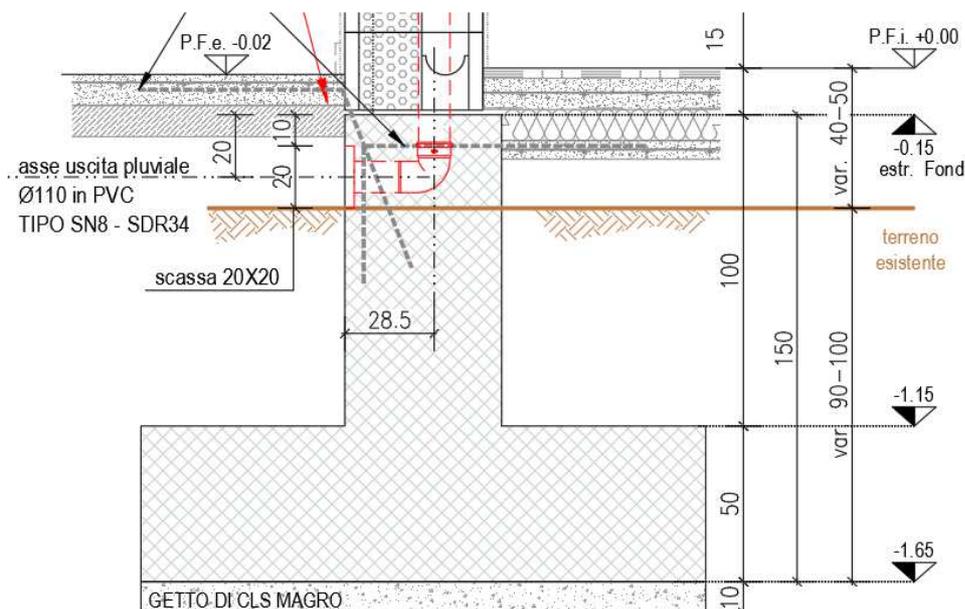


Fig 13. Sezione trasversale tipica fondazione diretta su trave continua.

Definizione Capacità Portante

Approccio 2 (A1; M1; R3)

A) Condizioni Statiche:

$$Q_{lim.} = 3.12 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{Rd} = Q_{lim.} / 2.3 = 1.35 \text{ daN/cm}^2$$

Massimo Rapporto di Verifica:

$$q_{Ed,max} / q_{Rd} = 1.12 / 1.35 = 0.83 \leq 1.0 \quad \text{Verifica Soddisfatta.}$$

B) Condizioni Sismiche:

$$Q_{lim.} = 3.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{Rd-sis} = Q_{lim.} / 2.3 = 1.30 \text{ daN/cm}^2$$

Massimo Rapporto di Verifica:

$$q_{Ed,max} / q_{Rd-sis} = 1.01 / 1.30 = 0.78 \leq 1.0 \quad \text{Verifica Soddisfatta.}$$

- Stima cautelativa della Costante di Sottofondo alla Winkler

(Modulo di reazione terreno-fondazione)

Formulazione di Bowles:

$$K_s = 40 Q_{lim}$$

$Q_{lim.} \approx 385 \text{ KPa}$ (per Livello 1a)

$$K_s = 40 \cdot 385 = 15400 \text{ KN/m}^3 = 1.54 \text{ daN/cm}^3$$

- Stima dei Cedimenti massimi attesi da Metodo Elastico

La stratigrafia di progetto prevede terreno coesivo di buona consistenza (**Liv. 1a**) da quota imposta fondazioni a circa -5.0 m da piano campagna esistente, oltre l'argille diviene di minor consistenza e più scadente (**Liv. 1b**).

Sia:

$$S = \sum_i [\sigma_t (1-\nu^2) / E_{ed}] \times H_i$$

Dove:

H_i : potenza dello strato i-esimo significativo coinvolto dal bulbo delle pressioni (=3.0 B \approx 5.40 cm);

E_{ed} : modulo elastico del terreno (sino a -5.0 mt da p.c. esistente: $E_{ed} = M_{ed,k} * 0.75 = 52.5 \text{ daN/cm}^2$

Oltre: $E_{ed} = M_{ed,k} * 0.75 = 25 \text{ daN/cm}^2$;

ν : coeff. di Poisson (=0.3);

σ : Pressione media distribuita sul terreno di fondazione a quota $H_i/2$;

S : cedimento atteso.

Essendo:

$$\sigma_{t,perm} \leq 0.75 \text{ daN/cm}^2;$$

$$H_1 = 3.50 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = (0.75 \text{ daN/cm}^2 \cdot 180 \text{ cm}) / (180 + 350 \text{ tg } 30^\circ) = 0.36 \text{ daN/cm}^2;$$

$$H_2 = 2.00 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = (0.75 \text{ daN/cm}^2 \cdot 180 \text{ cm}) / (180 + 2 \cdot 450 \text{ tg } 30^\circ) = 0.20 \text{ daN/cm}^2;$$

$$S = 2.185 + 1.40 \approx 3.60 \text{ cm.}$$

Il cedimento massimo atteso è del tutto compatibile con le caratteristiche della struttura in oggetto.

5.2.4 Valutazione dei Cedimenti con Metodo Edometrico [M_{Ed}]

Il calcolo del cedimento è condotto utilizzando il Metodo Edometrico. Sulla base delle esperienze di *Padfield & Sharrock* (1983), per terreni coesivi N.C. il cedimento finale w_f può essere correlato al solo cedimento edometrico w_{ed} e assunto pari a:

$$w_f = 1.10 w_{ed}$$

La profondità attivata dal cedimento viene individuata dal punto del sottosuolo in corrispondenza del quale la tensione verticale indotta dal carico eguaglia il 10% della tensione geostatica efficace.

Per considerare l'effetto della rigidità della fondazione si fa riferimento alla seguente tabella tratta dalla bibliografia tecnica:

Foundation rigidity	r for computation of δ at center of foundation
Perfectly flexible (i.e., steel tanks)	1.00
Intermediate (i.e., mat foundations)	0.85–1.00, typically about 0.90
Perfectly rigid (i.e., spread footings)	0.85

Il cedimento viene calcolato per i carichi quasi permanti (*SLE Q. Perm.*), considerando la pressione agente sul piano di fondazione depurata dal peso del terreno esistente prima della posa della fondazione.

Si suddivide il sottosuolo in strati si spessore h_i variabile ($h_{max} \leq B/3$), a ciascun strato (h_i) si associa il corrispondente Modulo Edometrico ottenuto dalle prove edometriche [$M_{o,i} = \Delta p / \Delta \epsilon$], dove B corrisponde alla dimensione minima (base) della fondazione.

Nella mezzeria di ciascun strato si calcola l'incremento di pressione verticale [$\Delta p = \sigma_z$], da cui il cedimento edometrico monodimensionale:

$$w_{ed} = \sum_i [\Delta p h_i / M_{o,i}]$$

- **Corpo Palestra – Fondazione B= 180 cm**

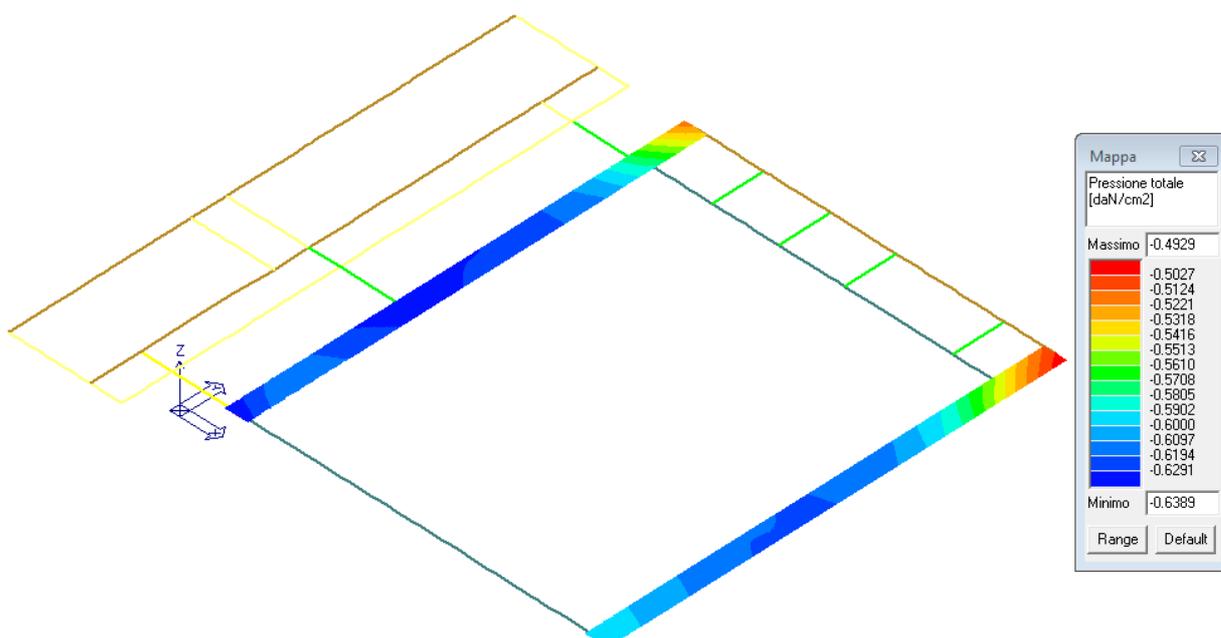
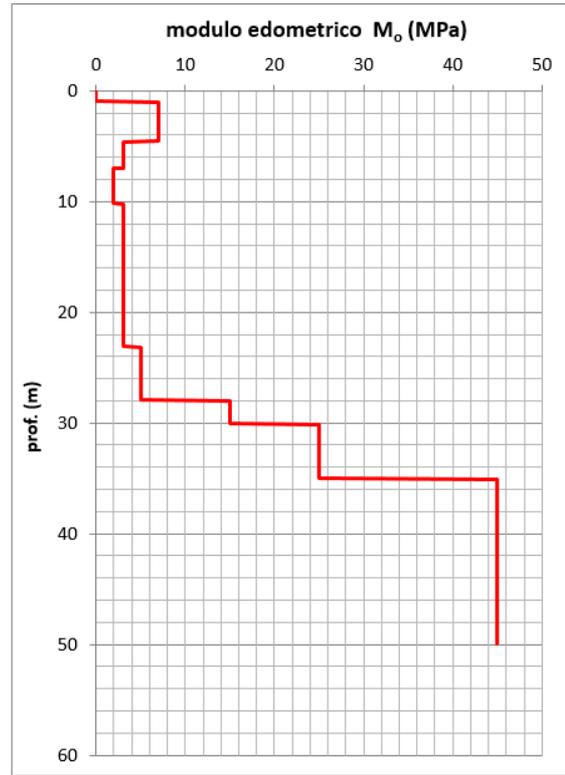
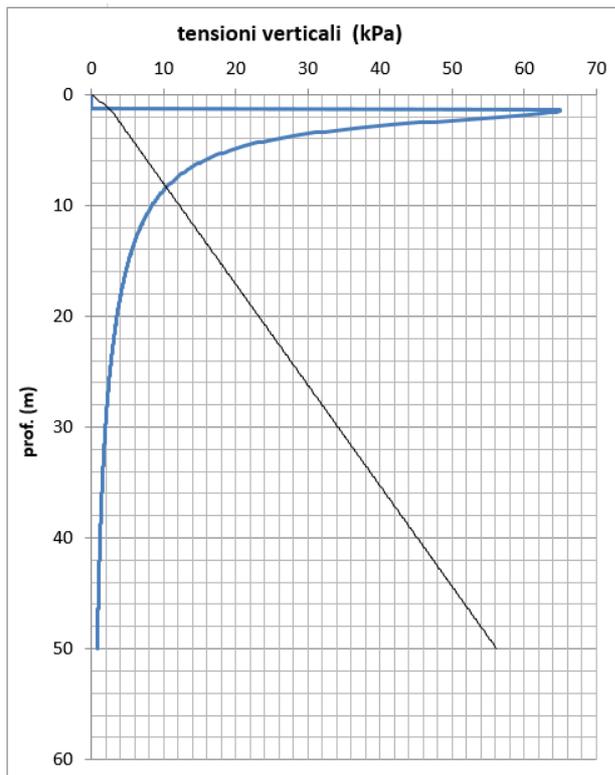


Fig 14. Pressioni sul terreno di fondazione in Cmb. SLE Q. Perm.



CEDIMENTI FONDAZIONE RETTANGOLARE

CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE - SCHEMA EDOMETRICO

FONDAZIONE RETTANGOLARE

larghezza fondazione:	B = 1.80 m
lunghezza fondazione:	L = 38.00 m
profondità piano fondazione (dal p.c.):	$h_f = 1.30$ m
incremento di pressione sul piano fondazione:	$\Delta q = 65$ kPa

SOTTOSUOLO

profondità terreno comprimibile (dal p.c.):	$Z_c = 8.50$ m
profondità falda dal p.c.:	$Z_w = 1.50$ m
peso di volume umido (sopra falda):	$\gamma = 19.0$ kN/m ³
peso di volume immerso (sotto falda):	$\gamma' = 11.0$ kN/m ³

cedimento (centro fondazione flessibile):	$w' = 41$ mm
coefficiente rigidità fondazione:	r = 0.85

cedimento edometrico atteso:	$w = r w' = 35$ mm
cedimento finale ($w_f = 1.10 w$):	$w_f = 38$ mm
costante di stoffondazione (Winkler):	$K_w = 1\,691$ kN/m ³

(valido solo per calcolo cedimenti)

- **Corpo Palestra – Fondazione B= 160 cm**

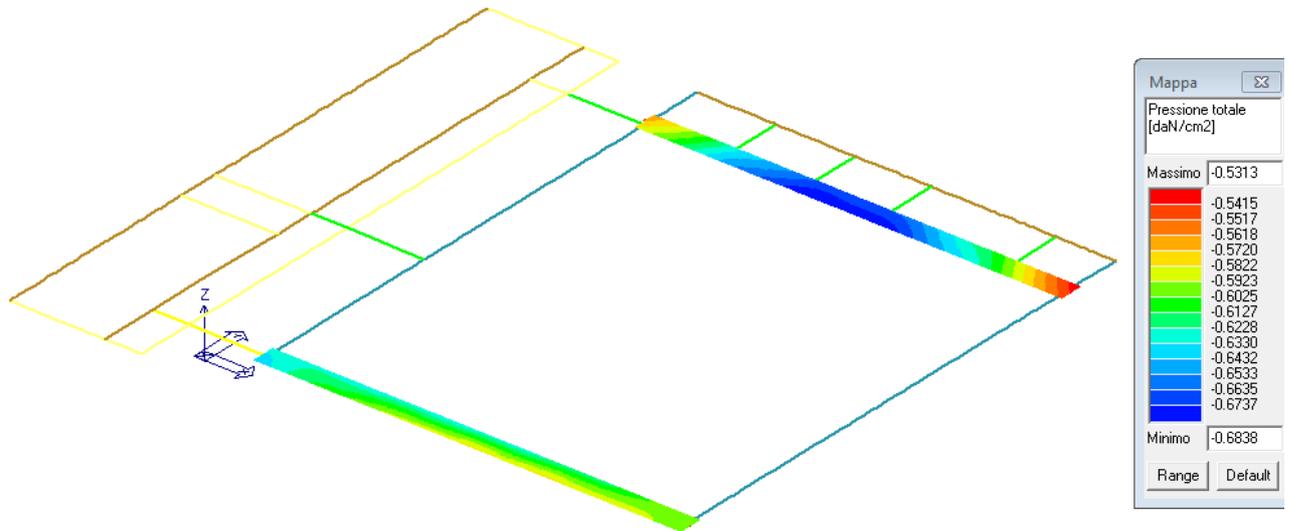
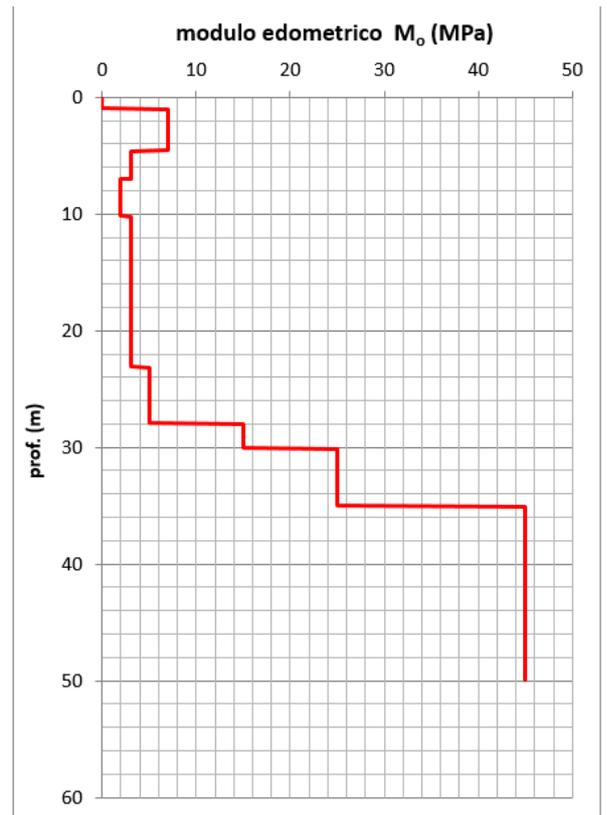
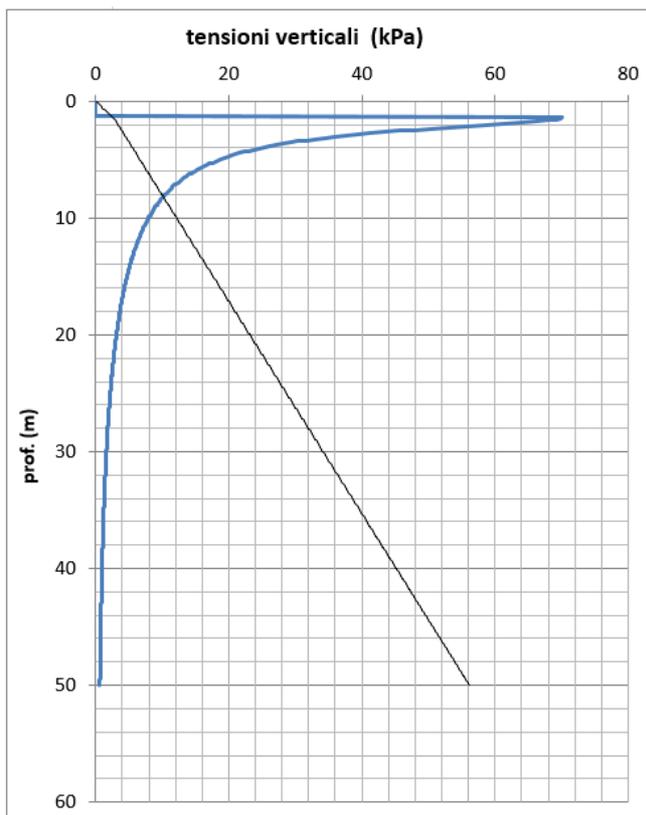


Fig 15. Pressioni sul terreno di fondazione in Cmb. SLE Q. Perm.



CEDIMENTI FONDAZIONE RETTANGOLARE
CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE - SCHEMA EDOMETRICO

FONDAZIONE RETTANGOLARE

larghezza fondazione:	B = 1.60 m
lunghezza fondazione:	L = 30.50 m
profondità piano fondazione (dal p.c.):	h_f = 1.30 m
incremento di pressione sul piano fondazione:	Δq = 70.00 kPa

SOTTOSUOLO

profondità terreno comprimibile (dal p.c.):	Z_c = 8.25 m
profondità falda dal p.c.:	Z_w = 1.50 m
peso di volume umido (sopra falda):	γ = 19.0 kN/m³
peso di volume immerso (sotto falda):	γ' = 11.0 kN/m³

cedimento (centro fondazione flessibile):	w' = 40 mm
coefficiente rigidezza fondazione:	r = 0.85

cedimento edometrico atteso:	w = r w' = 33.63 mm
cedimento finale (w _f = 1.10 w):	w_f = 36.99 mm
costante di stoffondazione (Winkler):	K_w = 1 892 kN/m³

(valido solo per calcolo cedimenti)

• **Corpo Palestra - Fondazione B= 100 cm**

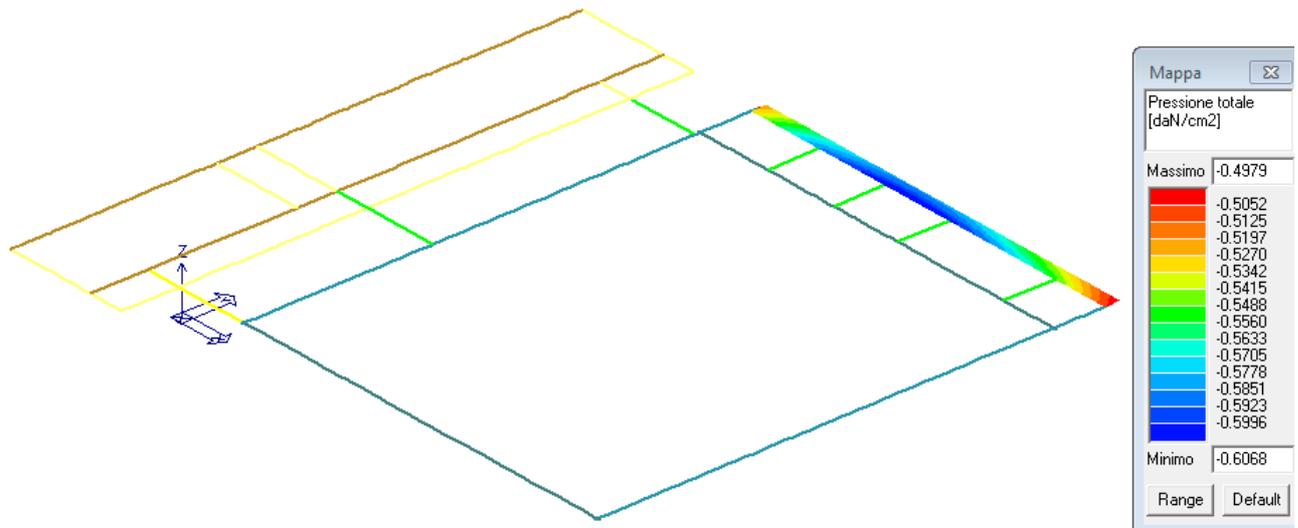
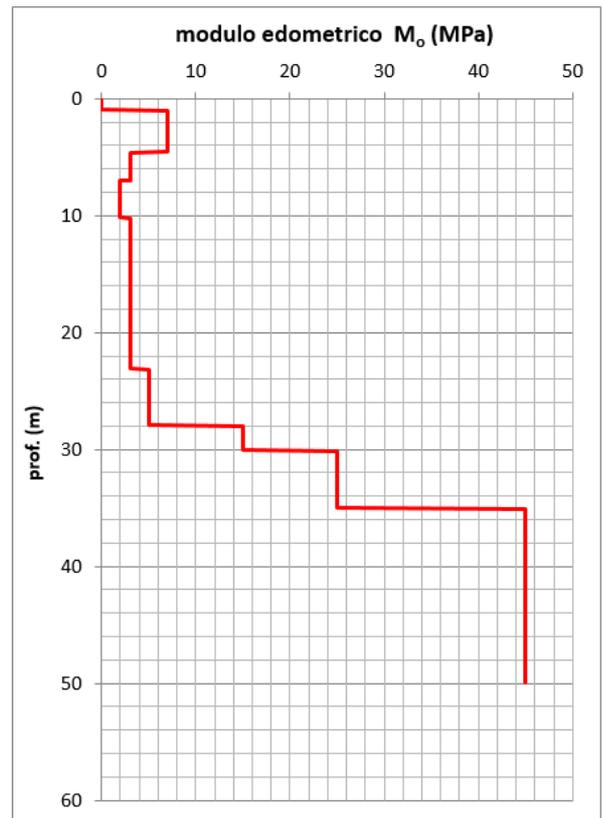
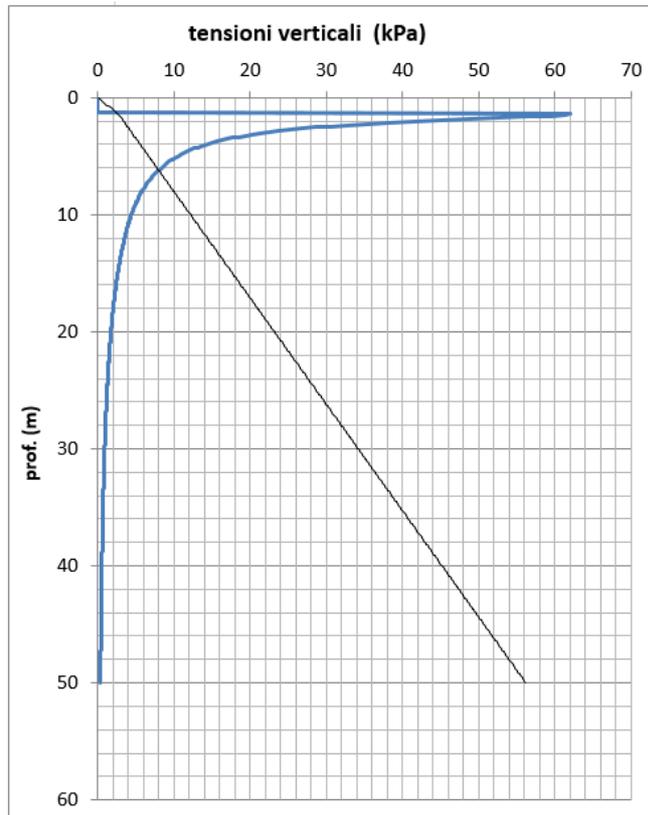


Fig 16. Pressioni sul terreno di fondazione in Cmb. SLE Q. Perm.



CEDIMENTI FONDAZIONE RETTANGOLARE

CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE - SCHEMA EDOMETRICO

FONDAZIONE RETTANGOLARE

larghezza fondazione:	$B = 1.00$ m
lunghezza fondazione:	$L = 30.50$ m
profondità piano fondazione (dal p.c.):	$h_f = 1.30$ m
incremento di pressione sul piano fondazione:	$\Delta q = 62.00$ kPa

SOTTOSUOLO

profondità terreno comprimibile (dal p.c.):	$Z_c = 6.50$ m
profondità falda dal p.c.:	$Z_w = 1.50$ m
peso di volume umido (sopra falda):	$\gamma = 19.0$ kN/m ³
peso di volume immerso (sotto falda):	$\gamma' = 11.0$ kN/m ³

cedimento (centro fondazione flessibile):	$w' = 19$ mm
coefficiente rigidezza fondazione:	$r = 0.85$

cedimento edometrico atteso:	$w = r w' = 16.50$ mm
cedimento finale ($w_f = 1.10 w$):	$w_f = 18.15$ mm
costante di stoffondazione (Winkler):	$K_w = 3\,416$ kN/m ³

(valido solo per calcolo cedimenti)

- **Corpo Spogliatoi - Fondazione B= 100 cm**

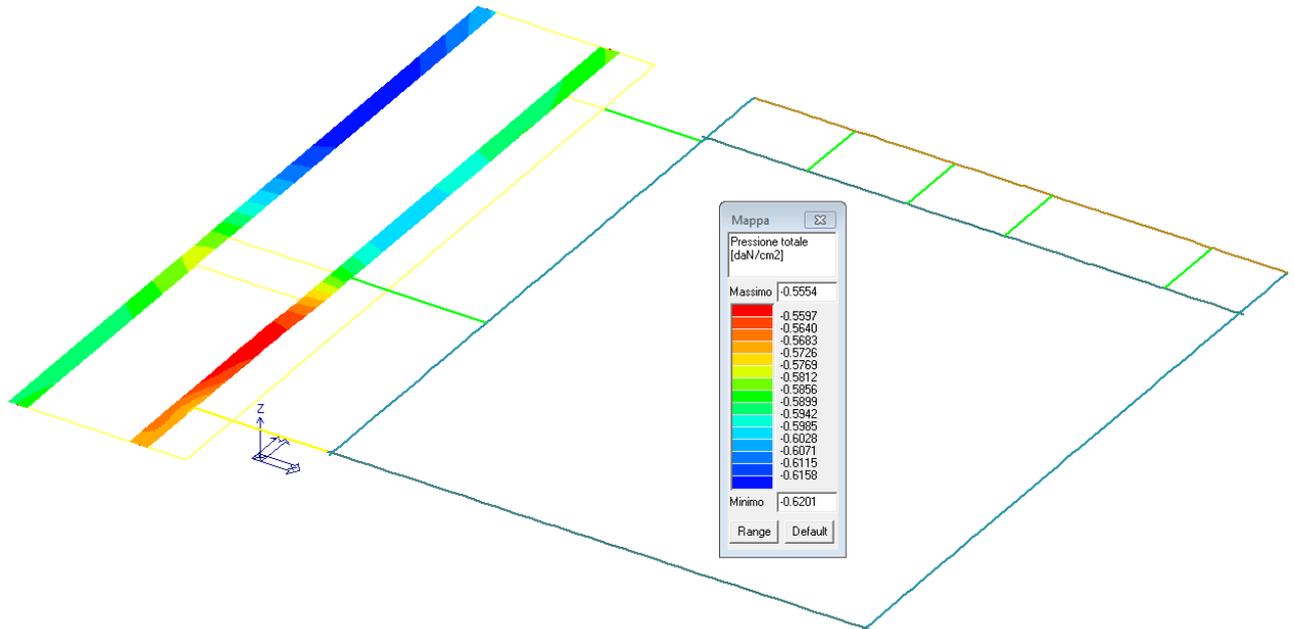
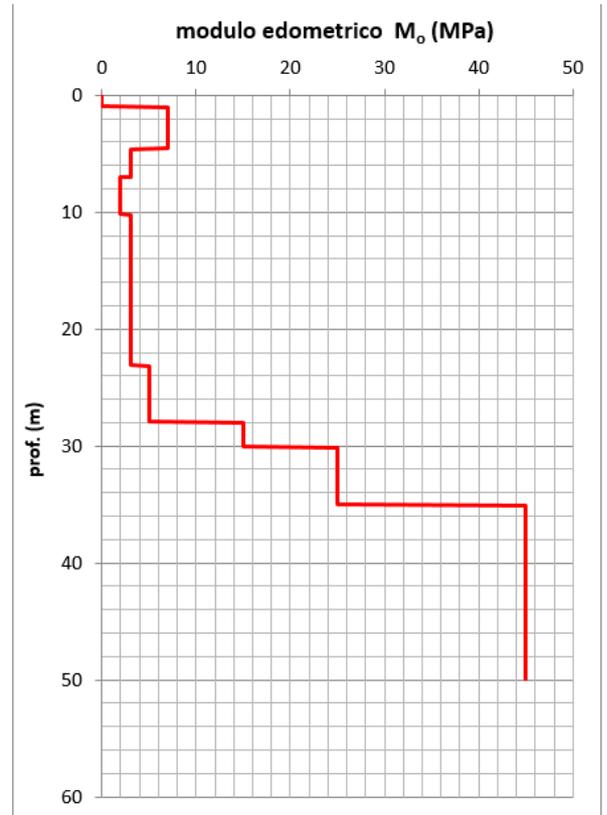
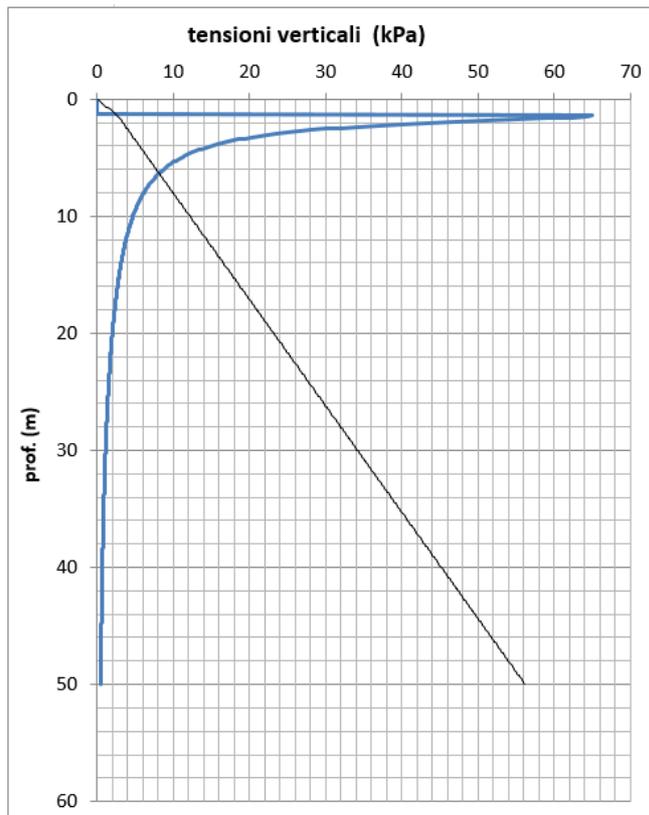


Fig 17. Pressioni sul terreno di fondazione in Cmb. SLE Q. Perm.



CEDIMENTI FONDAZIONE RETTANGOLARE

CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE - SCHEMA EDOMETRICO

FONDAZIONE RETTANGOLARE

larghezza fondazione:	$B = 1.00$ m
lunghezza fondazione:	$L = 40.50$ m
profondità piano fondazione (dal p.c.):	$h_f = 1.30$ m
incremento di pressione sul piano fondazione:	$\Delta q = 65.00$ kPa

SOTTOSUOLO

profondità terreno comprimibile (dal p.c.):	$Z_c = 6.50$ m
profondità falda dal p.c.:	$Z_w = 1.50$ m
peso di volume umido (sopra falda):	$\gamma = 19.0$ kN/m ³
peso di volume immerso (sotto falda):	$\gamma' = 11.0$ kN/m ³

cedimento (centro fondazione flessibile):	$w' = 20$ mm
coefficiente rigidezza fondazione:	$r = 0.85$

cedimento edometrico atteso:	$w = r w' = 17.31$ mm
cedimento finale ($w_f = 1.10 w$):	$w_f = 19.04$ mm
costante di stoffondazione (Winkler):	$K_w = 3414$ kN/m ³

(valido solo per calcolo cedimenti)

- Corpo Spogliatoi - Fondazione B= 80 cm**

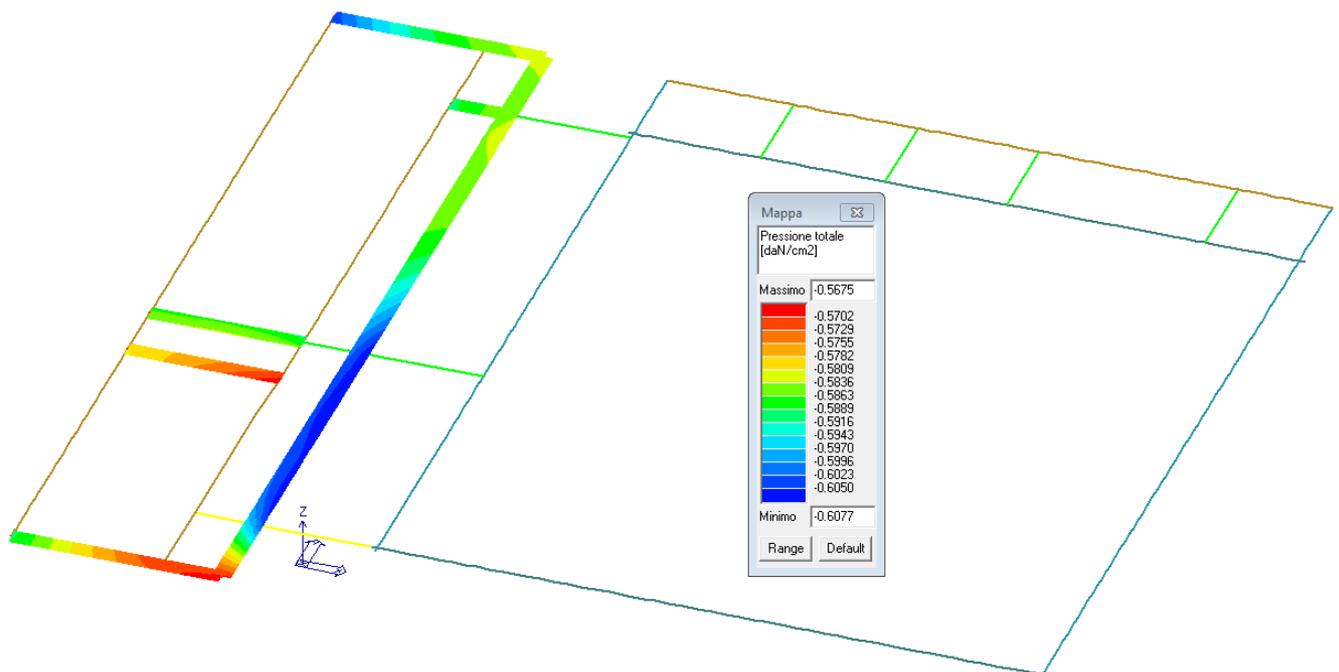
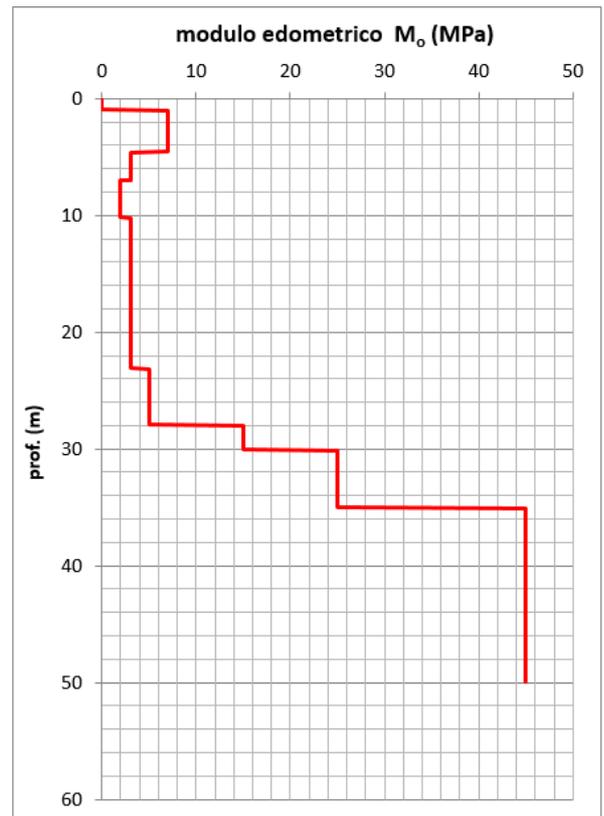
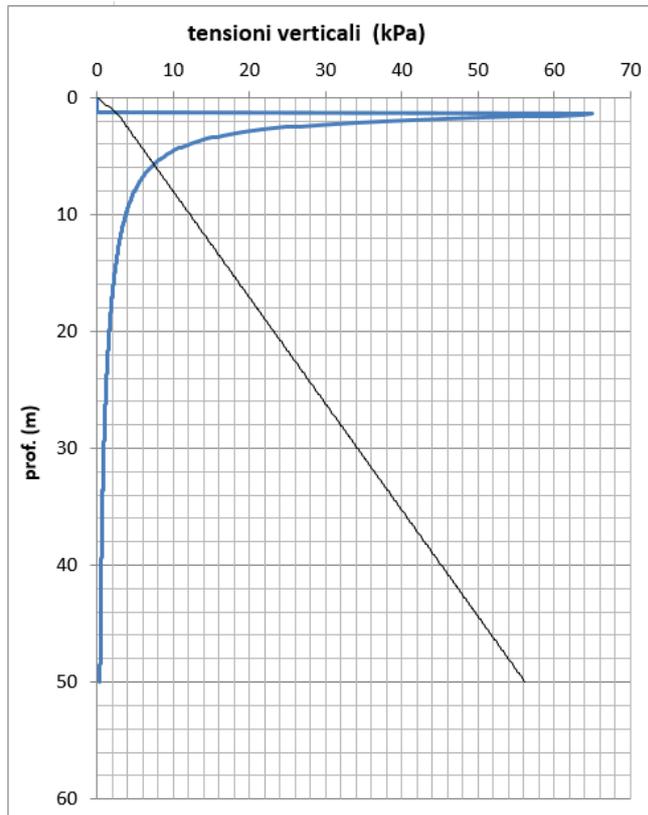


Fig 18. Pressioni sul terreno di fondazione in Cmb. SLE Q. Perm.



CEDIMENTI FONDAZIONE RETTANGOLARE

CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE - SCHEMA EDOMETRICO

FONDAZIONE RETTANGOLARE

larghezza fondazione:	B = 0.80 m
lunghezza fondazione:	L = 40.50 m
profondità piano fondazione (dal p.c.):	h _f = 1.30 m
incremento di pressione sul piano fondazione:	Δq = 65.00 kPa

SOTTOSUOLO

profondità terreno comprimibile (dal p.c.):	Z _c = 6.00 m
profondità falda dal p.c.:	Z _w = 1.50 m
peso di volume umido (sopra falda):	γ = 19.0 kN/m ³
peso di volume immerso (sotto falda):	γ' = 11.0 kN/m ³

cedimento (centro fondazione flessibile):	w' = 16 mm
coefficiente rigidezza fondazione:	r = 0.85

cedimento edometrico atteso:	w = r w' = 13.80 mm
cedimento finale (w _f = 1.10 w):	w _f = 15.18 mm
costante di stoffondazione (Winkler):	K _w = 4 281 kN/m ³

(valido solo per calcolo cedimenti)

Riassumendo, sono stati ottenuti i seguenti cedimenti edometrici per le varie tipologie di soles di fondazione previste in progetto:

- Corpo Palestra - Fondazione B= 180 cm: $\Delta p= 65$ kPa; $w_f= 38$ mm;
- Corpo Palestra - Fondazione B= 160 cm: $\Delta p= 68.5$ kPa; $w_f= 37$ mm;
- Corpo Palestra - Fondazione B= 100 cm: $\Delta p= 61$ kPa; $w_f= 18$ mm;
- Corpo Spogliatoi - Fondazione B= 100 cm: $\Delta p= 62$ kPa; $w_f= 19$ mm;
- Corpo Spogliatoi - Fondazione B= 80 cm: $\Delta p= 62$ kPa; $w_f= 15$ mm.

Il cedimento massimo atteso ed i cedimenti differenziali sono del tutto compatibile con le caratteristiche della struttura in oggetto.

5.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la “Pericolosità di base” del sito di costruzione

Per tale documentazione fare riferimento agli elaborati specifici redatti a cura del **Dr. Geol. Fabrizio Giorgini** dello **Studio SUBSOIL S.r.l.** con sede in Str. per Barco 1/c – Montecchio Emilia - RE – Allegati al presente progetto, ai quali si rimanda per tutto quanto di seguito non specificato e/o per necessità di approfondimenti.

In riferimento alla prima classificazione sismica d'urgenza introdotta dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003 (allegato 1, punto 3), nonché in base alla Deliberazione della Giunta Regionale n. 1435 del 21.07.2003, il territorio Comunale di **Parma - PR**, risulta classificato in **Zona 3**, come da Allegato A (Classificazione sismica dei comuni d'Italia), in considerazione anche del fatto che nella Regione Emilia Romagna è stata adottata la mappa ottenibile dai criteri previsti (allegato 1, punto 2 OPCM 3274/2003), questi ultimi basati su predefiniti intervalli dei valori di a_g .

In seguito la pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale è stata definita con l'**OPCM 3519/2006** attraverso la *mappa di pericolosità sismica per il territorio nazionale* la quale mostra i valori di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferiti a suoli di categoria “A” ($V_{s,30} > 800$ m/s).

La classificazione sismica del territorio comunale in “**Zona 3**” è stata recepita e confermata anche dalla recente **D.G.R. 1164/2018**.

Con l'entrata in vigore del **D.M. 14.01.2008**, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente” e non più tramite un criterio “zona dipendente”. Il **D.M. 17.01.2018**, non cambia sostanzialmente questo tipo di approccio.

L'azione sismica del progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “*pericolosità di base*” del sito di costruzione, che è elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Come previsto al Cap. 2 delle NTC 2018 sono stati assunti i seguenti parametri per l'edificio in oggetto:

PARAMETRI AZIONE SISMICA DM 17/01/2018

- Caratterizzazione sito**

Zona sismica: **Zona 3;**
 Sito – Regione: **Emilia Romagna – Parma – PR;**
 Latitudine (WGS84): **44°,828172 N;**
 Longitudine (WGS84): **10°.334309 E.**

- Periodo di riferimento in accordo con la Committenza**

Tipo di costruzione: **ordinaria;**
 Vita Nominale: $V_N=$ **50 anni;**
 Classe d'Uso: **III - (affollamenti significativi);**
 Coefficiente d'uso **$C_U= 1.5;$**
 Vita di Riferimento **$V_R= V_N C_U=75$ anni.**

- Pericolosità sismica di base per $T_R=712$ anni - SLV**

Accelerazione orizzontale massima attesa (suolo rigido; suolo cat. A) **$a_g= 0.151$ g;**
 Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale **$F_0= 2.481;$**
 Valore periodo di riferimento per determinazione tratto a velocità costante dello spettro **$T_C^*= 0.291$ sec.**

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.052	2.508	0.252
SLD	75	0.064	2.513	0.268
SLV	712	0.152	2.481	0.290
SLC	1462	0.191	2.487	0.299

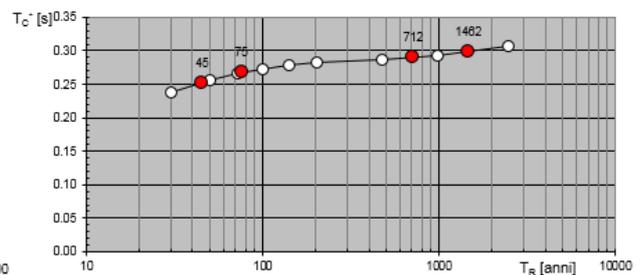
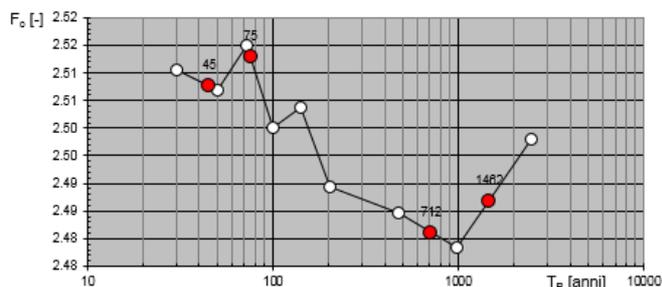
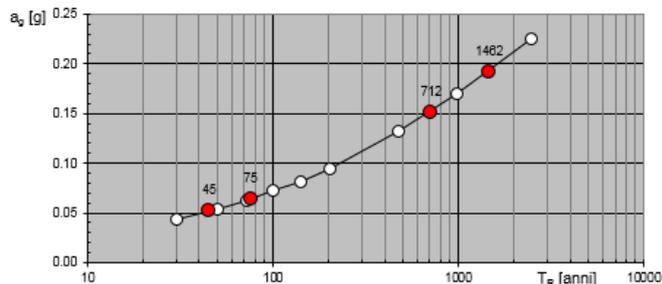
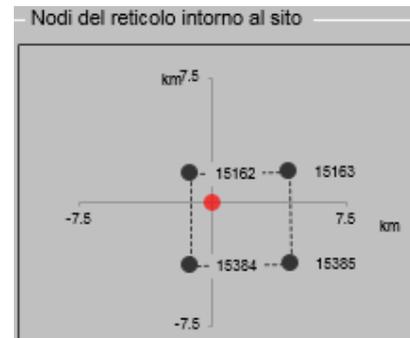


Fig 19. Grafici parametri azione sismica in funzione del tempo di ritorno.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

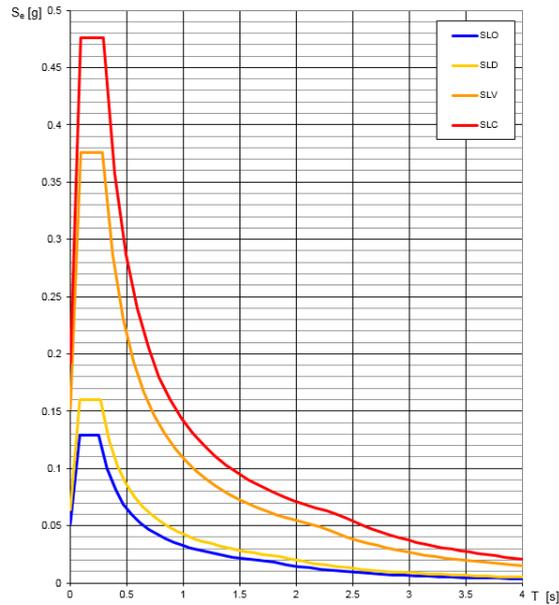


Fig 20. Spettri di risposta NTC 2018 su suolo rigido di categoria A per i diversi Stati Limite.

• **Classificazione della Categoria di Sottosuolo**

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche svolte dal **Dott. Geol. Fabrizio Giorgini**, al cui elaborato specifico si rimanda per maggior dettaglio, e coerentemente con quanto enunciato nel **D.M.17.01.2018 §3.2.2** e nella **Circolare 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP.**, è stata condotta una indagine sismica secondo la metodologia M.A.S.W. al fine di caratterizzare la risposta sismica del sito oggetto di edificazione, i cui risultati sono di seguito riportati.

Prova	Profondità (m)	Spessore (m)	Densità (g/cm ³)	Velocità Vs (m/s)
MASW	0,0 + 5,00	5,0	1,8	151
	5,00 + 13,20	8,2	1,9	210
	13,20 + 18,30	5,1	1,9	282
	18,30 + 23,80	5,5	1,9	308
	23,80 + 29,70	5,9	1,9	290
	29,70 + 30,00	0,3	2,1	534

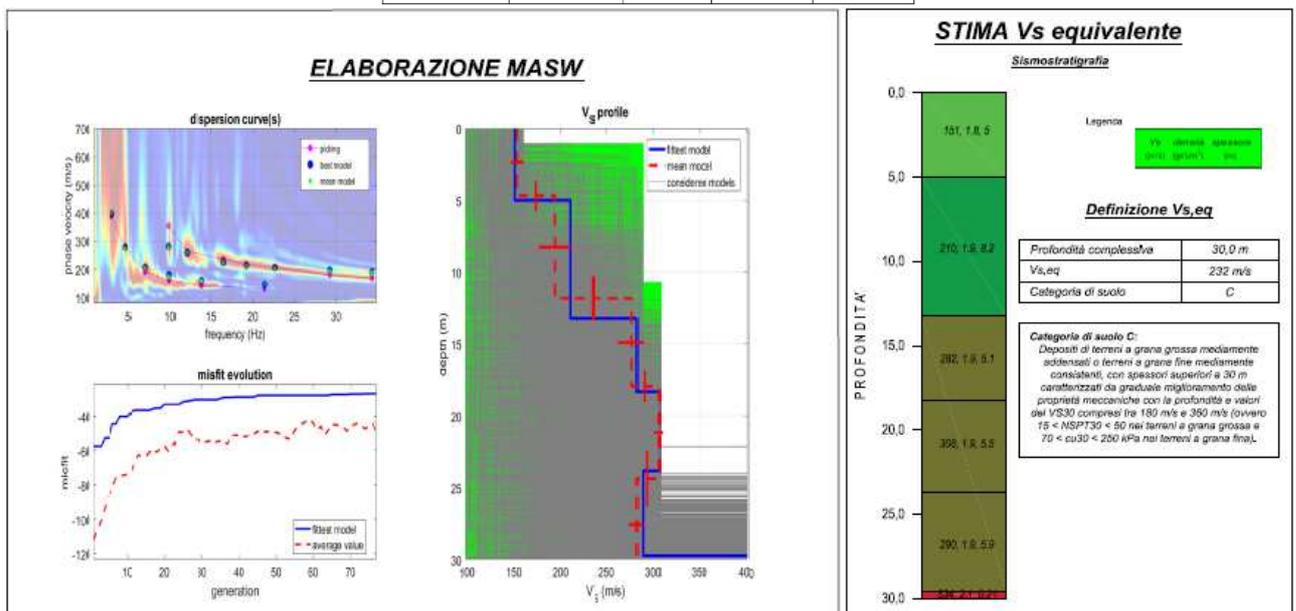


Fig 21. Risultati analisi indagine geofisica M.A.S.W.

Dalla prova **M.A.S.W.** eseguita è stato ottenuto un valore $V_{s30} = 232$ m/s da cui, con riferimento alla **Tab. 3.2 II NTC 2018 (APPROCCIO SEMPLIFICATO)** il sito rientrerebbe nella Cat. di Suolo “**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*”.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Fig 22. Tab. 3.2.II §3.2.2 DM.17.01.2018.

La **L.R. n. 19/2008** “*Norme per la Riduzione del Rischio Sismico*” stabilisce che il P.T.C.P. deve fornire indicazioni per attuare la riduzione del rischio sismico sulla base di conoscenze del territorio con riferimento alla distribuzione e vulnerabilità degli insediamenti urbani, delle attività produttive e delle reti infrastrutturali.

L'Amministrazione Provinciale di Parma, in adeguamento alla legge di cui in precedenza, ha predisposto l'elaborazione di una cartografia di analisi degli scenari di pericolosità sismica locale a scala provinciale ad integrazione ed adeguamento del Quadro Conoscitivo del P.T.C.P. unitamente alla definizione di specifici indirizzi a sostegno della Pianificazione Comunale.

L'area oggetto di edificazione risulta cartografata nella **Tav. 5** della “*Carta Provinciale delle Aree Suscettibili di Effetti Locali*” e classificata come zona con “*possibile presenza di lenti sabbiose (PLS)*” con effetti di sito attesi di “*amplificazione per caratteristiche litologiche*” con prescrizione di un livello di approfondimento **II** per la pianificazione comunale.

- **Risposta Sismica Locale – RSL III**

Dal momento che trattasi di costruzione in progetto il cui uso prevede *affollamenti significativi* si è provveduto ad eseguire una *Risposta Sismica Locale* di tezo livello ai fini della definizione dei parametri dello spettro sismico.

La **Risposta Sismica Locale** è stata condotta da **Dott. Geol. Fabrizio Giorgini** sulla base dei seguenti parametri di riferimento:

Coordinate geografiche			
ED50		WGS84	
Latitudine	10,335331	Latitudine	10,334309
Longitudine	44,829112	Longitudine	44,828172
Classe d'uso III	Coeff. D'uso 1,5	Vita nominale 50 anni	Periodo di riferimento 75 anni

Azione sismica di base						
Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	ag (g)	F0	Tc* (s)
Stati limite d'esercizio	SLO	81%	45	0,052	2,509	0,252
	SLD	63%	75	0,063	2,515	0,268
Stati limite ultimi	SLV	10%	712	0,151	2,481	0,291
	SLC	5%	1462	0,191	2,486	0,300

RSL II (metodo semplificato)								
Stati limite		SS	CC	ST	ag max (g)	kh	kv	β
Stati limite d'esercizio	SLO	1,50	1,65	1,00	0,0773	0,014	0,007	0,180
	SLD	1,50	1,62	1,00	0,0952	0,017	0,009	0,180
Stati limite ultimi	SLV	1,48	1,58	1,00	0,2235	0,054	0,027	0,240
	SLC	1,42	1,56	1,00	0,2709	0,065	0,033	0,240

Fattori di amplificazione								
PGA	SA1	SA2	SA3	SA4	SI1	SI2	SI3	
1,3	1,3	2	2,4	2,3	1,5	2,2	2,4	

Dall'elaborazione svolta dal **Dott. Geol. Fabrizio Giorgini** per eccelerogrammi riferiti a sismi con Tempo di Ritorno T_r di 712 anni e **Fattore di smorzamento** ξ del 5% compatibili con SLV per V_R pari a 75 anni sono stati ottenuti gli spettri di risposta elastica in accelerazione massima orizzontale in superficie confrontati con gli spettri di risposta elastica da normativa (NTC 2018):

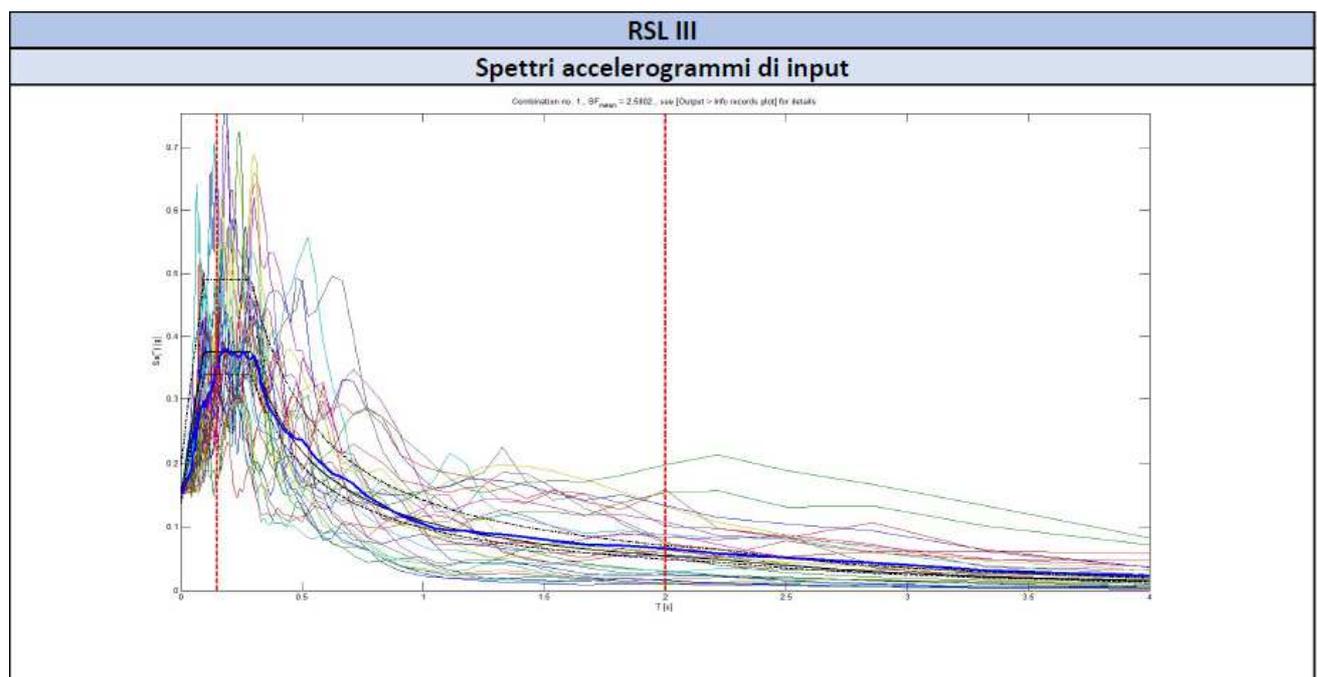


Fig 23. Risposta Sismica Locale - Spettri di Risposta per un periodo di T_r 712 anni e smorzamento $\xi=5\%$.

Si riporta l'andamento dell'accelerazione sismica al suolo con la profondità:

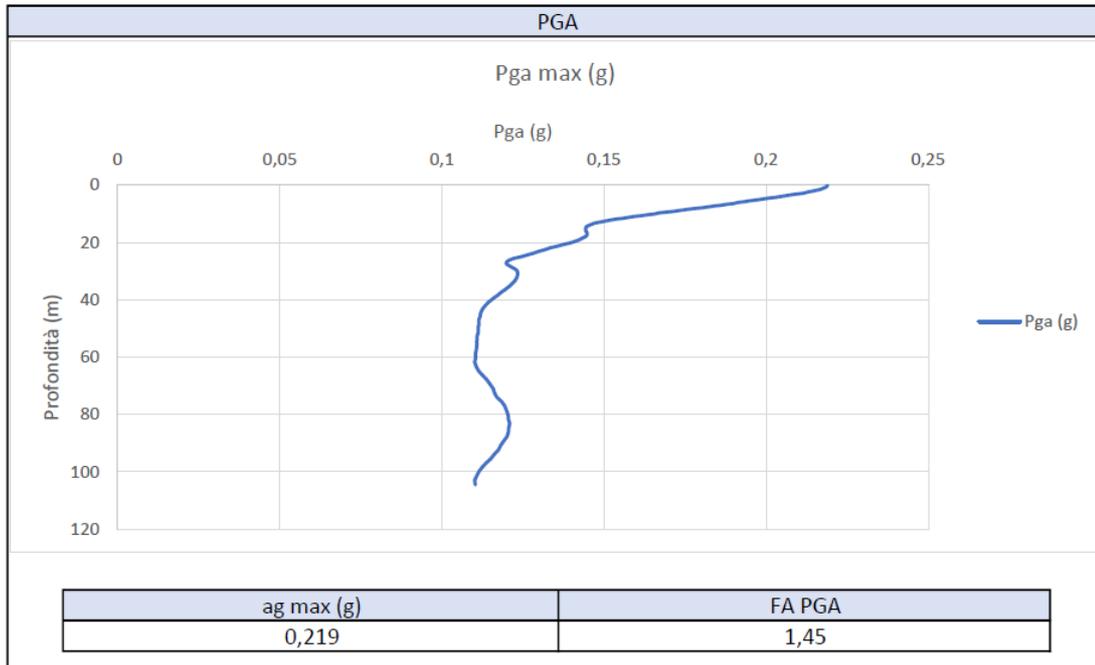


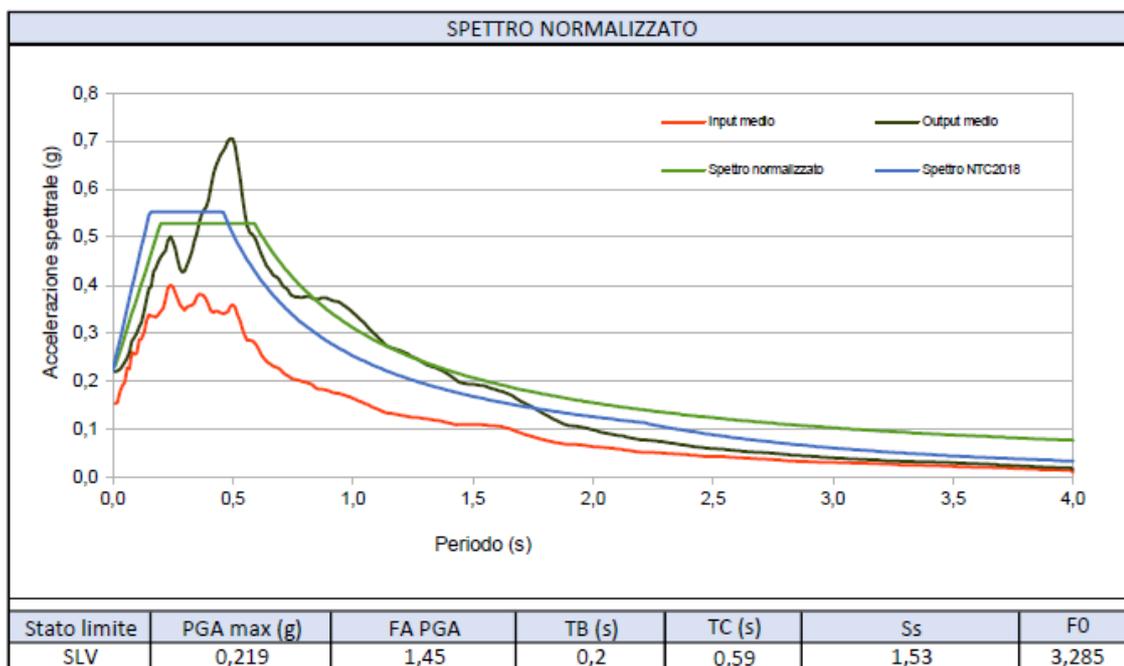
Fig 24. Definizione dell'accelerazione sismica al suolo da Risposta Sismica Locale in funzione alla profondità da p.c.

Come si evince da diagramma sopra riportato l'accelerazione massima al suolo riferita all'area di edificazione risulta essere $a_{g,max} = 0.219g$.

In conformità alla **DGR n. 630/2019** in base al rapporto PGA/PGA_0 (ossia come rapporto di $a_{g,max}$ al suolo = 0.219g, rispetto ad a_g di rif. del terremoto per l'area di indagine pari a 0.151g) viene definito il Fattore di Amplificazione relativo alla PGA:

$$F_A = PGA / PGA_0 = 0.219 / 0.151 = 1.45$$

Si riportano i parametri che hanno permesso di definire lo spettro normalizzato da **RSL**:



SPETTRO NORMALIZZATO RSL																			
T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)	T (s)	a (g)
0,000	0,232	0,410	0,529	0,820	0,376	1,230	0,252	1,640	0,189	2,050	0,152	2,460	0,126	2,870	0,108	3,280	0,095	3,690	0,084
0,010	0,247	0,420	0,529	0,830	0,372	1,240	0,250	1,650	0,188	2,060	0,151	2,470	0,126	2,880	0,108	3,290	0,095	3,700	0,084
0,020	0,263	0,430	0,529	0,840	0,367	1,250	0,248	1,660	0,187	2,070	0,150	2,480	0,125	2,890	0,108	3,300	0,094	3,710	0,084
0,030	0,279	0,440	0,529	0,850	0,363	1,260	0,246	1,670	0,186	2,080	0,149	2,490	0,125	2,900	0,107	3,310	0,094	3,720	0,084
0,040	0,294	0,450	0,529	0,860	0,359	1,270	0,244	1,680	0,185	2,090	0,148	2,500	0,124	2,910	0,107	3,320	0,094	3,730	0,083
0,050	0,310	0,460	0,529	0,870	0,355	1,280	0,242	1,690	0,184	2,100	0,148	2,510	0,124	2,920	0,107	3,330	0,093	3,740	0,083
0,060	0,326	0,470	0,529	0,880	0,351	1,290	0,240	1,700	0,183	2,110	0,147	2,520	0,123	2,930	0,106	3,340	0,093	3,750	0,083
0,070	0,341	0,480	0,529	0,890	0,347	1,300	0,238	1,710	0,181	2,120	0,147	2,530	0,123	2,940	0,106	3,350	0,093	3,760	0,083
0,080	0,357	0,490	0,529	0,900	0,343	1,310	0,236	1,720	0,180	2,130	0,146	2,540	0,122	2,950	0,105	3,360	0,093	3,770	0,083
0,090	0,373	0,500	0,529	0,910	0,339	1,320	0,235	1,730	0,179	2,140	0,145	2,550	0,122	2,960	0,105	3,370	0,092	3,780	0,082
0,100	0,388	0,510	0,529	0,920	0,336	1,330	0,233	1,740	0,178	2,150	0,145	2,560	0,121	2,970	0,105	3,380	0,092	3,790	0,082
0,110	0,404	0,520	0,529	0,930	0,332	1,340	0,231	1,750	0,177	2,160	0,144	2,570	0,121	2,980	0,104	3,390	0,092	3,800	0,082
0,120	0,419	0,530	0,529	0,940	0,329	1,350	0,230	1,760	0,176	2,170	0,143	2,580	0,121	2,990	0,104	3,400	0,092	3,810	0,082
0,130	0,435	0,540	0,529	0,950	0,325	1,360	0,228	1,770	0,175	2,180	0,143	2,590	0,120	3,000	0,104	3,410	0,091	3,820	0,082
0,140	0,451	0,550	0,529	0,960	0,322	1,370	0,226	1,780	0,174	2,190	0,142	2,600	0,120	3,010	0,103	3,420	0,091	3,830	0,081
0,150	0,466	0,560	0,529	0,970	0,319	1,380	0,225	1,790	0,173	2,200	0,141	2,610	0,119	3,020	0,103	3,430	0,091	3,840	0,081
0,160	0,482	0,570	0,529	0,980	0,315	1,390	0,223	1,800	0,172	2,210	0,141	2,620	0,119	3,030	0,103	3,440	0,090	3,850	0,081
0,170	0,498	0,580	0,529	0,990	0,312	1,400	0,221	1,810	0,172	2,220	0,140	2,630	0,118	3,040	0,102	3,450	0,090	3,860	0,081
0,180	0,513	0,590	0,520	1,000	0,309	1,410	0,220	1,820	0,171	2,230	0,139	2,640	0,118	3,050	0,102	3,460	0,090	3,870	0,080
0,190	0,529	0,600	0,512	1,010	0,306	1,420	0,218	1,830	0,170	2,240	0,139	2,650	0,117	3,060	0,102	3,470	0,090	3,880	0,080
0,200	0,529	0,610	0,503	1,020	0,303	1,430	0,217	1,840	0,169	2,250	0,138	2,660	0,117	3,070	0,101	3,480	0,089	3,890	0,080
0,210	0,529	0,620	0,496	1,030	0,300	1,440	0,215	1,850	0,168	2,260	0,138	2,670	0,116	3,080	0,101	3,490	0,089	3,900	0,080
0,220	0,529	0,630	0,488	1,040	0,297	1,450	0,214	1,860	0,167	2,270	0,137	2,680	0,116	3,090	0,101	3,500	0,089	3,910	0,080
0,230	0,529	0,640	0,480	1,050	0,294	1,460	0,212	1,870	0,166	2,280	0,136	2,690	0,116	3,100	0,100	3,510	0,089	3,920	0,079
0,240	0,529	0,650	0,473	1,060	0,292	1,470	0,211	1,880	0,165	2,290	0,136	2,700	0,115	3,110	0,100	3,520	0,088	3,930	0,079
0,250	0,529	0,660	0,466	1,070	0,289	1,480	0,210	1,890	0,164	2,300	0,135	2,710	0,115	3,120	0,100	3,530	0,088	3,940	0,079
0,260	0,529	0,670	0,459	1,080	0,286	1,490	0,208	1,900	0,163	2,310	0,135	2,720	0,114	3,130	0,099	3,540	0,088	3,950	0,079
0,270	0,529	0,680	0,452	1,090	0,284	1,500	0,207	1,910	0,163	2,320	0,134	2,730	0,114	3,140	0,099	3,550	0,088	3,960	0,079
0,280	0,529	0,690	0,446	1,100	0,281	1,510	0,205	1,920	0,162	2,330	0,133	2,740	0,114	3,150	0,099	3,560	0,087	3,970	0,078
0,290	0,529	0,700	0,440	1,110	0,279	1,520	0,204	1,930	0,161	2,340	0,133	2,750	0,113	3,160	0,098	3,570	0,087	3,980	0,078
0,300	0,529	0,710	0,434	1,120	0,276	1,530	0,203	1,940	0,160	2,350	0,132	2,760	0,113	3,170	0,098	3,580	0,087	3,990	0,078
0,310	0,529	0,720	0,428	1,130	0,274	1,540	0,201	1,950	0,159	2,360	0,132	2,770	0,112	3,180	0,098	3,590	0,087	4,000	0,074
0,320	0,529	0,730	0,422	1,140	0,271	1,550	0,200	1,960	0,158	2,370	0,131	2,780	0,112	3,190	0,098	3,600	0,086		
0,330	0,529	0,740	0,416	1,150	0,269	1,560	0,199	1,970	0,158	2,380	0,131	2,790	0,111	3,200	0,097	3,610	0,086		
0,340	0,529	0,750	0,411	1,160	0,267	1,570	0,198	1,980	0,157	2,390	0,130	2,800	0,111	3,210	0,097	3,620	0,086		
0,350	0,529	0,760	0,405	1,170	0,265	1,580	0,196	1,990	0,156	2,400	0,130	2,810	0,111	3,220	0,097	3,630	0,086		
0,360	0,529	0,770	0,400	1,180	0,262	1,590	0,195	2,000	0,155	2,410	0,129	2,820	0,110	3,230	0,096	3,640	0,086		
0,370	0,529	0,780	0,395	1,190	0,260	1,600	0,194	2,010	0,155	2,420	0,128	2,830	0,110	3,240	0,096	3,650	0,085		
0,380	0,529	0,790	0,390	1,200	0,258	1,610	0,193	2,020	0,154	2,430	0,128	2,840	0,110	3,250	0,096	3,660	0,085		
0,390	0,529	0,800	0,385	1,210	0,256	1,620	0,192	2,030	0,153	2,440	0,127	2,850	0,109	3,260	0,095	3,670	0,085		
0,400	0,529	0,810	0,381	1,220	0,254	1,630	0,190	2,040	0,152	2,450	0,127	2,860	0,109	3,270	0,095	3,680	0,085		

Si riporta il confronto tra Spettro RSL con gli spettri da NTC 2018 suolo Cat. "C" e "D"

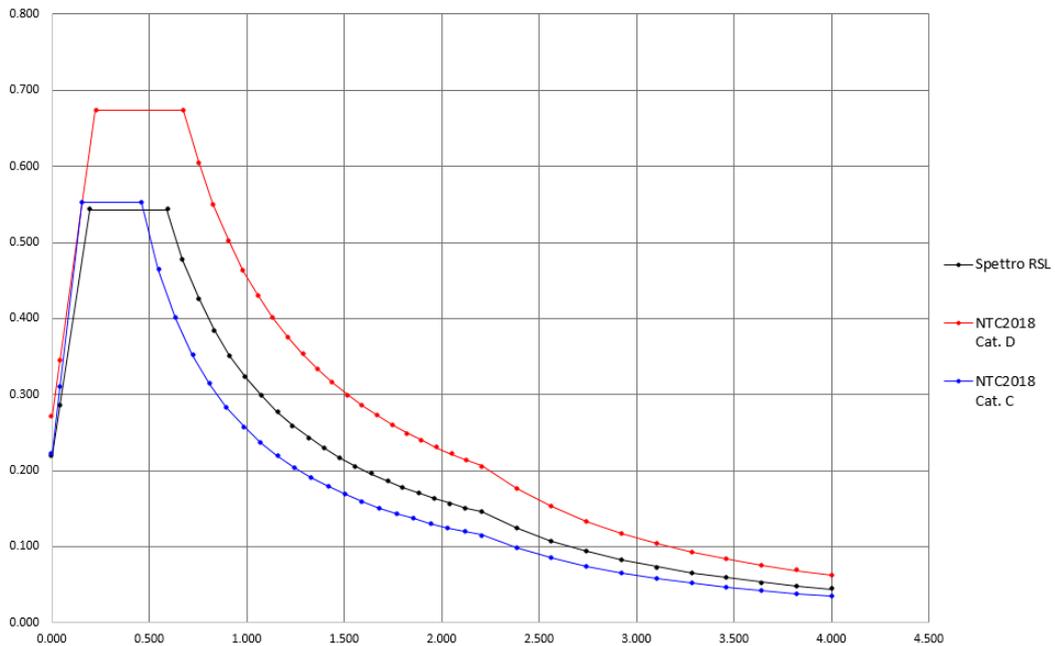


Fig 25. Valori puntuali dello Spettro Normalizzato da RSL.

• **Spettro Elastico per SLV da RSL**

SPETTRI DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE NTC 2018 - § 3.2.3								
SPETTRO 1			T	S _e (T)	S _d (T)	S _{De} (T)		
SPETTRO NTC 2018						[sec]	[g]	[sec ²]
T _B [s]	T _C [s]	T _D [s]						
0.197	0.590	2.204		0.000	0.219	0.219	0.000	0.000
				0.041	0.287	0.287	0.000	0.000
			T_B →	0.197	0.543	0.543	0.001	0.005
			T_C →	0.590	0.543	0.543	0.005	0.047
				0.671	0.478	0.478	0.005	0.053
				0.751	0.427	0.427	0.006	0.060
				0.832	0.385	0.385	0.007	0.066
				0.913	0.351	0.351	0.007	0.073
				0.994	0.323	0.323	0.008	0.079
				1.074	0.298	0.298	0.009	0.086
				1.155	0.278	0.278	0.009	0.092
				1.236	0.259	0.259	0.010	0.098
				1.316	0.243	0.243	0.011	0.105
				1.397	0.229	0.229	0.011	0.111
				1.478	0.217	0.217	0.012	0.118
				1.558	0.206	0.206	0.013	0.124
				1.639	0.196	0.196	0.013	0.130
				1.720	0.186	0.186	0.014	0.137
				1.801	0.178	0.178	0.015	0.143
				1.881	0.170	0.170	0.015	0.150
				1.962	0.163	0.163	0.016	0.156
				2.043	0.157	0.157	0.017	0.163
				2.123	0.151	0.151	0.017	0.169
			T_D →	2.204	0.145	0.145	0.018	0.175
				2.384	0.124	0.124	0.018	0.175
				2.563	0.108	0.108	0.018	0.175
				2.743	0.094	0.094	0.018	0.175
				2.922	0.083	0.083	0.018	0.175
				3.102	0.073	0.073	0.018	0.175
				3.282	0.066	0.066	0.018	0.175
				3.461	0.059	0.059	0.018	0.175
				3.641	0.053	0.053	0.018	0.175
				3.820	0.048	0.048	0.018	0.175
				4.000	0.044	0.044	0.018	0.175

PVR=	10%	
C _U =	1.50	
a _g =	0.151	g
F ₀ =	2.481	
T _c [*] =	0.59	sec
Suolo	RSL	Categoria di suolo
S _s =	1.450	Tab. C.3.2.IV
c _c =	1.000	Tab. C.3.2.IV
Cat. Topo.	T1	Categoria topografica
S _T =	1.000	Tab. C.3.2.IV
S=	1.450	[3.2.3]
q=	1.00	Tab. C.7.2.I
ξ=	5.0%	
η=	1.000	[3.2.4]

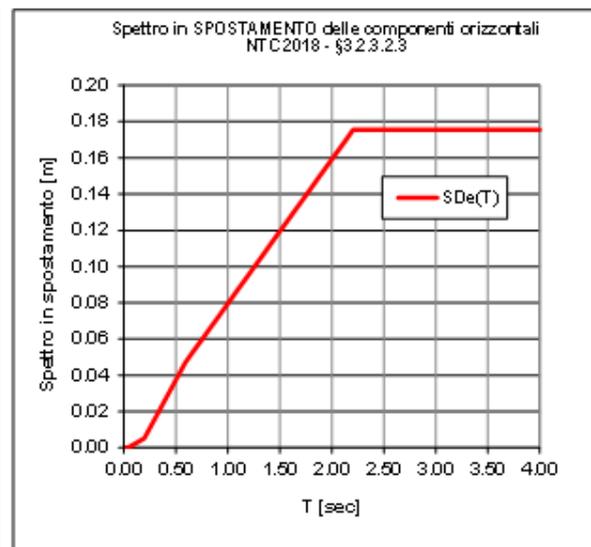
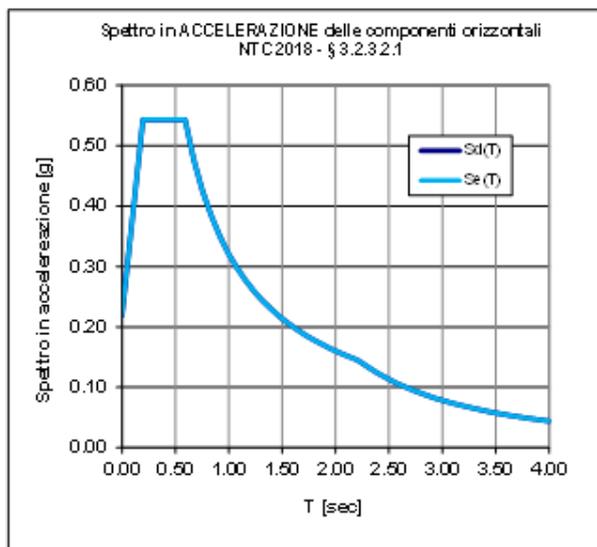


Fig 26. Spettro Elastico per SLV da RSL.

• **Spettro elastico SLD da RSL**

SPETTRI DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE NTC 2018 - § 3.2.3								
SPETTRO 1			T	S _e (T)	S _d (T)	S _{De} (T)		
SPETTRO RSL - SLD						[sec]	[g]	[sec ²]
T _B [s]	T _C [s]	T _D [s]						
0.174	0.521	1.981						
PVR=	10%		T_B →	0.174	0.220	0.220	0.000	0.002
C _U =	1.50		T_C →	0.521	0.220	0.220	0.002	0.015
a _g =	0.095	g		0.594	0.193	0.193	0.002	0.017
F ₀ =	2.311			0.667	0.172	0.172	0.002	0.019
T _c [*] =	0.521	sec		0.740	0.155	0.155	0.002	0.021
				0.813	0.141	0.141	0.002	0.023
Suolo	RSL	Categoria di suolo		0.886	0.130	0.130	0.003	0.025
S _s =	1.000	Tab. C3.2.IV		0.959	0.120	0.120	0.003	0.027
c _c =	1.000	Tab. C3.2.IV		1.032	0.111	0.111	0.003	0.029
				1.105	0.104	0.104	0.003	0.031
Cat. Topo.	T1	Categoria topografica		1.178	0.097	0.097	0.003	0.034
S _T =	1.000	Tab. C3.2.IV		1.251	0.092	0.092	0.004	0.036
				1.324	0.087	0.087	0.004	0.038
S=	1.000	[3.2.3]		1.397	0.082	0.082	0.004	0.040
q=	1.00	Tab. C7.2.1		1.470	0.078	0.078	0.004	0.042
ξ=	5.0%			1.543	0.074	0.074	0.004	0.044
η=	1.000	[3.2.4]		1.616	0.071	0.071	0.005	0.046
				1.689	0.068	0.068	0.005	0.048
				1.762	0.065	0.065	0.005	0.050
				1.835	0.063	0.063	0.005	0.052
				1.908	0.060	0.060	0.006	0.054
			T_D →	1.981	0.058	0.058	0.006	0.056
				2.183	0.048	0.048	0.006	0.056
				2.385	0.040	0.040	0.006	0.056
				2.587	0.034	0.034	0.006	0.056
				2.789	0.029	0.029	0.006	0.056
				2.991	0.025	0.025	0.006	0.056
				3.192	0.022	0.022	0.006	0.056
				3.394	0.020	0.020	0.006	0.056
				3.596	0.018	0.019	0.006	0.056
				3.798	0.016	0.019	0.006	0.056
				4.000	0.014	0.019	0.006	0.056

Spettro in ACCELERAZIONE delle componenti orizzontali NTC 2018 - § 3.2.3.2.1

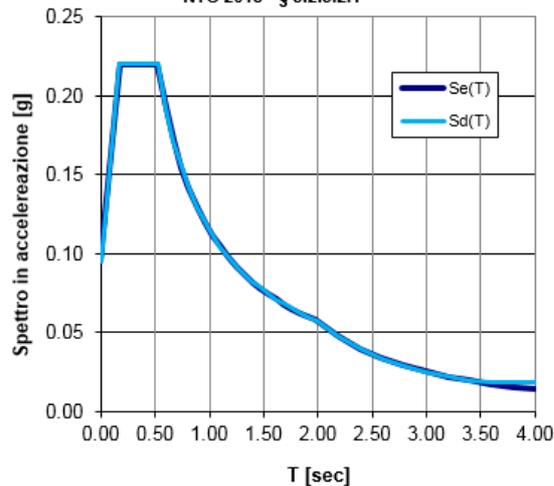
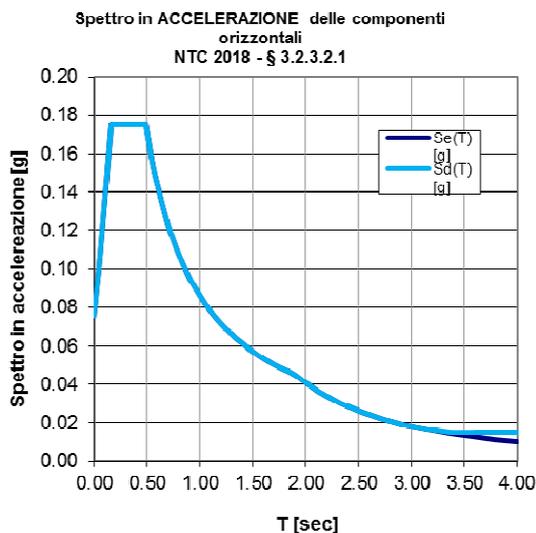


Fig 27. Spettro Elastico per SLD da RSL.

• **Spettro elastico per SLO da RSL**

SPETTRI DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE NTC 2018 - § 3.2.3								
SPETTRO 1			T	S _e (T)	S _d (T)	S _{De} (T)		
SPETTRO RSL - SLO						[sec]	[g]	[sec ²]
T _B [s]	T _C [s]	T _D [s]						
0.163	0.488	1.903						
PVR=	10%		T _B →	0.163	0.175	0.175	0.000	0.001
C _U =	1.50		T _C →	0.488	0.175	0.175	0.001	0.010
a _g =	0.076 g			0.559	0.153	0.153	0.001	0.012
F ₀ =	2.315			0.630	0.136	0.136	0.001	0.013
T* _c =	0.488 sec			0.700	0.122	0.122	0.002	0.015
				0.771	0.111	0.111	0.002	0.016
Suolo	RSL Categoria di suolo			0.842	0.102	0.102	0.002	0.018
S _s =	1.000 Tab. C3.2.IV			0.913	0.094	0.094	0.002	0.019
c _c =	1.000 Tab. C3.2.IV			0.983	0.087	0.087	0.002	0.021
				1.054	0.081	0.081	0.002	0.022
Cat. Topo.	T1 Categoria topografica			1.125	0.076	0.076	0.002	0.024
S _T =	1.000 Tab. C3.2.IV			1.196	0.072	0.072	0.003	0.025
				1.266	0.068	0.068	0.003	0.027
S=	1.000 [3.2.3]			1.337	0.064	0.064	0.003	0.028
q=	1.00 Tab. C7.2.I			1.408	0.061	0.061	0.003	0.030
ξ=	5.0%			1.479	0.058	0.058	0.003	0.031
η=	1.000 [3.2.4]			1.549	0.055	0.055	0.003	0.033
				1.620	0.053	0.053	0.004	0.034
				1.691	0.051	0.051	0.004	0.036
				1.762	0.049	0.049	0.004	0.037
				1.832	0.047	0.047	0.004	0.039
			T _D →	1.903	0.045	0.045	0.004	0.040
				2.113	0.037	0.037	0.004	0.040
				2.323	0.030	0.030	0.004	0.040
				2.532	0.025	0.025	0.004	0.040
				2.742	0.022	0.022	0.004	0.040
				2.952	0.019	0.019	0.004	0.040
				3.161	0.016	0.016	0.004	0.040
				3.371	0.014	0.015	0.004	0.040
				3.581	0.013	0.015	0.004	0.040
				3.790	0.011	0.015	0.004	0.040
				4.000	0.010	0.015	0.004	0.040



IL PROGETTISTA STRUTTURALE
Per A.I.erre engineering S.r.l.
Ing. Silvio Bonati