



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DICEA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA

*Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile*

**Effetti dei terremoti near-fault sulle strutture isolate alla base**

**Effects of near-fault earthquakes on base-isolated structures**

Relatore:

*Prof.Ing. Laura Ragni*

Tesi di Laurea di:

*Matteo Casagrande Albano*

---

*Anno accademico 2020 - 2021*



# INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
2	ISOLAMENTO ALLA BASE .....	6
2.1	DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO .....	6
2.2	PRINCIPI DELL'ISOLAMENTO ALLA BASE.....	8
2.3	ISOLATORI ELASTOMERICI .....	12
2.4	ASPETTI NORMATIVI.....	18
2.5	AZIONE SISMICA PER EDIFICI ISOLATI ALLA BASE.....	20
2.5.1	Influenza del terreno .....	21
2.5.2	Fenomeni near-fault .....	25
3	CASO STUDIO.....	29
3.1	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO.....	29
3.1.1	La struttura .....	30
3.1.2	Il sistema di isolamento alla base.....	37
3.1.3	Normativa di riferimento.....	41
3.1.4	Prestazione di progetto, classe d'uso e vita nominale.....	42
3.1.5	Tipo di analisi svolta .....	45
3.1.6	Presentazione del modello strutturale e sue proprietà .....	58
3.1.7	Valutazione dei risultati .....	63
3.2	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	64

---

3.2.1	Caratterizzazione stratigrafica.....	66
3.2.2	Caratterizzazione sismica.....	68
4	VERIFICHE-ANALISI LINEARI.....	72
4.1	VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO .....	72
4.1.1	Verifica dei dispositivi elastomerici.....	72
4.1.2	Verifica dei dispositivi a scorrimento .....	76
4.2	VERIFICHE SOVRASTRUTTURA.....	78
4.3	VERIFICHE IN FONDAZIONE.....	89
4.3.1	Verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione.....	89
4.3.2	Verifiche strutturali dei plinti di fondazione .....	96
5	ANALISI NON LINEARI .....	99
5.1	MODELLAZIONE NON LINEARE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	103
5.2	CONSIDERAZIONI SU DRIFT E ACCELERAZIONI DI PIANO.....	106
6	APPROFONDIMENTO SUGLI EFFETTI DI TERREMOTI NEAR-FAULT .....	113
6.1	SELEZIONE DEI SEGNALI DI INPUT.....	113
6.1.1	Ambito nazionale .....	116
6.1.2	Ambito europeo.....	140
6.1.3	Ambito mondiale.....	146
7	CONCLUSIONI.....	165
	BIBLIOGRAFIA .....	169

# 1 INTRODUZIONE

La progettazione strutturale tradizionale antisismica, basata sui concetti di capacity design, è volta alla realizzazione di strutture in grado di resistere ad un evento sismico sfruttando la propria duttilità, locale e globale.

Tale filosofia progettuale, se eseguita correttamente e per eventi paragonabili a quelli di progetto, si traduce in garanzia di sicurezza nei confronti del collasso ma prevede di fatto il danneggiamento irreversibile degli elementi strutturali resistenti mediante il quale si esplica la dissipazione di energia e di conseguenza la duttilità del sistema.

Considerando che gli edifici e le strutture in generale non sono eterni ma vengono progettati con una certa vita utile, l'ammissione di un certo danneggiamento all'arrivo di un evento eccezionale con basse probabilità di accadimento, garantendo sempre e comunque per lo meno la salvaguardia della vita umana, acquista ancor più significato.

Esistono però casi particolari di strutture strategiche o sottoposte a grande affollamento o caratterizzate da un contenuto da preservare (municipi, scuole, ospedali, stazioni di polizia, ecc.) per i quali tutti gli aspetti negativi che conseguono il danneggiamento divengono particolarmente rilevanti.

Proprio da queste considerazioni è nata una filosofia di progettazione antisismica alternativa, fondata sui concetti di resilienza, cioè di danneggiamento basso o assente (sia degli elementi strutturali che non strutturali compreso il contenuto) e quindi di mantenimento della funzionalità.

Tra le tecniche di protezione sismica che rispondono a tale filosofia la più efficace è sicuramente l'isolamento sismico che punta a disaccoppiare il moto della stessa da quello del terreno sottostante, interponendo tra di essi dispositivi di isolamento dotati di bassa rigidezza alle azioni orizzontali. Creando tale disconnessione tra le fondazioni ancorate o appoggiate al terreno e la

sovrastuttura, si va a ridurre l'accelerazione, e quindi l'energia in ingresso al sistema, permettendo nella quasi totalità dei casi di salvaguardare non solo la struttura ma anche il suo contenuto (impianti ed elementi non strutturali).

L'introduzione degli isolatori sismici determina infatti un incremento del periodo proprio di vibrazione della struttura, portandolo al di fuori del range critico entro cui si hanno effetti di risonanza/amplificazione dell'input sismico.

In questa tesi verrà sviluppato il progetto di una struttura di natura strategica multipiano multifunzionale isolata alla base che ospiterà ai vari piani scuole materna e media, sede della polizia stradale e della protezione civile del Comune di Visso (MC) in cui è sita.

In particolare, dopo aver affrontato la progettazione del sistema di isolamento, della sovrastuttura e delle fondazioni secondo i metodi previsti dalla Normativa Tecnica vigente (NTC 2018), verrà studiato il comportamento della sovrastuttura ai vari Stati Limite sia in termini di accelerazioni di piano che di spostamenti di interpiano con analisi dinamiche non lineari eseguite mediante l'utilizzo del software "SAP2000".

Nell'ultima parte della tesi è stata approfondita la questione delle caratteristiche di eventi sismici detti "near-fault" o "pulse-like", cioè terremoti particolarmente impulsivi che possono prodursi in condizioni particolari di vicinanza alla faglia. Tali eventi, in realtà dipendenti anche da numerosi fattori come la direttività della faglia, la velocità di propagazione del segnale, il tipo di rottura e la magnitudo, non sono contemplati dall'attuale normativa italiana in materia di costruzioni (NTC2018), rientrano invece tra le prescrizioni dell'Eurocodice 8 (paragrafo 10.6) in riferimento agli edifici isolati alla base. In particolare, con questo lavoro di tesi ci si propone di analizzare gli effetti che queste tipologie di eventi possono produrre su strutture isolate alla base in termini di spostamento in direzione orizzontale.

A tal fine è stato eseguito un processo di selezione di segnali relativi a fenomeni registrati come pulse-like e ne sono stati valutati gli effetti sul caso studio proposto. Sono stati considerati in

primo luogo fenomeni relativi all'effettiva localizzazione dell'edificio per poi passare agli eventi riferiti ad ambiti territoriali di diversa scala (nazionale, europeo e mondiale) al fine di generalizzare l'approfondimento.

## 2 ISOLAMENTO ALLA BASE

L'isolamento alla base è annoverato dalla Normativa Tecnica in materia di Costruzioni (NTC2018) tra le cosiddette tecniche non convenzionali per la protezione sismica degli edifici.

Durante il moto oscillatorio di un edificio sottoposto a un'azione sismica l'energia del sistema struttura si presenta sotto forma di energia elastica ( $E_{el}(t)$ ) e cinetica ( $E_k(t)$ ) che tendono continuamente a scambiarsi e assieme definiscono l'energia interna del sistema, a sua volta definibile come differenza tra energia in ingresso ( $E_i$ ) ed energia dissipata ( $E_d(t)$ ), che nel caso di progettazione tradizionale è dovuta al danneggiamento degli elementi strutturali.

$$E_{el}(t) + E_k(t) = E_i - E_d(t)$$

A differenza delle tecniche convenzionali che si propongono di migliorare la capacità della struttura, in termini di rigidità, resistenza e duttilità, quelle non convenzionali permettono di ridurre quelle che sono le azioni a carico della struttura attraverso meccanismi che sono l'aumento dell'energia dissipata per mezzo dell'inserimento di nuove componenti detti controventi dissipativi (e quindi senza che ciò si traduca in un maggior danno della struttura) e la diminuzione dell'energia in ingresso con sistemi di isolamento.

In particolare, questi ultimi permettono il disaccoppiamento del moto della struttura da quello del terreno per ridurre gli effetti distruttivi del terremoto attraverso dispositivi detti "isolatori" dotati di elevata deformabilità orizzontale ed elevata capacità dissipativa che consentono di ridurre drasticamente le accelerazioni in sovrastruttura che tende a comportarsi come fosse un corpo rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento.

### 2.1 DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

I dispositivi di isolamento permettono la riduzione dell'energia in ingresso al sistema struttura attraverso l'aumento del periodo di vibrazione spostandolo verso aree degli spettri in pseudo-

accelerazione caratterizzate da input fortemente ridotti e aree di spettri in pseudo-spostamenti che sebbene determinino input maggiori risultano ridursi in funzione della “scalatura” dello spettro stesso grazie alla dissipazione prodotta e comunque competono unicamente al sistema di isolamento che risulta progettato appositamente per poterli sostenere.

Per garantire il buon funzionamento un sistema di isolamento deve presentare:

- Bassa rigidità orizzontale: al fine di garantire un periodo di isolamento elevato;
- Buona capacità dissipativa: al fine di abbattere ulteriormente le azioni trasmesse in sovrastruttura e gli spostamenti orizzontali del sistema di isolamento;
- Funzione di appoggio: deve essere in grado di sopportare i carichi verticali in condizioni di esercizio e in condizioni sismiche (in presenza di elevati spostamenti orizzontali);
- Adeguata rigidità nei confronti delle forze orizzontali di piccola entità (vento, traffico o sismi di bassa energia), così da non attivarsi in questi casi, per i quali il comportamento sarà essenzialmente a base fissa;
- Ricentraggio: capacità di tornare alla posizione iniziale dopo un evento sismico.

Esistono diverse tipologie di isolatori, tra le quali le più utilizzate sono:

- Dispositivi elastomerici, realizzati in gomma naturale o gomma ad alto smorzamento (con aggiunta di filler di carbone) vulcanizzata a piastre di acciaio in forno sottoponendo i materiali a precisi valori di pressione e temperatura per periodi di tempo stabiliti in base alla dimensione dell'isolatore.
- Dispositivi a scorrimento, costituiti da un piatto inferiore a superficie curva, trattata (ad esempio con cromo) per garantirne una finitura completamente liscia, su cui scorre una pasticca (di dimensione variabile a seconda del carico verticale da sostenere) la cui superficie d'appoggio è ricoperta di teflon o polietilene, ovvero materiali ad attrito controllato, che in funzione del proprio coefficiente d'attrito garantiscono la dissipazione di energia.

Nell'ambito del caso studio il sistema di isolamento è stato realizzato con configurazione ibrida, cioè associando isolatori elastomerici a slitte piane a bassissimo coefficiente d'attrito che consentono di ottenere periodi di isolamento maggiori.

## 2.2 PRINCIPI DELL'ISOLAMENTO ALLA BASE

Isolare alla base un edificio permette di poter schematizzare la sovrastruttura come un corpo rigido di massa  $M$  che trasla al di sopra di un sistema di isolamento dotato di rigidità  $k_b$  e coefficiente di viscosità  $c_b$ .

Considerando la sovrastruttura infinitamente rigida dal punto di vista flessionale è possibile schematizzare la struttura come un sistema a un grado di libertà e quindi associare le equazioni del moto a quelle di un oscillatore semplice, per cui:

$$M_b \ddot{x}_b(t) + c_b \dot{u}_b(t) + k_b u_b(t) = 0$$

O in termini di pulsazione e smorzamento:

$$\ddot{u}_b(t) + 2\xi_b \omega_b \dot{u}_b(t) + \omega_b^2 u_b(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

Dove:

- $x_b(t) = u_b(t) + u_g(t)$  spostamento assoluto, con  $u_b(t)$  spostamento relativo del sistema di isolamento rispetto al terreno e  $u_g$  spostamento del terreno;
- $\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega}$  smorzamento del sistema di isolamento, funzione del tipo di gomma di cui è costituito l'isolatore (gomma naturale o ad alto smorzamento);
- $\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}} = \frac{2\pi}{T_b}$  pulsazione del sistema di isolamento, con  $T_b$  periodo di oscillazione dello stesso.

Associando al sistema di isolamento questo tipo di comportamento è quindi possibile, uguagliando il periodo  $T_b$  al periodo di isolamento desiderato  $T_{is}$  determinare la rigidità opportuna degli isolatori da utilizzare.

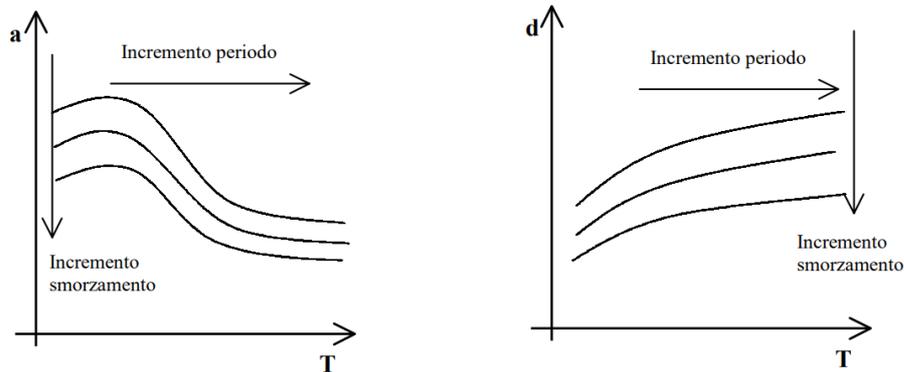


Fig. 2.1-Accelerazioni e spostamenti per periodi a base fissa e periodi di isolamento.

Fissati periodo di isolamento e smorzamento è possibile determinare i valori di accelerazione alla base della sovrastruttura  $a_s = S_{Ae}(T_{is}; \xi_{is})$  e spostamento del sistema di isolamento  $d_{is} = S_{De}(T_{is}; \xi_{is})$ . In particolare si può quindi osservare come nel piano ADRS (spettro in pseudoaccelerazione – spettro in spostamento) si vada incontro ad accelerazioni fortemente ridotte che si traducono in azioni di minore entità sulla struttura e spostamenti maggiori che competono unicamente al sistema di isolamento, costituito da dispositivi appositamente progettati per poterli sostenere, mentre la sovrastruttura con comportamento a corpo rigido subisce spostamenti relativi (o di interpiano) minimi.

A tutto questo va aggiunto il contributo di smorzamento degli isolatori che si traduce in maggior energia dissipata e tende quindi ad appiattire le curve di pseudo spostamenti ed accelerazioni che osserviamo sul piano ADRS in condizioni elastiche.

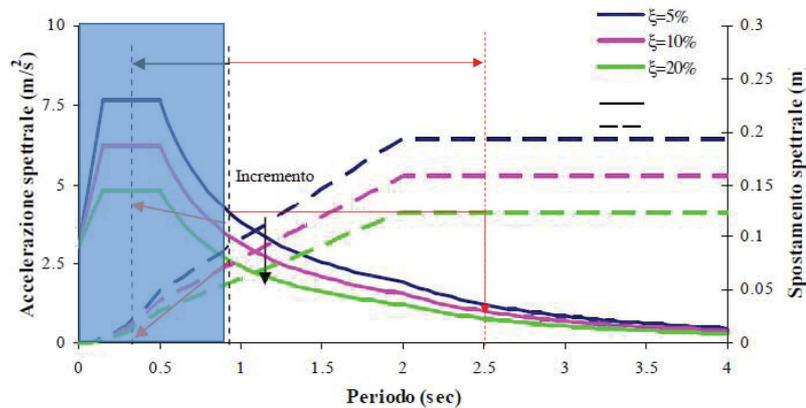


Fig. 2.2-Decremento dell'azione sismica in funzione dello smorzamento introdotto dal sistema di isolamento.

Tutte le considerazioni fatte si basano quindi sull'assunzione che un edificio isolato alla base si comporti come un corpo rigido anche se in realtà la sovrastruttura sarà sempre caratterizzata da una certa rigidità flessionale  $k_s$  e capacità dissipativa funzione di un coefficiente di viscosità  $c_s$ .

Considerando il sistema più semplice possibile di struttura isolata ad un piano, distinguendo il contributo di massa proprio dell'isolatore  $m_b$  e quello della sovrastruttura  $m$ , l'equazione del moto risulterà quella tipica di un oscillatore a 2 gradi di libertà e cioè:

$$\begin{cases} m\ddot{x}_s(t) + c_s\dot{v}_s(t) + k_s v_s(t) = 0 \\ m_b\ddot{x}_b(t) + m\ddot{x}_s(t) + c_b\dot{v}_b(t) + k_b v_b(t) = 0 \end{cases}$$

Con:

- $x_s = u_g + v_b + v_s$  spostamento assoluto della sovrastruttura;
- $x_b = u_g + v_b$  spostamento assoluto del sistema di isolamento;
- $v_b$  spostamento relativo del sistema di isolamento rispetto al terreno;
- $v_s$  spostamento relativo del primo piano rispetto al sistema di isolamento.

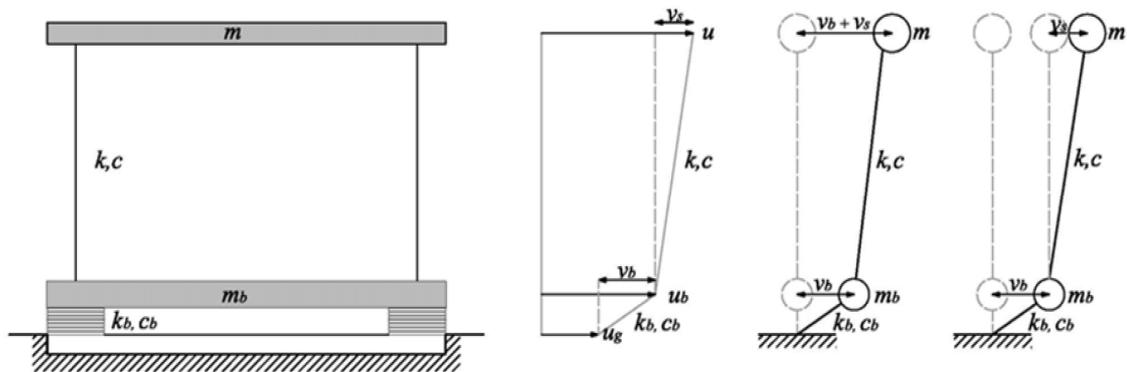


Fig. 2.3-Spostamenti che competono una struttura a 2 gradi di libertà soggetta all'azione sismica.

Per completare la trattazione è necessario introdurre dei parametri che derivano dalla valutazione di oscillatori considerati in situazioni limite di:

- Struttura a base fissa ( $k_b \rightarrow \infty$ ), con:

$$\omega_s^2 = \frac{k_s}{m} \quad \text{e} \quad \xi_s = \frac{c_s}{2m\omega_s}$$

- Sovrastuttura infinitamente rigida isolata alla base ( $k_s \rightarrow \infty$ ), con:

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m+m_b} = \frac{k_b}{M} \quad \text{e} \quad \xi_b = \frac{c_b}{2(m+m_b)\omega_b} = \frac{c_b}{2M\omega_b};$$

A partire da questi è possibile definire i seguenti rapporti:

- $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$  rapporto di pulsazione o di isolamento;
- $\gamma = \frac{m}{m+m_b} = \frac{m}{M}$  rapporto di massa.

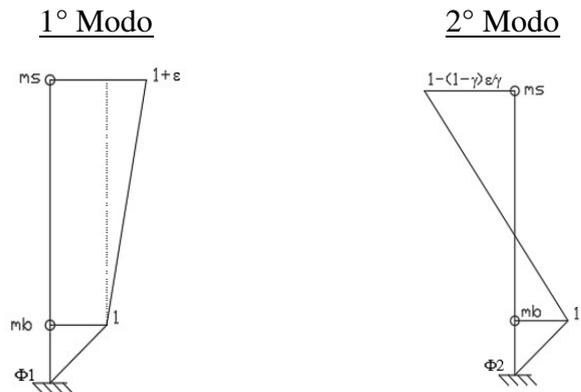
Riscrivendo le equazioni di equilibrio del moto in forma matriciale e in funzione di questi parametri si ottiene:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\xi_s\omega_s & 0 \\ 0 & 2\xi_b\omega_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_s \\ v_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$$

Da cui il problema agli autovalori/autovettori che permette di esplicitare i modi di vibrare associati ai gradi di libertà della struttura:

$$\left( \begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} - \omega_i^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} \phi_{i,s} \\ \phi_{i,b} \end{bmatrix} = 0 \quad \text{per } i=1,2$$

Definendo così le caratteristiche dei 2 modi:



*Pulsazioni proprie*

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon)$$

$$\omega_2^2 = \omega_s^2 \left( \frac{1 + \gamma\varepsilon}{1 - \gamma} \right)$$

*Forme modali*

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} \varepsilon \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\phi_2 = \begin{bmatrix} -(1 - (1 - \varepsilon)/\gamma) \\ 1 \end{bmatrix}$$

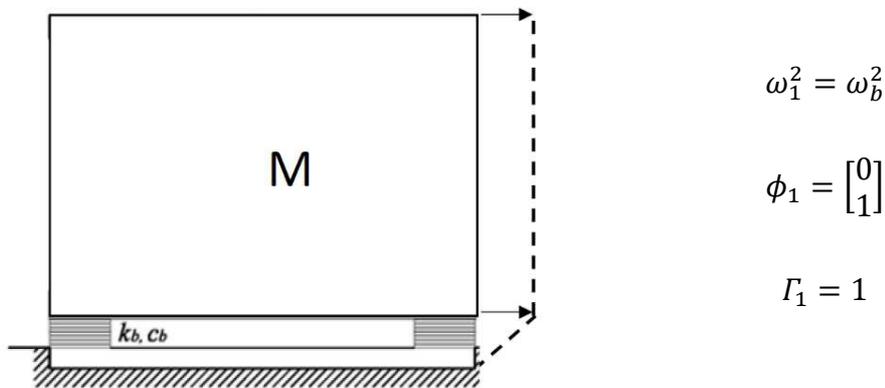
*(spostamenti relativi)*

*Fattori di partecipazione*

$$\Gamma_1 = 1 - \gamma\varepsilon$$

$$\Gamma_2 = \gamma\varepsilon$$

Concentrandosi sul primo modo di vibrare si può osservare come per  $\varepsilon \rightarrow 0$  si ottenga esattamente il caso di moto rigido della sovrastruttura su un sistema di isolamento deformabile.



*Fig. 2.4-Moto rigido di una struttura isolata alla base.*

La pulsazione del primo modo di vibrare, che risulta avere massa partecipante unitaria (cioè mobilita l'intera massa dell'edificio) equivale dunque a quella del sistema per  $k_s \rightarrow \infty$  e il moto della sovrastruttura risulta rigido.

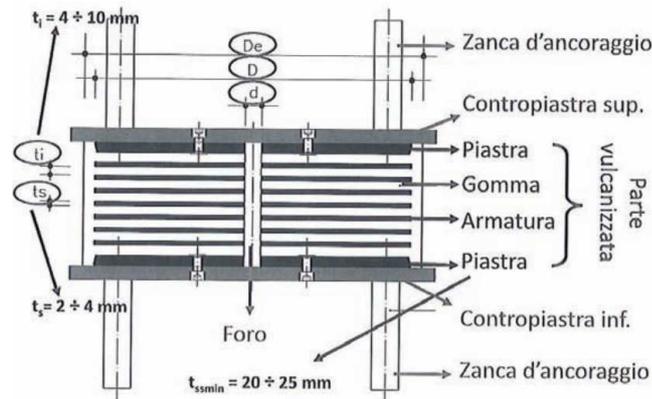
Inoltre, essendo  $\omega = 2\pi/T$  potremo scrivere  $\varepsilon = T_s^2/T_b^2$ .

Ciò significa che il rapporto di isolamento è un valore che tende velocemente a 0 per periodi di isolamento sufficientemente maggiori del periodo a base fissa della struttura.

Per questo motivo per garantire l'efficienza del sistema di isolamento si suggerisce la ricerca di periodi di isolamento  $T_b \geq 3T_s$ .

### 2.3 ISOLATORI ELASTOMERICI

Come già accennato sono dispositivi costituiti da strati in gomma, dai quali derivano le proprietà di deformabilità e capacità dissipativa, vulcanizzata a piastre in acciaio che assicurano maggior stabilità sotto carico e idonea rigidità verticale.



*Fig. 2.5-Isolatore elastomerico.*

Questi isolatori presentano delle piastre d'acciaio di maggiore spessore ( $t_{ss} = 20 \div 25\text{mm}$ ) alle estremità superiore e inferiore per garantire un più facile ancoraggio agli elementi esterni mentre le piastre d'acciaio interne hanno spessori  $t_s$  tipicamente variabili tra  $2 \div 4\text{ mm}$ . Per quanto riguarda gli strati in gomma invece lo spessore ( $t_i$ ) è variabile in funzione delle caratteristiche dell'isolatore ma in Italia difficilmente risultano inferiori a  $4\text{ mm}$  poiché limitati dal processo di vulcanizzazione che al di sotto di questa soglia non risulta abbastanza efficiente da garantire la perfetta aderenza tra i due materiali. Infine, lateralmente, il perimetro del dispositivo risulta ricoperto da uno strato protettivo anch'esso in gomma.

Parametri geometrici fondamentali per la definizione di isolatori elastomerici di questo tipo sono:

- Fattore di forma primario  $S_1$ , compreso tra  $10 \div 30$  al fine di garantire un'adeguata rigidità verticale:

$$S_1 = \frac{A_{compressa}}{A_{laterale}} = \frac{\pi \left(\frac{D'}{2}\right)^2}{2D'\pi t_i} = \frac{D'}{t_i}$$

A parità di  $D'$  (diametro di piastre e strati in gomma confinati)  $S_1$  aumenta col diminuire dello spessore degli strati in gomma e con esso diminuisce anche l'effetto di espansione

laterale della gomma sotto carico e per effetto Poisson la deformabilità verticale dell'isolatore che risulta quindi sufficientemente rigido in direzione verticale.

- Fattore di forma secondario  $S_2$ , compreso tra  $3 \div 5$  al fine di garantire un'adeguata stabilità nei confronti dei carichi verticali in configurazione deformata:

$$S_2 = \frac{D}{t_e}$$

Con  $D$  diametro complessivo del dispositivo (compreso il ricoprimento in gomma) e  $t_e = \sum t_i = h_{is}$  sommatoria degli spessori dei soli strati in gomma, detta anche altezza dell'isolatore, cui compete la sua deformabilità a taglio. Tanto maggiore risulta  $S_2$  tanto maggiori sono le dimensioni in pianta dell'apparecchio rispetto alla sua altezza permettendoli di garantire il raggiungimento di un maggior carico critico.

Dal punto di vista meccanico i parametri fondamentali che ne definiscono il comportamento sono rigidità e smorzamento equivalente (rispettivamente  $k_{eq}$  e  $\xi_{eq}$ ).

Tali parametri possono essere definiti dalla valutazione di un ciclo forza-spostamento come:

- $k_{eq} = \frac{F_d(x=A)}{A} = \frac{G_d A_{is}}{h_{is}} = \frac{G_d (\pi D_{is}^2 / 4)}{t_e}$ ;
- $\xi_{eq} = \frac{W_d}{4\pi E_{dM,eq}}$ .

Con:

- $F_d$  = Forza sviluppata in concomitanza al massimo spostamento del ciclo;
- $A$  = Massimo spostamento valutato nel ciclo;
- $G_d$  = Modulo di taglio dinamico della gomma;
- $A_{is}$  = Area dell'isolatore;
- $W_d$  = Energia dissipata durante il ciclo;
- $E_{dM,eq}$  = Massima energia elastica sviluppata.

Banalmente lo smorzamento equivalente coincide con lo smorzamento dell'isolatore e di conseguenza con quello esplicito dalla gomma di cui è composto.

In realtà le caratteristiche meccaniche del dispositivo e in particolare i parametri equivalenti sono influenzati da una serie di fattori, tra cui:

- Ampiezza di deformazione  $\gamma = \frac{d}{h_{is}}$ , cioè la deformazione a taglio subita dall'isolatore, in funzione della quale si osserva un aumento della rigidezza del sistema e dei cicli compiuti col diminuire dello spostamento impresso. Le diverse case produttrici, infatti, classificano i dispositivi in funzione delle loro caratteristiche meccaniche valutate per  $\gamma = 1$  e successivamente forniscono dei grafici che rappresentano le relazioni che associano i parametri equivalenti alla variazione di  $\gamma$  così da permettere al progettista di valutare l'effettivo comportamento dell'isolatore.
- Storia di carico o "scragging", in quanto il dispositivo ha solitamente necessità di compiere alcuni cicli prima di stabilizzare il proprio comportamento, durante i quali si osserva una maggior rigidezza della gomma.
- Velocità di deformazione, che se molto bassa determina una tendenza a un comportamento incrudente più accentuato ad elevate deformazioni (>250%). Tale variazione si osserva però solo per cicli di durata effettivamente elevata, anche di 1 minuto, che quindi non interessa il range di pochi secondi che caratterizza un evento sismico.

Nell'ambito delle analisi non lineari che verranno esposte nel seguito si è fatto riferimento al catalogo fornito dalla società "FIP Industriale", che presenta una vasta gamma di scelta di isolatori elastomerici in funzione di parametri quali massimo spostamento sopportabile, carico critico ecc. permettendo di scegliere anche il tipo di gomma da utilizzare (soft, medium e hard), per cui vengono forniti i parametri fondamentali di durezza, modulo di taglio e coefficiente di smorzamento con le sopraelencate relazioni al variare dell'ampiezza di deformazione, di cui si riporta un esempio di seguito.

PROPRIETA'	MESCOLA		
	MORBIDA (SOFT - S)	NORMALE (NORMAL - N)	DURA (HARD - H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale $G_{din}$ a $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi$ a $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

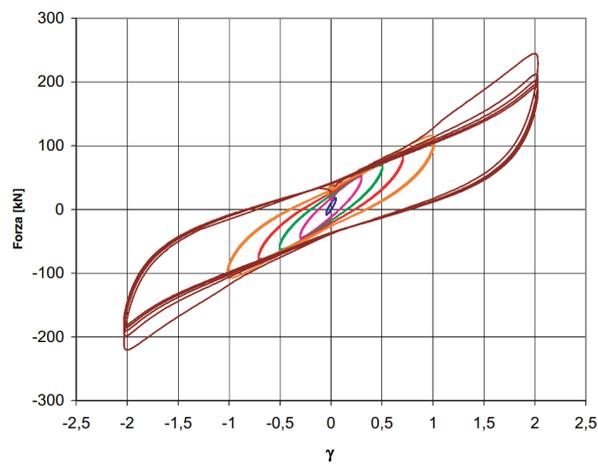


Fig. 2.6-Proprietà meccaniche in funzione della mescola della gomma e ciclo isteretico dell'isolatore.<sup>1</sup>

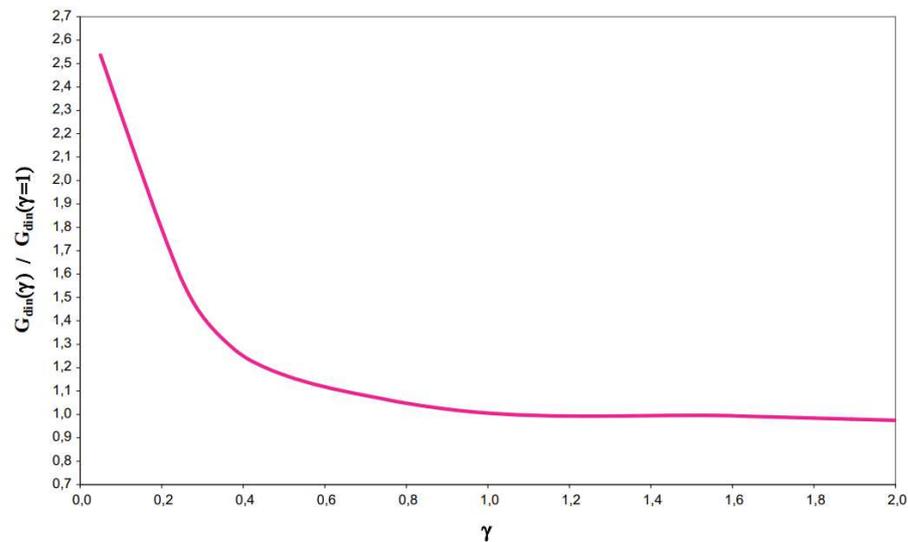


Fig. 2.7- Variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio  $G_{din}$  in funzione della deformazione a taglio  $\gamma$ .<sup>1</sup>

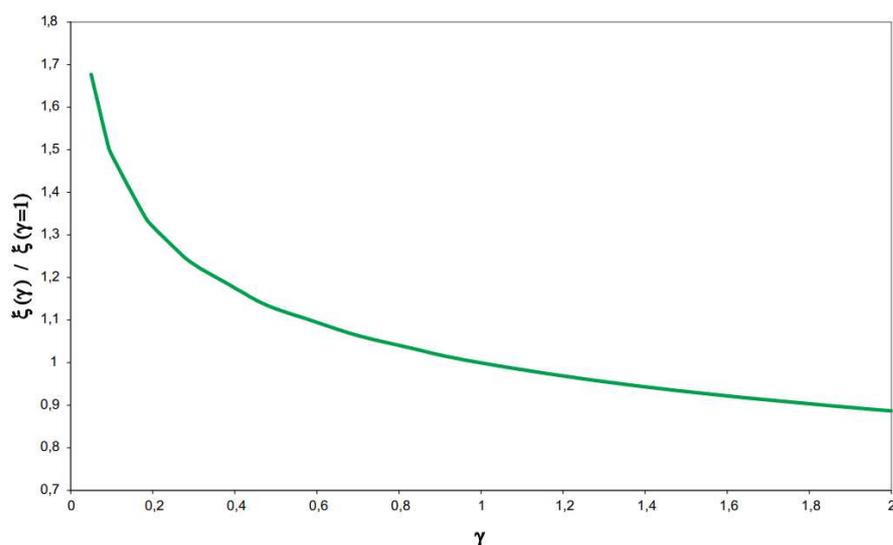


Fig. 2.8- Variazione media del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente a taglio  $\xi$  in funzione della deformazione a taglio  $\gamma$ .<sup>1</sup>

SI-N	V kN	F <sub>zd</sub> kN	K <sub>e</sub> kN/mm	K <sub>v</sub> kN/mm	D <sub>g</sub> mm	t <sub>e</sub> mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 400/175	45	2120	0.57	521	400	175	283	333	450	205
SI-N 450/180	230	2830	0.71	613	450	180	307	357	500	281
SI-N 500/180	620	4410	0.87	847	500	180	307	357	550	346
SI-N 550/175	1130	5790	1.09	1010	550	175	287	337	600	390
SI-N 600/176	1770	7230	1.29	1154	600	176	279	329	650	444
SI-N 650/180	2520	8760	1.48	1286	650	180	277	327	700	507
SI-N 700/180	3490	10720	1.71	1454	700	180	281	341	750	642
SI-N 800/180	6790	14990	2.23	2186	800	180	281	341	850	835
SI-N 900/180	8310	21220	2.83	2626	900	180	286	346	950	1078
SI-N 1000/182	12025	22590	3.45	3077	1000	182	290	370	1050	1515
SI-N 1100/182	16460	27460	4.18	4103	1100	182	290	370	1150	1828
SI-N 1200/192	18150	28700	4.71	4452	1200	192	296	376	1250	2150

Fig. 2.9-Stralcio del “catalogo FIP” riferito a isolatori elastomerici di tipo “N” per spostamenti di 350 mm.<sup>1</sup>

Spesso in un sistema di isolamento alla base gli isolatori elastomerici vengono accoppiati con slitte piane, cioè dispositivi costituiti da una pasticca in grado di scorrere su una piastra piana con PTFE lubrificato a bassissimo coefficiente d’attrito (<1%) che possono essere considerati privi di rigidità orizzontale e con unica funzione di sostegno a carichi verticali.

Tale accoppiamento permette l’utilizzo di isolatori elastomerici di maggiori dimensioni e più rigidi, in grado di garantire carichi critici più elevati e quindi maggiore stabilità, nei confronti della quale le verifiche sono solitamente le più difficili da soddisfare.

<sup>1</sup> Catalogo “FIP Industriale”

Di seguito si riportano le immagini relative ai dispositivi sopracitati.



*Fig. 2.10-Isolatore elastomerico.<sup>1</sup>*



*Fig. 2.11-Slitta piana.<sup>1</sup>*

## 2.4 ASPETTI NORMATIVI

Dal punto di vista normativo le verifiche da condurre sul sistema di isolamento vanno valutate allo SLC, mentre sovrastruttura e sottostruttura vengono verificate all'SLV garantendone comportamento sostanzialmente elastico (fattore di struttura  $q \ll 1,5$ ) in termini di resistenza (senza necessità di seguire i principi di gerarchia delle resistenze i limiti sui dettagli costruttivi della progettazione in CDB) e all'SLD in termini di rigidezza (assumendo come limiti i 2/3 degli spostamenti di interpiano imposti al paragrafo 7.3.6.1 delle NTC).

Più nello specifico le verifiche previste (allo Stato Limite di Collasso) sugli isolatori riguardano:

- Massima deformazione a taglio dovuta al sisma:

$$\gamma_s = \frac{d_{max}}{t_e} \leq \frac{\gamma^*}{1.5} \leq 2$$

Dove  $\gamma^*$  è la deformazione a taglio massima raggiunta nelle prove di qualificazione.

Ciò significa che un dispositivo deve essere testato almeno a deformazioni pari a 1,5 volte quelle previste in fase di progetto.

- Massima deformazione locale:

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_a = \frac{1,5V}{G_{din}S_1A_r} + \frac{d}{t_e} + a^2 2t_i t_e \leq 5$$

Dove  $\gamma_c$  sono le deformazioni subite dall'isolatore a causa dei carichi verticali,  $\gamma_s$  sono quelle relative alle forze di taglio e  $\gamma_a$  quelle in funzione di momenti flettenti che seppur minimi si possono generare a causa dell'eventuale rotazione relativa delle due piastre d'estremità del dispositivo, con:

- o  $V = N_{max}$ ;
- o  $a^2 = 3 \left( \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2} \right) \frac{D^2}{4}$ , con  $\alpha_x, \alpha_y$  rotazioni sul piano dell'isolatore delle due piastre d'estremità.

- Massima trazione sulle piastre d'acciaio:

$$\sigma_s = \frac{1,3V(t_1 + t_2)}{A_r t_s} < f_{yk}$$

Dove  $t_s$  è lo spessore della singola piastra d'acciaio interna ( $\geq 2$ ) e  $t_1, t_2$  sono gli spessori degli strati in gomma immediatamente al di sopra e al di sotto della piastra considerata. La funzione delle piastre d'acciaio è infatti quella di confinare al meglio la gomma che con la sua tendenza a spanciare viene trattenuta da quest'ultime su cui si genera quindi uno sforzo di trazione che non deve superare la resistenza caratteristica del materiale.

- Massima trazione sul dispositivo:

$$\sigma_{tr} = \frac{T_{max}}{A_{is}} \leq \min(2G, 1MPa)$$

Dove  $T_{max}$  è la massima trazione che si sviluppa su un dispositivo e non deve superare il limite di cavitazione della gomma.

- Massimo carico ammissibile o stabilità:

$$N_{max} \leq \frac{V_{cr}}{2}$$

Dove  $V_{cr}$  è il carico critico dell'isolatore, cioè il massimo carico che è in grado di sopportare in configurazione deformata, calcolabile come segue:

$V_{cr} = G_{din} A_r S_1 S_2$ , con:

- $A_r = \frac{(\varphi - \sin\varphi) D^2}{4}$ , area ridotta efficace dell'isolatore, cioè l'area di sovrapposizione delle piastre d'estremità dell'isolatore lungo cui si considera avvenga la trasmissione del carico verticale agente sul dispositivo garantendone la stabilità.
- $\varphi = 2 \arcsin \frac{\gamma}{S_2}$ , angolo di sovrapposizione.

Il carico critico, quindi, tende a diminuire con l'aumentare dello spostamento che definisce un maggiore angolo di sovrapposizione e una minore area efficace per la trasmissione del carico.

## 2.5 AZIONE SISMICA PER EDIFICI ISOLATI ALLA BASE

In corrispondenza di una faglia, il movimento relativo di due masse di terreno comporta l'accumulo di energia di deformazione elastica che poi viene improvvisamente rilasciata attraverso la rottura della zona di interfaccia una volta che gli sforzi associati alle deformazioni superano la resistenza della roccia. Le due parti di roccia che vengono così a separarsi determinano la dislocazione e generano una serie di onde che danno origine ai terremoti (teoria del rimbalzo elastico).

L'energia di deformazione accumulata viene rilasciata sotto forma di onde sismiche che si propagano all'interno della terra. Alla sorgente si hanno due principali tipi di onde di volume:

- Le Onde P (Primarie o Longitudinali) sono le più veloci e fanno oscillare le particelle di roccia che attraversano parallelamente alla loro direzione di propagazione causando compressioni e rarefazioni del mezzo. Mostrano piccole ampiezze e bassi periodi e hanno un potenziale di danneggiamento relativamente basso;

- Le Onde S (Secondarie o di taglio) viaggiano più lentamente delle P. L'oscillazione delle particelle di terreno che attraversano avviene trasversalmente rispetto alla loro direzione di propagazione. Il loro moto può essere separato nelle componenti orizzontale (SH) e verticale (SV). Mostrano grandi ampiezze e periodi modesti; hanno un potenziale di danneggiamento più elevato.

Dalle modalità di propagazione di queste onde che dipende da diversi fattori quali tipologia ed energia sviluppata dal fenomeno di rottura, tipologia di terreno su cui è fondata la struttura, distanza epicentrale, direzionalità, ecc., possono dipendere fenomeni di amplificazione dell'azione sismica che risultano particolarmente sfavorevoli nell'ambito del progetto di sistemi di isolamento alla base.

### 2.5.1 Influenza del terreno

La velocità di propagazione delle onde di volume dipende dalla densità e dalle proprietà elastiche della roccia. All'interno di un mezzo isotropo ed elastico di densità  $\rho$ , queste velocità risultano:

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-\nu)}} \qquad v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$\frac{v_s}{v_p} = \sqrt{\frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)}}$$

Da tali relazioni è possibile osservare come le caratteristiche meccaniche del mezzo possano influenzare l'input sismico che si produce in un determinato luogo. In altre parole, il terreno può essere schematizzato come una colonna deformabile a taglio che determina un'amplificazione del moto sismico in superficie rispetto al moto su roccia al di sotto del deposito.

Ruolo importante è giocato anche dalla topografia della zona in funzione della quale si possono riscontrare effetti di amplificazione detti appunto topografici, ad esempio in presenza di creste o piccoli rilievi, così come di effetti di bacino, tipici delle valli alluvionali: la curvatura del bacino, all'interno del quale si sono formati depositi alluvionali (soffici) può determinare l'intrappolamento delle onde sismiche di volume e determinare l'insorgenza di onde superficiali potenzialmente distruttive a seguito dei fenomeni di riflessione/rifrazione con la superficie e le pareti del bacino.

Tali considerazioni vengono infatti recepite anche dalle NTC che per la determinazione dell'azione sismica di progetto prevedono la necessità di definire le caratteristiche della superficie topografica e il valore di velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, in funzione delle quali avviene poi l'identificazione di un'apposita categoria topografica e di sottosuolo.

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

**Tab. 2.1-Categorie di sottosuolo.<sup>2</sup>**

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 $i > 30^\circ$

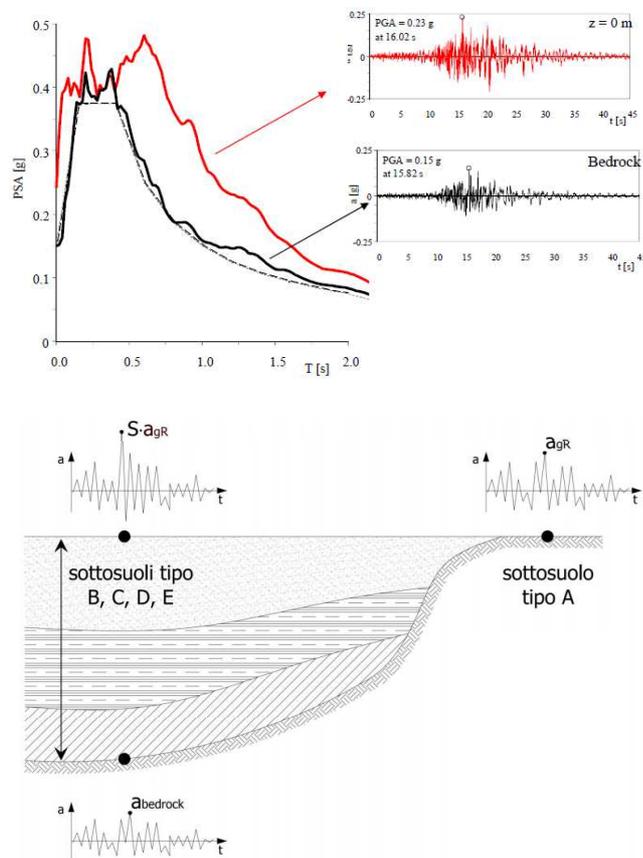
**Tab. 2.2-Categorie topografiche.<sup>2</sup>**

<sup>2</sup> Normativa Tecnica in materia di Costruzioni 2018 (NTC2018).

Le condizioni topografiche e stratigrafiche influiscono sull'entità dell'azione sismica attraverso un coefficiente  $S$  che moltiplica le ordinate dello spettro di risposta. Tale coefficiente è definito nel seguente modo:

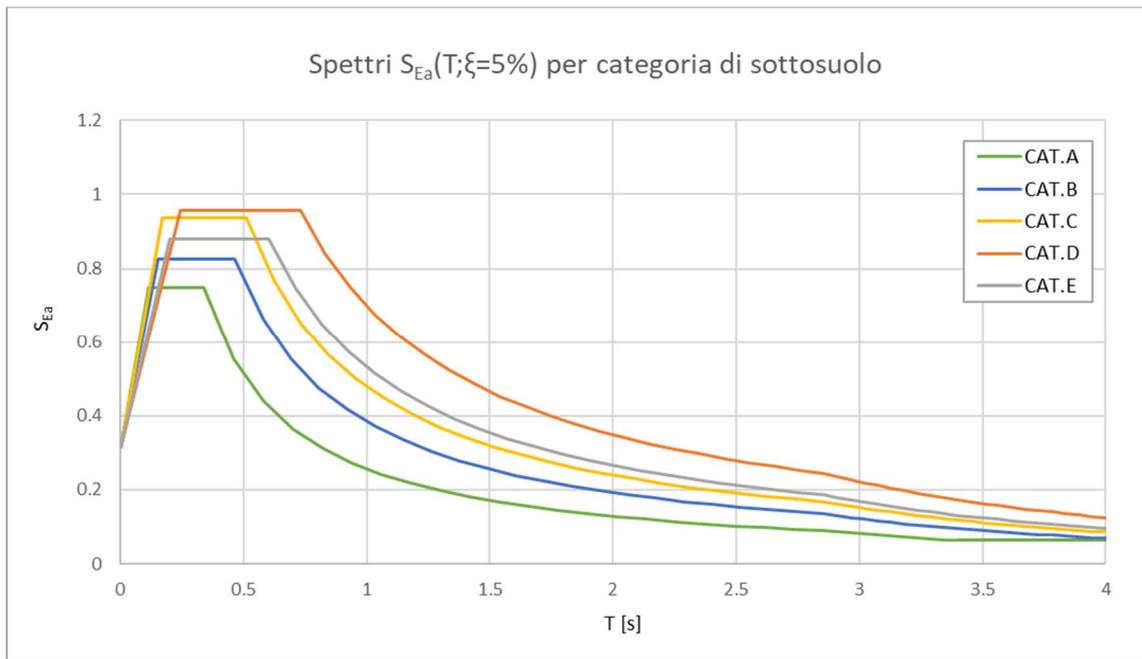
$$S = S_S \cdot S_T$$

- $S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica, dipende dalla categoria di sottosuolo e dai parametri  $F_0$  e  $a_g$ ;
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica, dipende dalla categoria topografica.

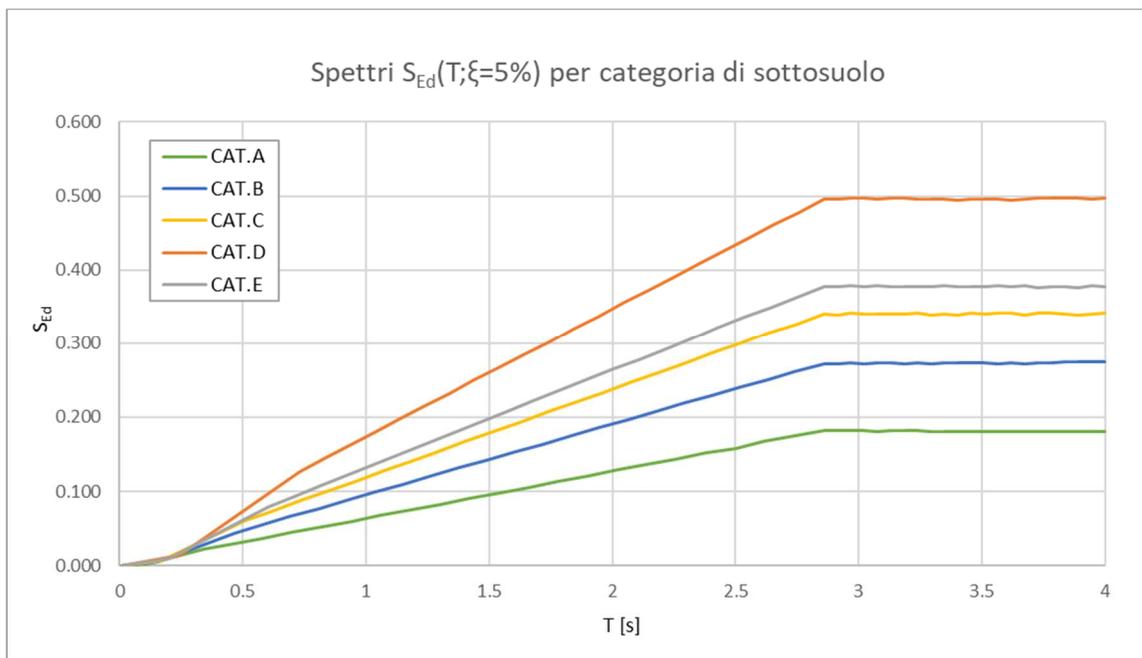


*Fig. 2.12-Confronto tra azione sismica registrata al bedrock e sulla superficie topografica.*

Di seguito si riportano quindi gli spettri valutati per uno stesso sito (Visso) e stessa categoria topografica (T1) in funzione della diversa categoria di sottosuolo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.



**Fig. 2.13-** Confronto spettri in pseudo-accellerazione da normativa in funzione delle diverse categorie di terreno.



**Fig. 2.14-** Confronto spettri in pseudo-spostamento da normativa in funzione delle diverse categorie di terreno.

Da questi grafici si può chiaramente osservare come passando da terreni con buone caratteristiche a terreni più scadenti si ha una crescita significativa dell'input sismico che si ripercuote sull'edificio. In realtà questo discorso vale per tutte le strutture, più o meno rigide, ma è visibile come per periodi di vibrazione tipici delle strutture isolate alla base ( $2,5 \div 3s$ ) la differenza di input tra le diverse categorie di terreno in termini di spostamento tenda ad acuirsi rendendo il fattore sottosuolo ancor più rilevante.

Dal punto di vista delle accelerazioni malgrado sia vero che l'input aumenta passando da terreni più prestanti ad altri più scadenti l'incidenza rimane comunque minore vista la capacità del sistema di isolamento di spostare il periodo della struttura verso aree del grafico caratterizzate da periodi che prevedono una forte diminuzione della domanda in accelerazione.

### 2.5.2 *Fenomeni near-fault*

Dalle espressioni della velocità delle onde di volume unitamente al tracciato delle registrazioni dei sismografi inoltre è possibile localizzare i terremoti nel tempo e nello spazio. Per terremoti superficiali si trascura l'effetto della curvatura della terra (modello piano per la propagazione delle onde). Ipotizzando l'omogeneità dei terreni posti tra il fuoco e il sito di registrazione, la distanza epicentrale  $\Delta_x$  dipende linearmente dal ritardo temporale  $\Delta_t$  delle onde S rispetto alle P.

$$\Delta_x = \frac{v_p v_s}{v_p - v_s} \Delta_t$$

Chiaramente anche la distanza epicentrale è un fattore centrale nella valutazione degli effetti generati da un sisma in quanto generalmente col suo aumentare il segnale percorre sempre più strada e si indebolisce.

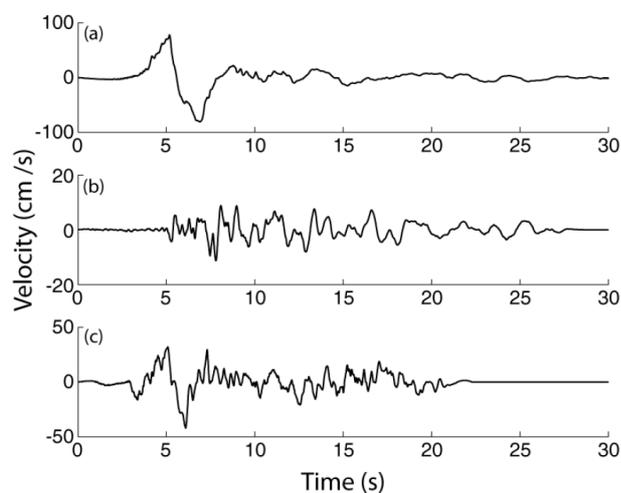
Altro aspetto che può determinare un'amplificazione del moto sismico è la direzionalità della rottura in faglia. Terremoti di piccola magnitudo sono frequentemente generati da sorgenti che possono essere rappresentate da un punto, dato che la rottura della faglia interessa soltanto pochi

km. Diversamente, per grandi terremoti la rottura può interessare alcune decine di km; in questi casi la diffusione delle onde è influenzata dalla dimensione della sorgente.

Le onde sismiche si propagano più intensamente nella direzione in cui avviene la rottura producendo una differente distribuzione dell'intensità dello scuotimento. La direttività è un fenomeno legato al fatto che la sorgente delle onde è in movimento: le interferenze producono onde con ampiezze maggiori nella direzione di propagazione della rottura ma l'evento sismico è caratterizzato da una minore durata (terremoti impulsivi). L'opposto si verifica nella direzione contraria.

Le onde di taglio man mano che viaggiano verso gli strati più superficiali di terreno subiscono un processo di verticalizzazione tanto che in prossimità della superficie la loro direzione di propagazione è verticale. Pertanto, per distanze elevate dall'epicentro la componente verticale è in genere molto bassa, le vibrazioni sono principalmente orizzontali, mentre per distanze minori oltre ad essere impulsivi sono caratterizzati da una componente verticale importante.

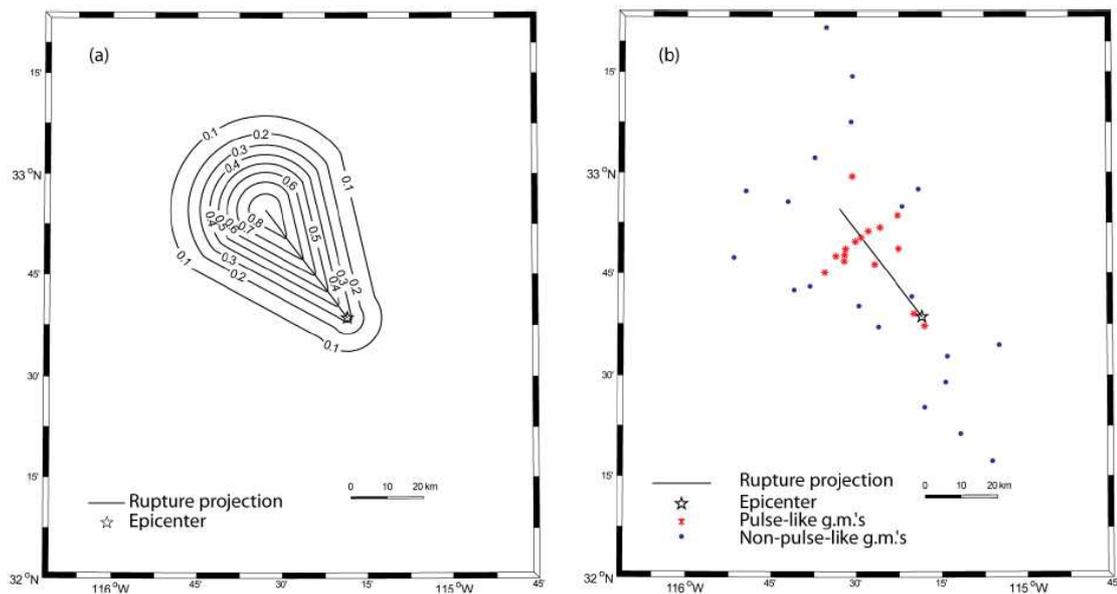
Si parla quindi di terremoti "near-fault" quando il segnale registrato dell'evento è di natura fortemente impulsiva e di conseguenza produce un effetto di amplificazione della domanda sismica per un intervallo di frequenze (solitamente particolarmente ristretto) a cavallo del proprio periodo di impulso ( $T_p$ ).



**Fig. 2.15-**Differenza di segnale per: (a) evento near-fault, (b) evento non near-fault, (c) evento ambiguo.

I terremoti near-fault si verificano generalmente quando lungo la direzione di propagazione della rottura nella faglia, la velocità di rottura è simile a quella di propagazione delle onde di taglio che tendono così a sommare i propri effetti determinando l'amplificazione dell'impulso appena descritta.

Perché si produca un impulso di questo tipo rivestono particolare importanza fattori quali la direzionalità del fenomeno di rottura e la sua distanza dall'epicentro. Questo perché l'effetto di sovrapposizione dei segnali si produce seguendo la direzione e il verso di propagazione delle rotture e tanto maggiore è la distanza dall'epicentro tanto maggiore risulta essere l'attenuazione di questo effetto. A tal proposito si riportano due immagini (riferite al terremoto di Imperial Valley avvenuto in California nel 1979) che mostrano come effettivamente la massima probabilità di registrare un fenomeno di tipo impulsivo si abbia lungo la direttrice della rottura e a una distanza tale da garantire la sovrapposizione delle onde di taglio prodotte.



**Fig. 2.16-**(a) *Mappa di probabilità di registrazione di segnali di tipo near-fault, (b) Siti di effettiva registrazione di fenomeni di tipo near-fault.*<sup>3</sup>

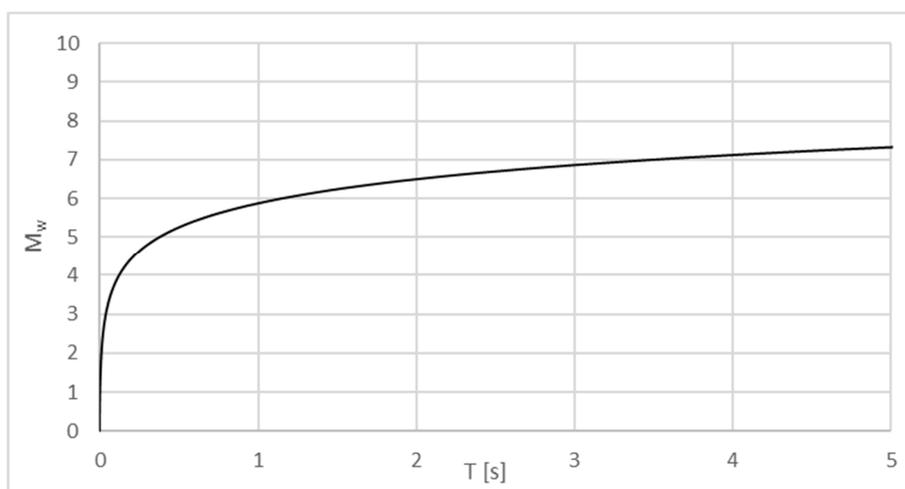
<sup>3</sup> Shrey Kumar Shahi Thesis, 2013

Altra peculiarità riscontrata sta nella diversa risposta che si produce in termini di spostamento, che risulta aumentare in maniera significativa a partire da valori di periodo compresi tra il 30% e il 50% del periodo di impulso e mantenere andamento crescente fino a periodi associabili a quest'ultimo.

Diversi studi hanno inoltre riscontrato la presenza di una relazione tra periodo di impulso e magnitudo dell'evento, proponendo diverse relazioni tra i due parametri, delle quali si riporta quella sviluppata da "Shrey Kumar Shahi":

$$\ln(T_p) = -6.51 + 1.11 \cdot M_w$$

Graficando tale relazione (Fig. 2.16) si può evidenziare al meglio come per ottenere periodi di impulso che possano generare amplificazioni nel campo delle frequenze di una struttura isolata alla base (generalmente caratterizzata da periodi fondamentali di oscillazione attorno ai 2,5 ÷ 3 secondi) si richiedano magnitudo dell'ordine di 6 ÷ 7  $M_w$ .



**Fig. 2.17-Relazione  $M_w$ - $T$ .**

## 3 CASO STUDIO

### 3.1 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

Il caso studio considerato nell'elaborato è riferito a un edificio multifunzionale strategico sito a Visso (MC) di cui è stato eseguito il progetto esecutivo.

Il fabbricato si sviluppa su 4 piani di cui tre fuori terra ed un piano interrato. Al piano interrato si trova l'autorimessa con accesso diretto dal viale esterno tramite apposita rampa e un locale tecnico. Al piano terra sono state collocate la scuola materna (superficie di circa 220 mq) e l'asilo nido (di circa 100 mq), rispettivamente sui lati Ovest ed Est. Oltre a questi lo stesso piano ospita la sede della polizia di 32 mq ed un archivio di 50 mq accessibili tramite apposito filtro dall'atrio dell'immobile o direttamente dall'esterno. In posizione baricentrica si trova il blocco di connessione verticale costituito da scala ed ascensore al quale si accede tramite un atrio vetrato a tripla altezza.

Al piano primo sono state collocate tutte le funzioni comunali; sul lato est del fabbricato si trova la sala consiliare con gli uffici del sindaco, della giunta e del segretario, mentre sul lato ovest si trovano gli uffici dei lavori pubblici, del direttore dei lavori pubblici, l'ufficio del personale, il direttore amministrativo e l'ufficio per i servizi demografici.

Al piano secondo, di superficie ridotta rispetto a quello sottostante e sempre affacciato sull'atrio a tripla altezza, sono stati collocati altri ambienti amministrativi quali l'ufficio dei servizi tecnici, dell'edilizia privata, delle attività produttive e della direzione territoriale.



*Fig. 3.1-Render dell'edificio*

### *3.1.1 La struttura*

In fase di progettazione si è pensato realizzare una struttura munita di un sistema di isolamento alla base, intervento che mira principalmente alla sicurezza sismica, tema molto sentito nella zona vista l'elevata sismicità e la connessione dell'intervento ai danni indotti da una recente sequenza sismica che ha imposto sollecitazioni piuttosto severe all'edificato causando gravi danneggiamenti alla scuola precedentemente esistente che il fabbricato andrà a sostituire.

L'idea progettuale è quella di concepire una struttura isolata alla base che coniuga l'ottimizzazione del comportamento sismico, dunque la resistenza a fenomeni dinamici anche molto severi, con il forte contenimento delle deformazioni della struttura isolata tramite uno scorrimento rigido in corrispondenza del piano di scivolamento, con conseguente drastica riduzione dei danni agli elementi secondari ed alle finiture, e dunque continuità del servizio dopo l'evento sismico.

Con questi criteri di progettazione si rende necessaria la realizzazione di un vano interrato “tecnico”, costituente la cosiddetta “sottostruttura”, che ospiterà anche l’autorimessa dell’edificio, accessibile tramite un’apposita rampa carrabile. Il calpestio del piano interrato sarà costituito da una platea in c.a. di spessore 25 cm su un magro di 10 cm a sua volta su 35 cm di terreno riportato. Al di sotto sarà posto un ulteriore strato di calcestruzzo di 10 cm armato a diretto contatto con il sistema di impermeabilizzazione; lungo il perimetro della platea saranno disposte delle pareti contro terra in cemento armato di spessore 25 cm, che verranno opportunamente distaccate dalla struttura in elevazione al fine di garantire le soluzioni tecniche necessarie per lo scorrimento reciproco tra la porzione interrata, solidale al terreno, e la porzione emergente, scorrevole sugli isolatori sismici.

Gli elementi verticali del piano interrato saranno costituiti da piedistalli a sezione quadrata di 80x80 cm alla cui sommità verranno posizionati gli isolatori sismici; questi saranno suddivisi tra isolatori elastomerici ed isolatori a scorrimento a slitta, per un totale di 31 dispositivi (20 isolatori e 11 slitte).

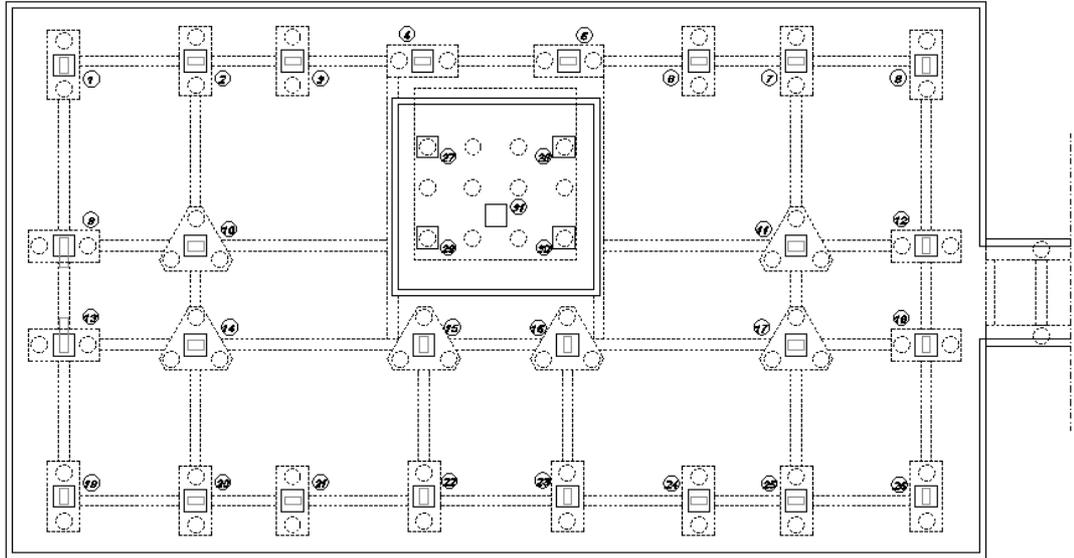
In corrispondenza dei piedistalli degli isolatori elastomerici verranno realizzate delle mensole tozze che svolgeranno la funzione di presidi antincendio, garantendo che in caso di incendio, laddove gli isolatori si deformassero, la sovrastruttura abbia un appoggio garantito senza deformazioni significative.

Per quanto concerne il sistema di fondazione va innanzitutto sottolineato che dalle indagini geologiche effettuate è emersa la presenza di una falda superficiale a circa 1,5 m di profondità dal piano campagna, con possibili innalzamenti durante il periodo invernale. Questo fatto rende indispensabile un’efficace impermeabilizzazione della sottostruttura, che potrà essere ottenuta tramite l’utilizzo di una membrana idroattiva autosigillante. Oltre a questo, le indagini hanno rivelato una tipologia di terreno, in prossimità del piano di posa della platea, di scarse qualità meccaniche e quindi non idoneo a sostenere i carichi trasmessi dalla struttura.

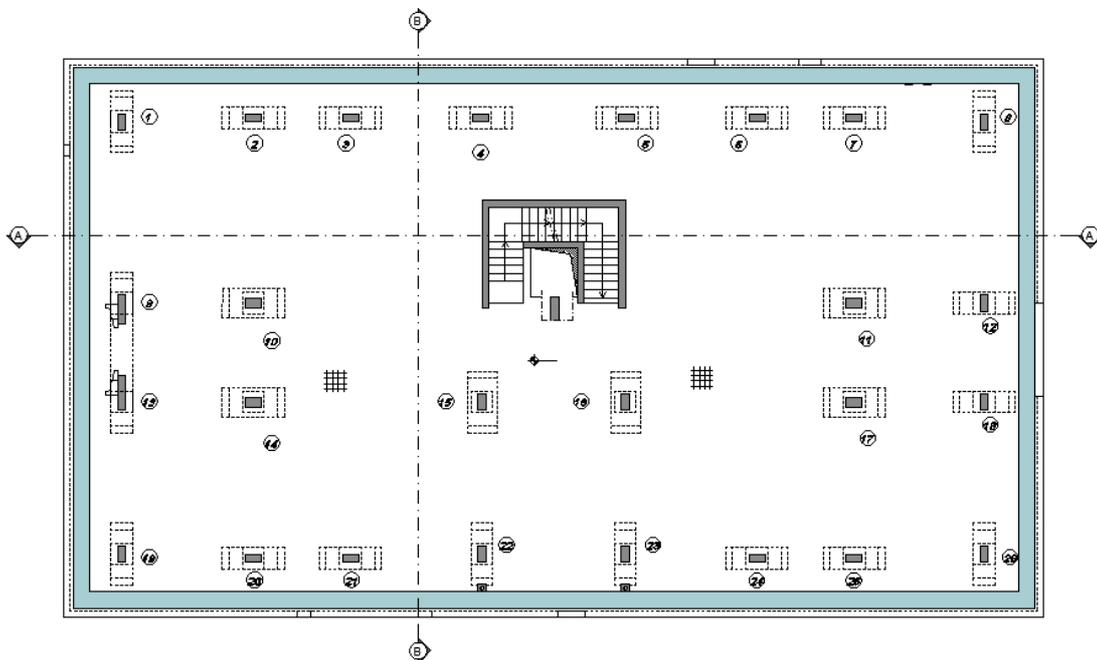
Alla luce del quadro sopra descritto occorre trasferire i carichi a strati più profondi del terreno, in particolare allo strato di ghiaia posto a circa 11 m di profondità con spessore di 7 m; la scelta è pertanto quella di una fondazione profonda costituita da plinti su pali. In particolare, si prevedono plinti a due pali posizionati sul perimetro della struttura e plinti a tre pali disposti internamente, tutti collegati da cordoli di dimensioni 40x70 cm.

Al di sopra del piano di scorrimento verrà realizzato un piano rigido di base, con soletta piena di 35 cm di spessore, e poi i tre livelli fuori terra della struttura. La sovrastruttura di tipo intelaiato è costituita da pilastri in prevalenza di sezione rettangolare di dimensioni 30x60 cm e 35x60 cm, con sezione costante per le prime due elevazioni, e travi sia calate, con sezione 30x80 cm, 35x70 e 35x80 cm, che a spessore di solaio di dimensioni 100x32 cm. Tali elementi strutturali sosterranno solai in latero-cemento di spessore 28+4 cm. La terza ed ultima elevazione, invece, avrà un ingombro in pianta ridotto rispetto ai piani sottostanti ed una copertura leggera costituita da capriate metalliche, in parte a sbalzo, che sosterranno un solaio con lamiera grecata avente spessore totale di 11 cm. I collegamenti verticali, ovvero la scala e l'ascensore, posizionati al centro dell'edificio, saranno costituiti da setti e solette piene in c.a. di 25 cm di spessore e si estenderanno per tutte le elevazioni.

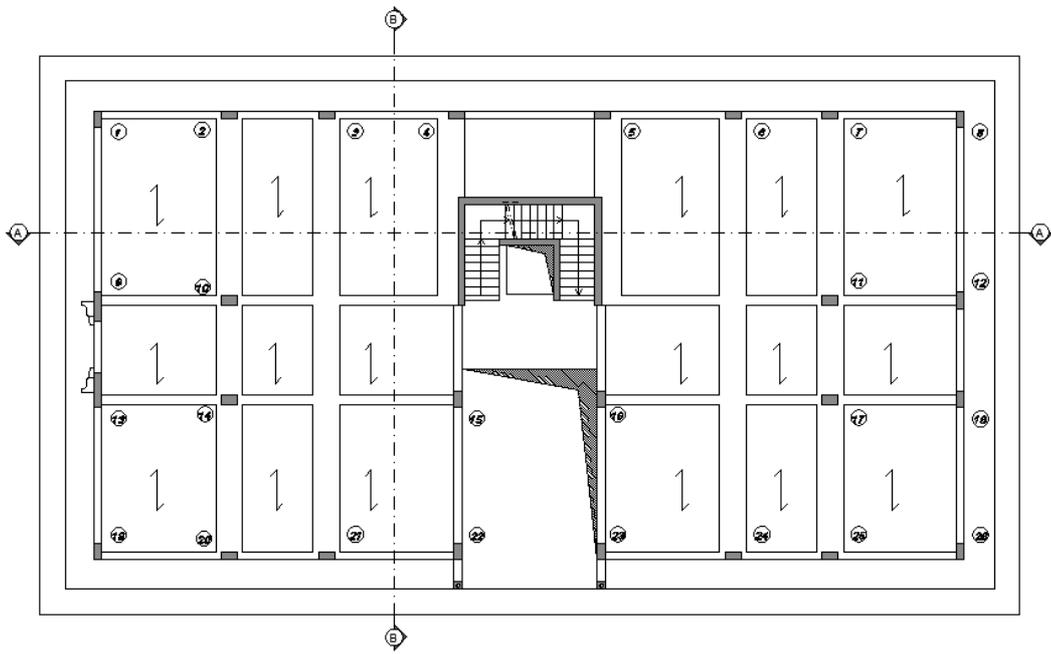
Di seguito si riportano piante e prospetti del progetto strutturale per un quadro completo.



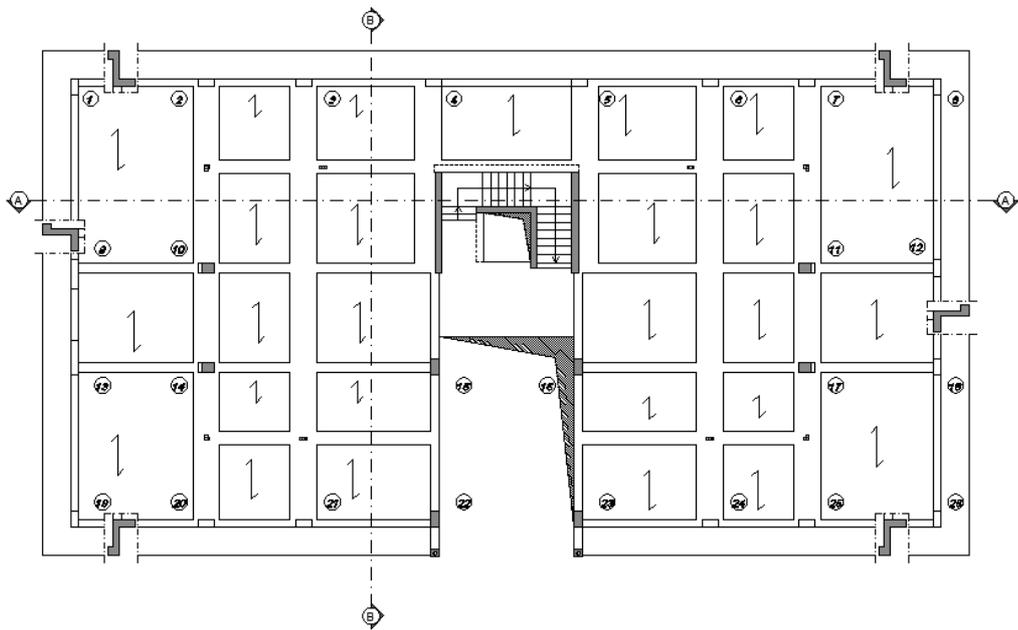
*Fig. 3.2-Pianta fondazioni.*



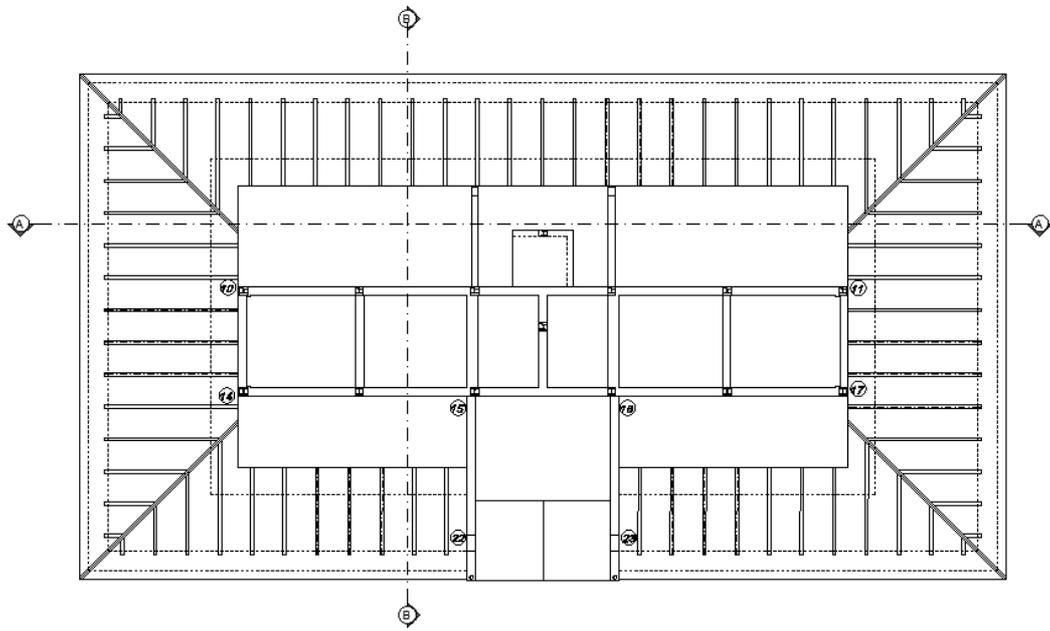
*Fig. 3.3-Pianta piano terra (piano di scivolamento).*



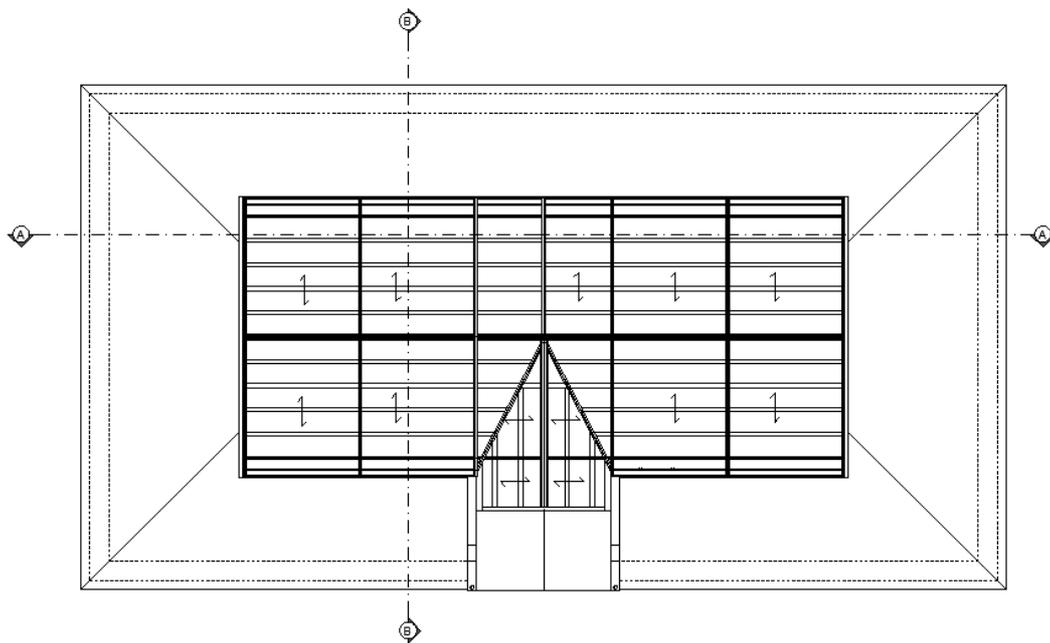
*Fig. 3.4-Pianta piano primo.*



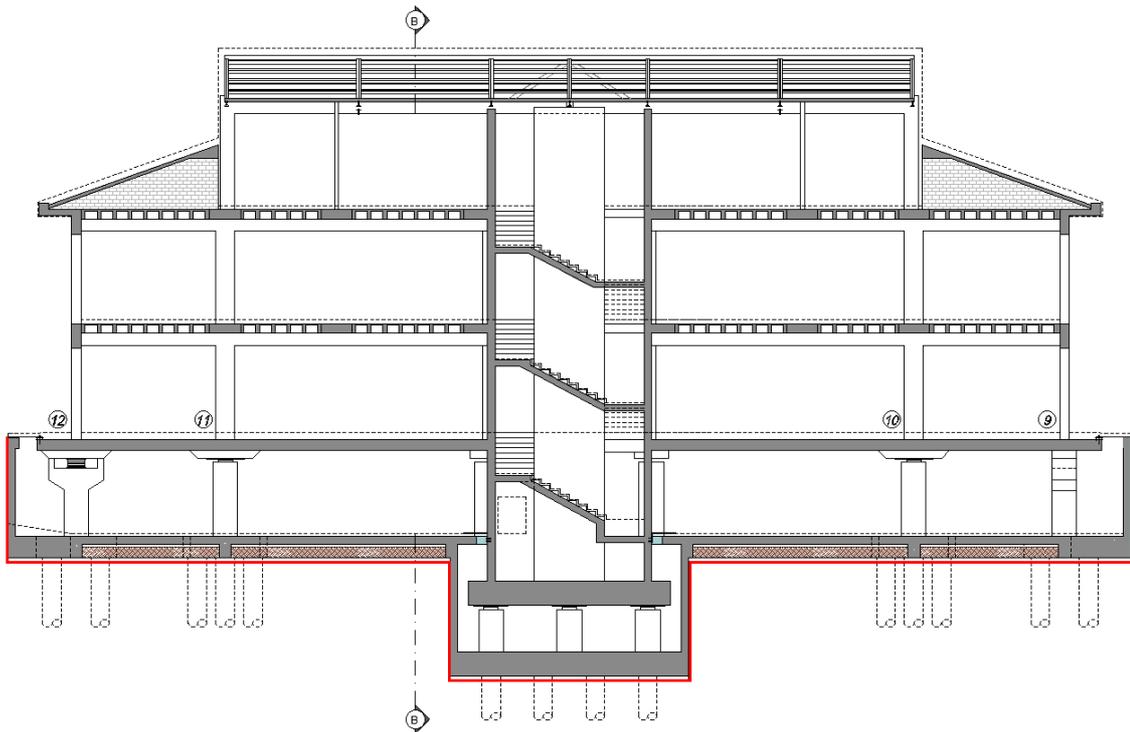
*Fig. 3.5-Pianta piano secondo.*



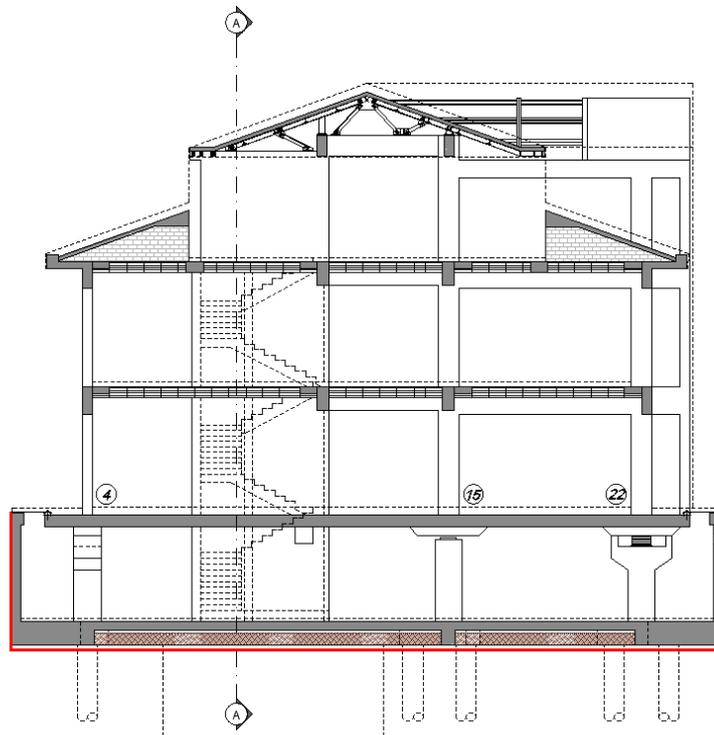
*Fig. 3.6-Pianta copertura – struttura in c.a..*



*Fig. 3.7-Pianta copertura – struttura in acciaio.*



*Fig. 3.8-Sezione A-A.*



*Fig. 3.9-Sezione B-B.*

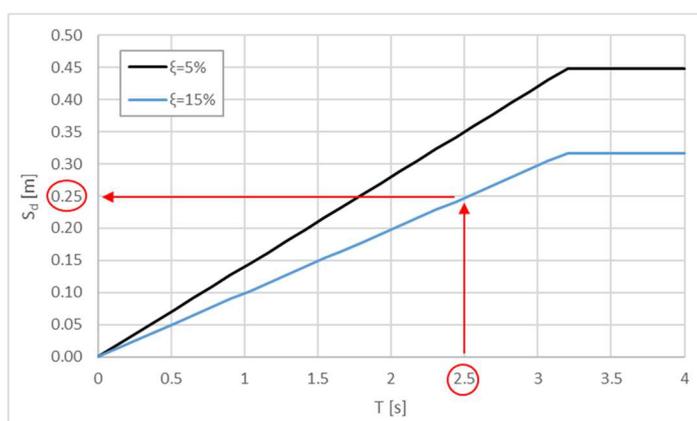
### 3.1.2 Il sistema di isolamento alla base

Al fine di garantire la massima protezione sismica, come già anticipato, la struttura è stata concepita con un sistema di isolamento sismico alla base; in particolare si è deciso di prevedere la realizzazione di una piastra di scivolamento in c.a. dello spessore di 35 cm, sulla quale erigere la sovrastruttura.

Il sistema di isolamento sismico, caratterizzato sia da isolatori elastomerici che da appoggi multidirezionali acciaio inox/PTFE lubrificato, separerà la sottostruttura, costituita dai piedistalli che in testa sorreggono i dispositivi stessi, dalla sovrastruttura costituita dalla piastra di scivolamento e dalle strutture intelaiate (pilastri, travi e orizzontamenti di piano).

Per il progetto del sistema di isolamento e quindi il dimensionamento dei dispositivi è stato definito un periodo target di isolamento di 2,5 s, valutato in funzione della necessità di diminuire il più possibile l'input sismico in termini di accelerazioni senza che gli isolatori siano sottoposti a spostamenti eccessivi per i quali risulta necessaria l'introduzione di sistemi aggiuntivi di dissipazione di energia.

Si riporta di seguito lo spettro in pseudo-spostamento da normativa all'SLC.

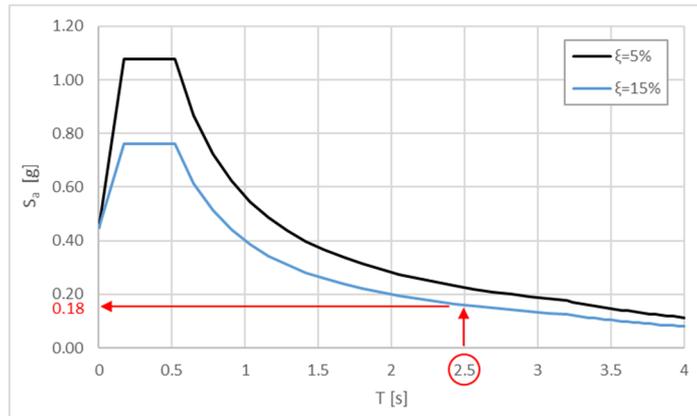


**Fig. 3.10**-Pseudospostamento all'SLC per periodo pari a 2,5 s.

Dal grafico precedente si può osservare come per periodi superiori a 2,5 secondi gli spostamenti che competerebbero al sistema di isolamento (considerando uno smorzamento del 15%) si

aggirano sui 250 mm che considerando un'incidenza degli effetti torsionali del 40% determinano uno spostamento totale di circa 350 mm.

Per quanto riguarda le accelerazioni dal grafico si può osservare come queste si mantengano invece al di sotto dei  $2 \text{ m/s}^2$ .



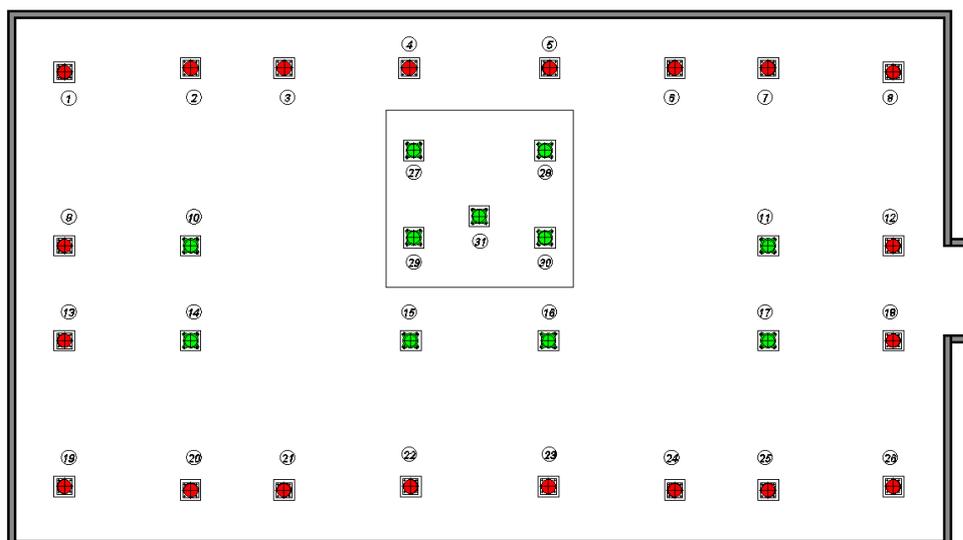
*Fig. 3.11-Pseudoaccelerazione all'SLC per periodo pari a 2,5 s.*

Considerando accettabili i valori di input sismico ottenuti è stata confermata la scelta di un periodo target di 2,5 s.

A questo punto considerando una configurazione del sistema di isolamento con dispositivi elastomerici e slitte posizionati come da figura seguente si è passati alla definizione delle caratteristiche di rigidità del sistema necessarie a garantire periodo, spostamenti e accelerazioni di cui sopra.

Dispositivo	Isolatore Ø 550	Appoggio multidirezionale	Totale dispositivi
Quantità	20	11	31

ISOLATORE	SLITTA
 1-2-3-4-5-6-7 8-9-12-13-18-19-20-21 22-23-24-25-26	 10-11-14-15-16-17 27-28-29-30-31



*Fig. 3.12-Configurazione sistema di isolamento.*

La rigidità orizzontale dei dispositivi elastomerici necessaria è stata valutata come segue:

$$M_{\text{tot}} = 2670 \text{ kgs}^2/\text{cm}$$

$$K_{is,tot} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 M_{\text{tot}} = 16865,18 \text{ kg/cm}$$

$$K_{is} = \frac{K_{is,tot}}{n_{is}} = 843,26 \text{ kg/cm}$$

Successivamente per approssimazioni successive, nel rispetto delle prescrizioni normative, sono state determinate le caratteristiche di base dei dispositivi e in particolare si è scelto un isolatore elastomerico di diametro 550 mm caratterizzato da un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi = 15\%$  al 100% di deformazione, e una tipologia di appoggio multidirezionale caratterizzate da un carico verticale massimo di 3000 kN, con uno scorrimento sia trasversale che longitudinale di 700 mm ( $\pm 350$  mm).

Di seguito si riporta un riassunto delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi:

**ISOLATORE Ø 550**

- diametro elastomero: 550 mm;
- altezza totale elastomero: 175 mm;
- smorzamento: 15 % ( $\gamma = 1$ );
- rigidità orizzontale:  $K_h = 1,09$  kN/mm;
- rigidità verticale:  $K_v = 1167$  kN/mm.

**APPOGGIO MULTIDIREZIONALE**

- carico verticale max: 3000 Kn;
- scorrimento max trasv./long.: 700 mm ( $\pm 350$  mm);
- rotazione massima  $\alpha$ : 0,01 rad.

Nell'ambito delle analisi lineari le caratteristiche meccaniche di rigidità e smorzamento dell'isolatore elastomerico sono state mantenute costanti (e pari a quelle qua sopra indicate) ai vari stati limite considerando che l'aumento di rigidità del sistema all'SLV e all'SLD risultasse compensato dal relativo aumento del coefficiente di smorzamento equivalente.

Sulla base dei dati ottenuti dalla taratura del dispositivo eseguita invece successivamente per le analisi non lineari è stata poi confermata tale ipotesi come visibile dal seguente confronto all'SLD in termini di pseudo-accelerazioni subite considerando caratteristiche costanti dell'isolatore ( $S_{Ea}(2,5;15\%)$ ) e caratteristiche ottenute mediante taratura ( $S_{Ea}(2,17;18,15\%)$ ), il cui processo è descritto al paragrafo §5.1 di questa tesi.

Dal grafico si può infatti notare come sia minima, seppur presente, la differenza di pseudo-accelerazione nei due casi.

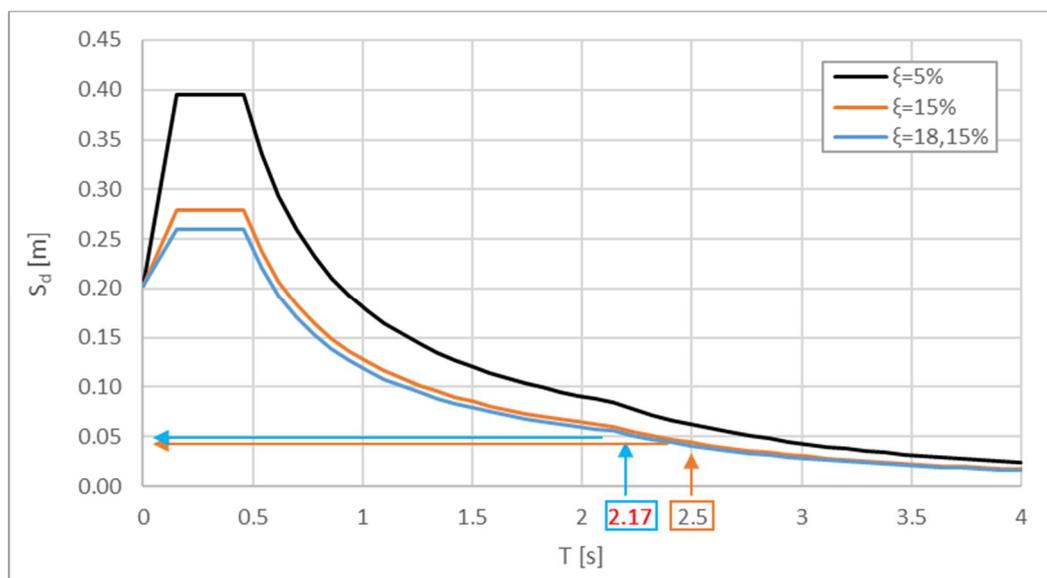


Fig. 3.13-Confronto spettri  $S_{Ea}(2,5;15\%)$  e  $S_{Ea}(2,17;18,15\%)$ .

### 3.1.3 Normativa di riferimento

La progettazione, il calcolo e la verifica delle strutture portanti sono stati eseguiti in conformità alla vigente normativa appresso elencata:

- Legge n. 1086 del 05 Novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso”;
- Legge n. 64 del 02 Febbraio 1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- D.M. 16/02/2007 “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”;
- UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo” – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio” – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 15129:2018 “Dispositivi antisismici”;
- UNI EN 1337 “Appoggi strutturali”.

#### 3.1.4 Prestazione di progetto, classe d'uso e vita nominale

In base alle prescrizioni da normativa sono stati definiti tutti i dati posti a base del progetto strutturale:

- *Vita nominale*  $V_N$ , intesa come il numero di anni per il quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (§ 2.4.1 D.M. 17/01/2018).

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

- *Classe d'uso*  $C_U$ , in funzione della destinazione.

Classe d'uso IV,  $C_U = 2$  - Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- *Vita utile*, riferita alla durabilità UNI EN 1992-1-1:2015

$$\text{Vita utile} = 50 \text{ anni}$$

- *Classe di esposizione ambientale*.

Con riferimento alle tipologie di elementi strutturali, sono state individuate le seguenti classi di esposizione (norma UNI 11104):

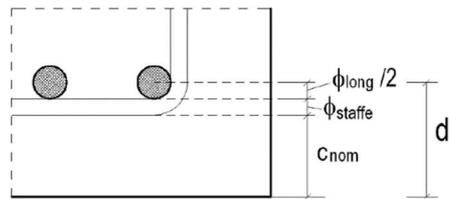
- pali, plinti, cordoli e soletta contro terra, classe XC2: calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo, calcestruzzo di molte fondazioni;
- piedistalli, muri contro terra e rampa di accesso, classe XF1: calcestruzzo di elementi strutturali verticali esposti alla pioggia ed ai cicli gelo/disgelo;
- piano di scivolamento, setti scala e setti ascensore, classe XC3: calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta;
- pilastri, travi, solai, pianerottoli e rampa scala, classe XC1: calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa.

In funzione della classe di esposizione sono definiti dalla UNI 11104: minima classe di resistenza del calcestruzzo, il massimo rapporto acqua/cemento e il minimo contenuto in cemento. Sulla base di tali prescrizioni son quindi state scelte le caratteristiche in termini di composizione del calcestruzzo utilizzato per i vari elementi; in particolare si impiegheranno:

Classe di esposizione	Classe di resistenza	Rapporto acqua/cemento	Contenuto di cemento [kg/m <sup>3</sup> ]
XC1	C25/30	0,60	300
XC2	C25/30	0,60	300
XC3	C32/40	0,55	320
XF1	C32/40	0,50	320

*Tab. 3.1-Caratteristiche cls utilizzati in funzione della classe di esposizione.*

Sempre sulla base della classe di esposizione la norma UNI EN 1992-1-1:2015 (Eurocodice 2), definisce il copriferro nominale minimo  $c_{nom}$  come indicato nell'immagine successiva.



*Fig. 3.14-Copriferro nominale.*

- Classe XC2, XC3, XF1 e vita utile=50 anni:

$$c_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$$\Delta c = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$$

- Classe XC1 e vita utile=50 anni:

$$c_{\min} = 15 \text{ mm}$$

$$\Delta c = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$$

- Classe di resistenza *R* al fuoco D.M. 18/09/2002.

In funzione delle destinazioni d'uso dei locali si è definita per tutti gli elementi strutturali in c.a. una classe di resistenza al fuoco massima di **R60**; per la carpenteria metallica della copertura si è definita invece una classe di resistenza al fuoco di **R30**.

- Periodo di riferimento  $V_R$ , utilizzato per calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica (§ 2.4.3 D.M. 17/01/2018).

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

Alla definizione del periodo di riferimento, si associano gli Stati Limite che verranno indagati per le verifiche sismiche delle opere strutturali:

- *SLC* (Stato Limite di Collasso)

$$P_{V_R} = 5\% \text{ in } V_R \Rightarrow T_R = 1950 \text{ anni}$$

Le verifiche di resistenza e duttilità dei dispositivi del sistema di isolamento, degli elementi verticali che li sorreggono (pedistalli) e del sistema fondativo della struttura sono condotte nei confronti di questo stato limite.

- *SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita)*

$$P_{VR} = 10\% \text{ in } V_R \quad \Rightarrow \quad T_R = 949 \text{ anni}$$

Le verifiche di resistenza della sovrastruttura e dei muri contro terra disposti sul perimetro del piano interrato e della rampa di accesso dell'autorimessa sono condotte nei confronti di questo stato limite.

- *SLD (Stato Limite di Danno)*

$$P_{VR} = 63\% \text{ in } V_R \quad \Rightarrow \quad T_R = 101 \text{ anni}$$

La verifica di rigidezza della sovrastruttura è condotta nei confronti di questo stato limite.

Si riporta di seguito la tabella dei parametri base per la determinazione dell'azione sismica:

<b>STATO LIMITE</b>	<b><math>T_R</math> [anni]</b>	<b><math>a_g</math> [g]</b>	<b><math>F_0</math> [-]</b>	<b><math>T_c^*</math> [S]</b>
<b>SLO</b>	60	0,107	2,351	0,284
<b>SLD</b>	101	0,136	2,326	0,290
<b>SLV</b>	949	0,315	2,383	0,341
<b>SLC</b>	1950	0,399	2,401	0,353

*Tab. 3.2-Parametri di input sismico LONG 13.08° – LAT 42.93°*

### 3.1.5 Tipo di analisi svolta

Per le verifiche sismiche è stato utilizzato il metodo dell'analisi dinamica lineare, in accordo al § 7.3. Gli spettri di risposta elastici in accelerazione sono stati ridotti per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{is}$  del fattore  $\eta$ , calcolato considerando un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , assunto pari al 15%. Il sistema di isolamento è stato schematizzato a comportamento lineare, in virtù della rispondenza al punto § 7.10.5.2 delle NTC2018.

Per le verifiche di resistenza della sovrastruttura, dei muri contro terra disposti sul perimetro del piano interrato e della rampa di accesso all'autorimessa è stato utilizzato uno spettro di progetto allo SLV con fattore di comportamento  $q = 1,5$ . Per le verifiche di rigidezza della sovrastruttura si è impiegato uno spettro elastico allo SLD.

Per le verifiche di resistenza e duttilità dei dispositivi del sistema di isolamento, degli elementi verticali che li sorreggono (pedistalli) e del sistema fondativo della struttura, è stato utilizzato uno spettro elastico allo SLC; nelle stesse condizioni si è controllato che lo spostamento orizzontale della sommità degli elementi verticali che sorreggono il sistema di isolamento sia minore di  $1/20$  dello spostamento relativo del sistema di isolamento stesso, così come prescritto al § 7.10.4.3 delle NTC2018.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi sono state condotte assumendo:

- sezioni di c.a. interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensioni-deformazioni lineari.

Per la valutazione del comportamento della struttura è stato quindi realizzato un modello tridimensionale composto da elementi discretizzati con il metodo degli “*elementi finiti*” (FEM- Finite Element Method).

### 3.1.5.1 Analisi dei carichi

Sono stati determinati i carichi permanenti ed in esercizio ai vari livelli e nelle diverse aree, con riferimento al quadro normativo, ma anche alle effettive funzioni previste.

#### CALPESTIO PIANO INTERRATO (AUTORIMESSA)

<b>Permanenti strutturali <math>G_{k1}</math></b>	
Soletta in c.a. $s = 25$ cm	625 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale <math>G_{k1}</math></b>	<b>625 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali <math>G_{k2}</math></b>	

Massetto e finitura superficiale	200 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>200 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Cat. F	<b>250 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO TERRA (PIANO DI SCIVOLAMENTO – zone interne)

<b>Permanenti strutturali G<sub>k1</sub></b>	
Soletta in c.a. s = 35 cm	875 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale G<sub>k1</sub></b>	<b>875 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Massetto	240 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
Isolamento	5 kg/m <sup>2</sup>
Incidenza dei divisori	160 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>445 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Cat. C1	<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>
Cat. E	<b>600 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO TERRA (PIANO DI SCIVOLAMENTO – zone esterne)

<b>Permanenti strutturali G<sub>k1</sub></b>	
Soletta in c.a. s = 35 cm	875 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale G<sub>k1</sub></b>	<b>875 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Massetto	440 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>480 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Cat. C1	<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO PRIMO (zone interne)

<b>Permanenti strutturali G<sub>k1</sub></b>	
Solaio in latero-cemento s= 28+4 cm	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale G<sub>k1</sub></b>	<b>360 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	

Massetto	180 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
Isolamento	5 kg/m <sup>2</sup>
Incidenza dei divisori	160 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>415 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Cat. B2	<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO PRIMO (zone interne – corridoi)

<b>Permanenti strutturali G<sub>k1</sub></b>	
Solaio in latero-cemento s= 28+4 cm	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale G<sub>k1</sub></b>	<b>360 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Massetto	180 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
Incidenza degli impianti	20 kg/m <sup>2</sup>
Isolamento	5 kg/m <sup>2</sup>
Incidenza dei divisori	160 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>435 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Cat. B2	<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO PRIMO (zone esterne)

<b>Permanenti strutturali G<sub>k1</sub></b>	
Soletta in c.a. s = 25 cm	625 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale G<sub>k1</sub></b>	<b>625 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Massetto	240 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>310 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Cat. C (scale comuni, balconi e ballatoi)	<b>400 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO SECONDO (zone interne)

<b>Permanenti strutturali <math>G_{k1}</math></b>	
Solaio in latero-cemento s= 28+4 cm	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale <math>G_{k1}</math></b>	<b>360 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali <math>G_{k2}</math></b>	
Massetto	180 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
Incidenza dei divisori	160 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente <math>G_{k2}</math></b>	<b>410 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali <math>Q_{k1}</math></b>	
Cat. B2	<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO SECONDO (zone interne – corridoi)

<b>Permanenti strutturali <math>G_{k1}</math></b>	
Solaio in latero-cemento s= 28+4 cm	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale <math>G_{k1}</math></b>	<b>360 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali <math>G_{k2}</math></b>	
Massetto	180 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
Incidenza degli impianti	20 kg/m <sup>2</sup>
Incidenza dei divisori	160 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente <math>G_{k2}</math></b>	<b>430 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali <math>Q_{k1}</math></b>	
Cat. B2	<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO SECONDO (zone esterne)

<b>Permanenti strutturali <math>G_{k1}</math></b>	
Soletta in c.a. s = 25 cm	625 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale <math>G_{k1}</math></b>	<b>625 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali <math>G_{k2}</math></b>	
Massetto	180 kg/m <sup>2</sup>
Pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>

Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>250 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Cat. C (scale comuni, balconi e ballatoi)	<b>400 kg/m<sup>2</sup></b>

CALPESTIO PIANO SECONDO (zona copertura – lato lungo)

<b>Permanenti strutturali G<sub>k1</sub></b>	
Solaio in latero-cemento s= 28+4 cm	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale G<sub>k1</sub></b>	<b>360 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
Isolamento	5 kg/m <sup>2</sup>
Listelli di ventilazione	5 kg/m <sup>2</sup>
Tavolato	20 kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	10 kg/m <sup>2</sup>
Rivestimento in alluminio	5 kg/m <sup>2</sup>
Muricci i = 120 cm, h <sub>media</sub> = 0,7 m	110 kg/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. s = 4 cm	100 kg/m <sup>2</sup>
Tavella in laterizio	40 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>325 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali Q<sub>k1</sub></b>	
Carico da neve	<b>vedi “Determinazione dell’azione della neve”</b>

CALPESTIO PIANO SECONDO (zona copertura – lato corto)

<b>Permanenti strutturali G<sub>k1</sub></b>	
Solaio in latero-cemento s= 28+4 cm	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale G<sub>k1</sub></b>	<b>360 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Controsoffitto o intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
Isolamento	5 kg/m <sup>2</sup>
Listelli di ventilazione	5 kg/m <sup>2</sup>
Tavolato	20 kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	10 kg/m <sup>2</sup>
Rivestimento in alluminio	5 kg/m <sup>2</sup>

Muricci $i = 120$ cm, $h_{media} = 1$ m	160 kg/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. $s = 4$ cm	100 kg/m <sup>2</sup>
Tavella in laterizio	40 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente <math>G_{k2}</math></b>	<b>375 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali <math>Q_{k1}</math></b>	
Carico da neve	vedi "Determinazione dell'azione della neve"

COPERTURA

<b>Permanenti strutturali <math>G_{k1}</math></b>	
Solaio con lamiera grecata	215 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale <math>G_{k1}</math></b>	<b>215 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Permanenti non strutturali <math>G_{k2}</math></b>	
Controsoffitto e incidenza degli impianti	50 kg/m <sup>2</sup>
Isolamento	10 kg/m <sup>2</sup>
Listelli di ventilazione	5 kg/m <sup>2</sup>
Tavolato	20 kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	10 kg/m <sup>2</sup>
Rivestimento in alluminio	5 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente <math>G_{k2}</math></b>	<b>100 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali <math>Q_{k1}</math></b>	
Carico da neve	vedi "Determinazione dell'azione della neve"
Carico da vento	vedi "Determinazione dell'azione del vento"

TAMPONAMENTO ESTERNO

<b>Permanenti non strutturali <math>G_{k2}</math></b>	
Intonaco esterno	30 kg/m <sup>2</sup>
Blocco termico	295 kg/m <sup>2</sup>
Intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente <math>G_{k2}</math></b>	<b>355 kg/m<sup>2</sup></b>

TAMPONAMENTO ESTERNO CON PIETRA CALCAREA

<b>Permanenti non strutturali <math>G_{k2}</math></b>	
Pietra	75 kg/m <sup>2</sup>

Sottostruttura di ancoraggio	10 kg/m <sup>2</sup>
Blocco termico	295 kg/m <sup>2</sup>
Intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>410 kg/m<sup>2</sup></b>

TAMPONAMENTO ESTERNO CON RIVESTIMENTO IN LEGNO

<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Rivestimento in legno	30 kg/m <sup>2</sup>
Sottostruttura di ancoraggio	10 kg/m <sup>2</sup>
Blocco termico	295 kg/m <sup>2</sup>
Intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>365 kg/m<sup>2</sup></b>

TAMPONAMENTO ESTERNO CON RIVESTIMENTO IN ALLUMINIO

<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Rivestimento in alluminio	5 kg/m <sup>2</sup>
Sottostruttura di ancoraggio	25 kg/m <sup>2</sup>
Blocco termico	295 kg/m <sup>2</sup>
Intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>355 kg/m<sup>2</sup></b>

TAMPONAMENTO ESTERNO A SECCO

<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Lastra esterna + lastra intermedia + doppia lastra interna	50 kg/m <sup>2</sup>
Isolamento esterno + isolamento interno	15 kg/m <sup>2</sup>
Orditura metallica e viteria	65 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>130 kg/m<sup>2</sup></b>

ELEMENTI DIVISORI INTERNI

<b>Permanenti non strutturali G<sub>k2</sub></b>	
Mattoni forati con intonaco su ambo i lati	110 kg/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanente G<sub>k2</sub></b>	<b>160 kg/m<sup>2</sup></b>

Il carico dei tramezzi interni è stato ragguagliato ad un carico permanente uniformemente

distribuito pari a  $160 \text{ kg/m}^2$  in accordo con il § 3.1.3 delle NTC2018 (essendo  $3,00 < G2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$  per un'altezza di pannello di circa 3,5 m)

### 3.1.5.2 Determinazione dell'azione della neve

Si riportano di seguito tutti i dati necessari e i valori ottenuti per la determinazione del carico da neve:

- Provincia di Macerata: Zona II;
- $a_s = 615 \text{ m s.l.m.}$ ;
- $q_{sk} = 225 \text{ kg/mq}$ ;
- Coefficiente Termico  $C_t = 1$ ;
- Coefficiente di Esposizione  $CE = 1$  (topografia "normale");
- Coefficiente di Forma  $\mu_1$  ( $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ ) = 0,8;

Si ottiene:  $q_s = 0,8 \times 1 \times 1 \times 225 = 180 \text{ kg/mq}$ .

### 3.1.5.3 Determinazione dell'azione del vento

Viene determinata sulla base delle NTC 2018, adottando i seguenti parametri:

- Regione Marche: Zona 3;
- $a_s = 615 \text{ m.s.l.m.}$ ;
- Tempo di ritorno  $T_R = 50$  anni;
- Classe di rugosità del terreno C (aree con ostacoli diffusi);
- Distanza dalla costa  $>30 \text{ km}$ ;
- Categoria di esposizione IV;
- Si ha una velocità base di riferimento  $v_b = 29,3 \text{ m/sec}$ ;
- Pressione cinetica di riferimento  $q_r = 537 \text{ N/mm}^2$ ;
- Coefficiente topografico  $c_t = 1$ ;
- Coefficiente dinamico  $c_d = 1$ ;

- Altezza massima dal suolo  $z = 13,15$  m;
- Coefficiente di esposizione  $c_e = 1,97$ ;
- Copertura a falda doppia  $\alpha = 20^\circ$ ;
- Coefficiente aerodinamico  $c_{pe} = 0,27$ ;

Si ottiene una pressione del vento  $p = 30$  kg/mq.

#### 3.1.5.4 Combinazioni dei carichi adottate

Considerando lo scenario di carico nel quale la struttura esplicherà la sua funzione, le azioni sono state schematizzate applicando i valori di carico calcolati seguendo le indicazioni normative, per quel che riguarda i materiali, gli elementi divisorii interni, i carichi d'esercizio, la neve.

I carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero  $-Z$  nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi, a cui sono associate per norma.

I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare i diversi casi di analisi e le successive combinazioni. Sono state valutate combinazioni di calcolo in condizioni sismiche e non.

Sono stati combinati carichi permanenti e variabili in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura, applicando ad ognuno opportuni coefficienti di combinazione, mentre i carichi variabili sono stati considerati a turno azione predominante, moltiplicando i restanti per coefficienti di concomitanza per valutare tutte le situazioni più sfavorevoli.

Il calcolo è stato svolto implementando nel programma le combinazioni di carico indicate al § 2.5.3 delle NTC, quindi per la verifica in condizione sismica è stata impiegata la combinazione sismica seguente, valida per ogni stato limite considerato:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Dove “E” rappresenta gli effetti del terremoto sulla struttura, valutati mediante analisi dinamica lineare.

In condizioni non sismiche, lo stato limite ultimo valutato è rispetto la resistenza degli elementi strutturali, come definito al § 2.6.1. Per esso la combinazione di riferimento è quella definita fondamentale:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti  $\gamma$  e  $\psi$  sono riportati di seguito.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tab. 3.3-Valori dei coefficienti di combinazione.<sup>2</sup>**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**Tab. 3.4-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.<sup>2</sup>**

### 3.1.5.5 Verifiche condotte

Le verifiche sono state svolte in accordo a quanto prescritto nel § 7.3.6 delle NTC2018, unitamente con quanto precisato al § 7.10 per costruzioni con isolamento. Nella tabella successiva sono esplicitate in maniera sintetica le verifiche dovute per le costruzioni in generale.

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

(\*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(\*\*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

**Tab. 3.5-Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti.<sup>2</sup>**

Il caso in esame riguarda una costruzione in Classe IV.

Il § 7.10.6.1 delle NTC2018 specifica che la verifica degli SLE strutturali (ST) deve essere condotta allo SLD in termini di rigidità (RIG) controllando che gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo SLD nel § 7.3.6.1.

Per quanto concerne gli SLU, le verifiche strutturali (ST) devono essere condotte allo SLV in termini di resistenza (RES); il § 7.10.6.2.1 delle NTC2018 specifica inoltre che si deve assumere un comportamento sostanzialmente elastico della sovrastruttura e della sottostruttura, svolgendo l'analisi con un fattore di comportamento  $q = 1,5$ : per le strutture in c.a. quindi, nel calcolo dei domini di resistenza elastici si è assunto, per il calcestruzzo, un legame costitutivo limitato alla deformazione di picco  $\varepsilon_{c2}$ , e per l'acciaio di armatura, limitato al solo tratto elastico precedente  $\varepsilon_{yd}$ .

Si sono inoltre svolte le verifiche allo SLC dei dispositivi di isolamento secondo le indicazioni riportate nelle norme UNI-EN 15129:2018 ed EN 1337-3:2005, ed il controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno di cui al § 7.10.4.3 delle NTC2018, valutando che lo spostamento in testa ai piedistalli che supportano i dispositivi siano inferiori di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Al fine di garantire un livello di prestazione maggiore, coerente con quello dei dispositivi di isolamento, le verifiche in termini di resistenza dei piedistalli e del sistema fondativo della struttura sono state svolte nei confronti dello SLC.

Dato il carattere strutturale non dissipativo-elastico, la verifica allo SLC della struttura in termini di duttilità (DUT) non è dovuta.

Per quanto riguarda gli elementi non strutturali (NS) la verifica dei tamponamenti è condotta in termini di stabilità (STA).

Per gli impianti (IM) si è verificato che gli spostamenti strutturali prodotti dalle azioni sismiche non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi: questa verifica di funzionamento (FUN) si effettua, per le costruzioni in Classe IV con isolamento alla base, controllando che le eventuali connessioni degli impianti fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate possano assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo allo SLV, senza danni. Allo stesso modo, allo SLV, va garantita la stabilità (STA) dei diversi

elementi funzionali costituenti l'impianto e del sistema di connessione tra questi e gli elementi strutturali e non strutturali.

### *3.1.6 Presentazione del modello strutturale e sue proprietà*

Le analisi lineari in funzione delle quali è stata eseguita la progettazione sono state svolte attraverso una modellazione dell'edificio con il software "MAV MasterSap 2020", mentre le considerazioni successive basate sulla realizzazione di analisi non lineari sono state eseguite su un secondo modello della sola sovrastruttura a partire dal piano di isolamento ottenuto con il software "SAP2000".

Per la sovrastruttura è stato adottato uno schema a telaio tridimensionale che modella con aste verticali i pilastri e con aste orizzontali o inclinate le travi. Le solette piene di orizzontamento e della scala, così come i setti del vano ascensore/scala, sono state modellate con elementi bidimensionali a guscio. Gli elementi sono fra loro collegati tramite nodi che simulano il vincolo di continuità.

La presenza di solai di laterocemento è stata schematizzata con la definizione di vincoli di piano rigido (diaframmi rigidi) attraverso l'apposita definizione di cosiddetti "constraint" di piano.

Per simulare la presenza dei dispositivi di isolamento sismico sono stati posti vincoli che hanno rigidità definita lungo X, Y e Z sulla base delle caratteristiche dei dispositivi impiegati. Per gli appoggi multidirezionali la rigidità lungo X e Y è considerata nulla.

Per quanto riguarda la sottostruttura, è stato implementato un modello separato complementare in cui sono schematizzati i piedistalli, i cordoli di fondazione, i muri contro terra con la relativa suola di fondazione e la fossa del nucleo scale-ascensore. Sulla sommità dei piedistalli sono state applicate le forze provenienti dalla sovrastruttura, come effetto delle azioni statiche e sismiche, maggiorate con i momenti dovuti alla posizione eccentrica del carico verticale sull'isolatore sismico nella configurazione deformata. Si considera che la reazione del terreno

sia efficace solo tramite i pali di fondazione: i vincoli esterni schematizzano mediante rigidità definite nei confronti delle traslazioni e delle rotazioni la reazione dei pali singoli, dei plinti a 2 pali e a 3 pali.

Un modello separato è stato implementato anche per la rampa di accesso all' autorimessa.

Per completezza si riporta una breve descrizione delle tipologie di elementi adottate dal programma di calcolo "MAV MasterSap 2020" impiegato per il dimensionamento e la verifica del fabbricato in esame e del software SAP2000 adottato per le analisi non lineari:

- Nodi: la struttura è individuata da nodi riportati in coordinate. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi.
- I materiali sono individuati da un codice o nome specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.
- Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico o nome specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi.
- I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche. I

carichi in luce sono individuati da un codice numerico o da un nome, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali o uniformi riferiti agli assi globali ( $f_X$ ,  $f_Y$ ,  $f_Z$ ,  $f_V$  in MasterSap e  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  in SAP2000) e locali ( $f_x$ ,  $f_y$ ,  $f_z$  in MasterSap e 1, 2, 3 in SAP2000), forze concentrate riferite agli stessi assi globali o locali, momenti concentrati riferiti agli assi locali ( $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$  in MasterSap e 1, 2, 3 in SAP2000), momento torcente distribuito riferito all'asse locale ( $x$  ( $m_x$ ) in MasterSap e 1 in SAP 2000), carichi termici descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale.

- La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.
- L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale, ed è caratterizzato da 2 nodi principali I e J. Tale elemento possiede 12 gradi di libertà. Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra  $x$ ,  $y$ ,  $z$  (1, 2, 3 in SAP2000).

L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

Per quanto riguarda i carichi supporta invece:

- carichi distribuiti trapezoidali o uniformi in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;

- L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. Risulta caratterizzato da una formulazione a tre o quattro nodi che combina il comportamento separato a membrana e quello a piastra flettente.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidità per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo) o nome;
  - nodi di riferimento;
  - spessore;
  - materiale;
  - pressioni e relative aliquote dinamiche;
  - temperatura;
  - gradiente termico;
  - carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.
- L'elemento plane utilizzato unicamente in MasterSap implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. È caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo. Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni

ortogonali al piano dell'elemento. Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ. Gli elementi assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano. Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante. Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

- numero elemento;
  - nodi di riferimento;
  - spessore;
  - materiale;
  - carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;
  - temperatura.
- L'elemento boundary, in MasterSap, è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. È utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari). I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:
- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
  - la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
  - la rigidezza (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F\*L/rad).

- L'elemento link, in SAP2000, implementa il modello di una molla nello spazio tridimensionale. È caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità; l'elemento link possiede 6 gradi di libertà. Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra 1, 2, 3, seguendo la regola che l'asse 1 è quello nella direzione della molla e verso da i, a j. L'elemento link viene usato per modellare il comportamento degli isolatori sismici.

### 3.1.7 Valutazione dei risultati

Al fine di valutare la correttezza del modello strutturale si è verificata la correttezza del periodo di vibrazione. In una struttura isolata alla base, il periodo è stimabile come:

Massa della sovrastruttura restituita dal programma di calcolo:

$$M_{\text{tot}} = 2670 \text{ kg s}^2/\text{cm}$$

Rigidezza del sistema di isolamento:

$$k_{\text{tot}} = 20 \times 1090 = 21800 \text{ kg/cm}$$

Periodo della struttura isolata:

$$T = 2 \pi (M_{\text{tot}}/K_{\text{tot}})^{1/2} = 2,199 \text{ s}$$

Il periodo di vibrazione restituito dal programma "MasterSap 2020" è pari 2,260 s, comparabile ai 2.320 s ottenuti invece da "SAP200", registrando nel complesso una variazione del 3% circa.

Si sono inoltre sfruttate le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, che consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico-strutturale riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste. Sono state sfruttate le funzioni di

autodiagnostica presenti nei software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione. È stato quindi accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati. In conclusione, delle verifiche si sono inoltre valutati manualmente i valori delle sollecitazioni per gli elementi trave e pilastro della sovrastruttura più sollecitati per piano (valori derivanti dalla combinazione statica non sismica); anche in questo caso sia tali valori che le relative armature sono coerenti con quelli di output derivanti dall'impiego del programma di calcolo.

### 3.2 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'area oggetto di intervento è situata nel comune di Visso (MC), presso Largo Filippo Corridoni. Le coordinate di sito, utilizzate successivamente in relazione al reticolo sismico per il calcolo dei parametri della azione sismica di base, sono state ricavate al centro del sedime di previsione del nuovo manufatto:

Lat: 42.93°

Long: 13.08°

L'area oggetto d'indagine è caratterizzata dalla presenza di terreni basali (del substrato) di ambiente marino sormontati da una potente coltre continentale; in effetti in superficie i depositi fanno parte dei terreni di origine prevalentemente alluvionale di età Olocene-Pleistocene sup. depositati ad opera del Fiume Nera in una tipica valle fluviale a V, quindi dopo erosione selettiva del substrato Cretacico-Miocenico basale costituito da marne e marne argillose grigio-verdi o grigio cenere con poche e sottili intercalazioni di calcari marnosi, di origine sedimentaria marina ascrivibili alla Scaglia Cinerea.

Il territorio comunale di Visso è compreso, dal punto di vista morfostrutturale, nella dorsale umbro-marchigiana e marchigiana.

Nel complesso, i litotipi costituenti il substrato dell'area studiata, appartengono alla tipica successione umbro-marchigiana, depositatasi in un intervallo di tempo compreso tra l'Hettangiano p.p. ed il Miocene superiore. Vi è inoltre la presenza della serie giurassica affiorante lungo la Valnerina, di successioni complete, composte ed in parte lacunose.

In definitiva sulle unità litologiche costituenti il substrato, sono presenti le unità appartenenti ai depositi della copertura (Pleistocene-Olocene) tipici dei depositi alluvionali dei corsi d'acqua, sui versanti coperture detritiche colluviali ed accumuli di frana antichi e recenti, detriti di falda, depositi stratificati di versante, travertini e riporti vari di spessori localmente considerevoli.

Lo spessore delle alluvioni nel sito che sormontano il substrato (prevalentemente ghiaiose sabbiose con intercali e potenti lenti limose argillose) è compreso tra 50 e 55 mt. dal p.c. attuale. Dal punto di vista geologico-strutturale, vi sono scarsi affioramenti e la presenza di una potente coltre alluvionale mentre dal punto di vista tettonico, nel territorio del comune di Visso, sono presenti diverse unità morfostrutturali appenniniche: Dorsale Umbro-Marchigiana, Bacino Marchigiano interno, Dorsale Marchigiana.

In generale, gli stili strutturali del territorio in esame sono quelli tipici del dominio umbro marchigiano interno, rappresentati da pieghe, sovrascorrimenti, faglie estensive e trascorrenti che indicano comunque una zona interessata da una intensa fratturazione.

La cartografia del PAI dell'area (facente parte dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere) evidenzia la mancanza di perimetrazioni a carattere esondativo del lotto in esame, mentre la cartografia tematica delle fenomenologie franose del PAI dell'area evidenzia la mancanza di perimetrazioni a carattere franoso dell'area in esame.

Il sito risulta pertanto stabile dal punto di vista geomorfologico e delle norme del D.M. 17/01/2018, per mancanza di acclività (area pressoché pianeggiante) nonché non soggetto a rischi o pericolosità geologiche idrauliche e/o franose, garantendo che l'intervento in progetto risulti pienamente fattibile.

### 3.2.1 Caratterizzazione stratigrafica

Per la ricostruzione stratigrafica delle sequenze geologiche, sono state eseguite nel 2020 le seguenti indagini:

- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo standard con rivestimento spinti sino ad oltre 42 m dal p.c.;
- prove Spt in foro di sondaggio;
- prove speditive di cantiere (Pocket penetrometer e Vane Test);
- prelievo di campioni indisturbati tramite fustelle shelby dei materiali coesivi e campioni dei materiali granulari ghiaiosi;
- prove geotecniche di Laboratorio;
- prove geofisiche consistenti in n. 2 MASW e n. 3 HVSR;
- misurazioni piezometriche sui fori di sondaggio (piezometri a tubo aperto).

Oltre a ciò, sono stati considerati i numerosi dati geologici a disposizione nell'area adiacente il sito di costruzione, tra i quali:

- sondaggio "S3" adiacente al sito, posizionato alla ex. caserma dei carabinieri e provvisto di piezometro;
- sondaggio con prova Down Hole eseguito in fase di Microzonazione sismica ed altri numerosi dati geologici e prove geotecniche precedenti dell'area messe a disposizione dall'Amministrazione Comunale;
- ulteriori dati geologici reperiti del contorno dell'area (n. 4 sondaggi geognostici a rotazione, a carotaggio continuo, di cui uno spinto fino alla profondità di 35 m e attrezzato per l'esecuzione di un'indagine sismica Down Hole, prove di laboratorio su un campione indisturbato di terreno, n. 3 prove penetrometriche dinamiche, n. 1 indagine sismica Down-Hole).

Le indagini eseguite in sito evidenziano la presenza di un imponente deposito alluvionale che sormonta la formazione sedimentaria basale del bedrock. Il deposito alluvionale si presenta dapprima prevalentemente a struttura fine limosa argillosa ben poco consistente e sottofalda acquifera seguito da un livello granulare prevalentemente ghiaioso e parzialmente limoso sciolto, seguito a sua volta da un secondo livello di limi argillosi sino a circa 33 m dal p.c. ed in sequenza un ulteriore banco ghiaioso basale sino al substrato della Scaglia Cinerea (Oligocene - Eocene sup. p.p.) reperibile a quote molto profonde dal p.c.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche dei litotipi riscontrati a partire dalla quota di testa palo, pari a circa -4.10 m dal p.c.:

1. Limi argillosi e argillosi-sabbiosi alluvionali (da quota -4,10 m fino a quota -11,00 m e da quota -18,00 m fino a quota -33,50 m, rispetto a p.c. attuale):
  - Peso di volume naturale (t/mc): 1.66;
  - Peso di volume saturo (t/mc): 1.85;
  - Coesione drenata  $C'$  (kg/cmq): 0.11;
  - Coesione non drenata  $C_u$  (kg/cmq): 0.16;
  - Angolo di attrito di picco  $\phi'$  ( $^\circ$ ): 23.1;
  - Modulo di compressione edometrica (kg/cmq): 20.59;
  - Modulo di Young (kg/cmq): 21.57;
2. Ghiaie alluvionali in matrice limosa-sabbiosa (da quota -11,00 m fino a quota -18,00 m e da quota -33,50 m in poi, rispetto a p.c. attuale):
  - Peso di volume (t/mc): 1.95;
  - Coesione drenata  $C'$  (kg/cmq): 0;
  - Angolo di attrito di picco  $\phi'$  ( $^\circ$ ): 38.55;
  - Modulo di compressione edometrica (kg/cmq): 299.69;
  - Modulo di Young (kg/cmq): 352.55;

Per quanto riguarda l'inquadramento idrologico e l'idrografia, il territorio comunale di Visso ricade quasi interamente nel bacino imbrifero del Fiume Nera (tributario di sinistra del Fiume Tevere); esso riceve anche le acque del suo principale affluente di destra (il Torrente Ussita) e di sinistra (il fosso della Valle di Visso). Il reticolo idrico risulta a regime strettamente torrentizio con elevata energia stagionale in concomitanza a particolari condizioni metereologiche.

Sotto l'aspetto idrogeologico, invece, la falda acquifera è presente in tutta la verticale stratigrafica da quote superficiali dal p.c. dell'ordine di 2.50-2.80 m e costituisce una falda monostrato con alta vulnerabilità ambientale e possibilità di risalita stagionale di circa 1 m.

### 3.2.2 Caratterizzazione sismica

È stato condotto uno studio di risposta sismica locale (analisi 1D) che prevede le seguenti fasi:

- Esamina dei dati di disaggregazione di pericolosità sismica del sito elaborati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV);
- Estrazione degli accelerogrammi di input per l'analisi ai vari stati limite considerati, basati sui dati di disaggregazione prima ricercati. La ricerca viene eseguita secondo i criteri di spettrocompatibilità definiti dalle NTC 2018 e per ogni stato limite considerato;
- Calcolo degli spettri di risposta sismica in pseudo-accelerazione per ogni stato limite considerato;
- Confronto con gli spettri di norma dell'approccio semplificato.

L'analisi è stata effettuata impiegando le stratigrafie dei sondaggi eseguiti e i profili delle onde sismiche  $V_s$  (medie rispetto a tutte le verticali indagate) ricavate dalle indagini HVSR – MASW effettuate sul sito e confrontate con la Down Hole limitrofa, da cui è risultato un terreno di categoria di sottosuolo C (*"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri,*

caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec") e categoria topografica T1 ("superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ").

Attraverso i passaggi appena descritti sono stati quindi ricavati gli spettri per i diversi stati limite (SLD, SLV, SLC) relativi alla risposta sismica locale che di seguito si riportano confrontandoli con il relativo spettro normalizzato e lo spettro da norma, con riferimento alla classe d'uso IV, vita nominale 50 anni, categoria di sottosuolo A e C e categoria topografica T1.

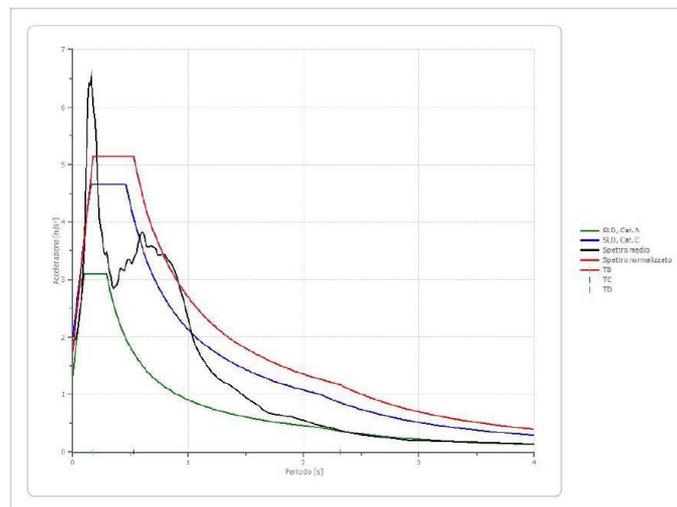


Fig. 3.15–Risposta sismica locale, spettri SLD.

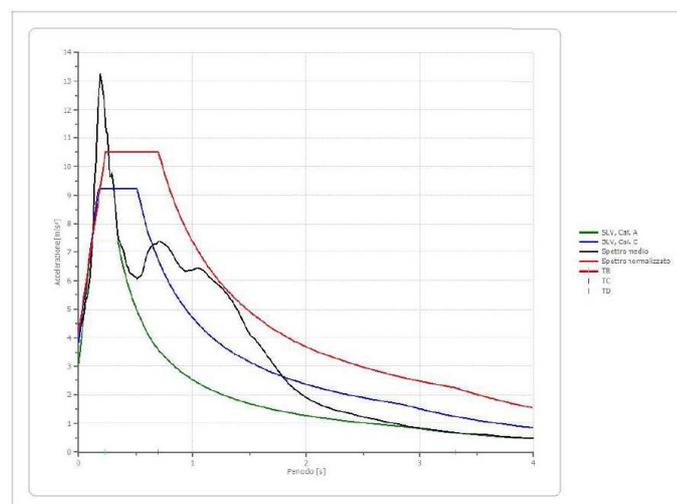


Fig. 3.16–Risposta sismica locale, spettri SLV.

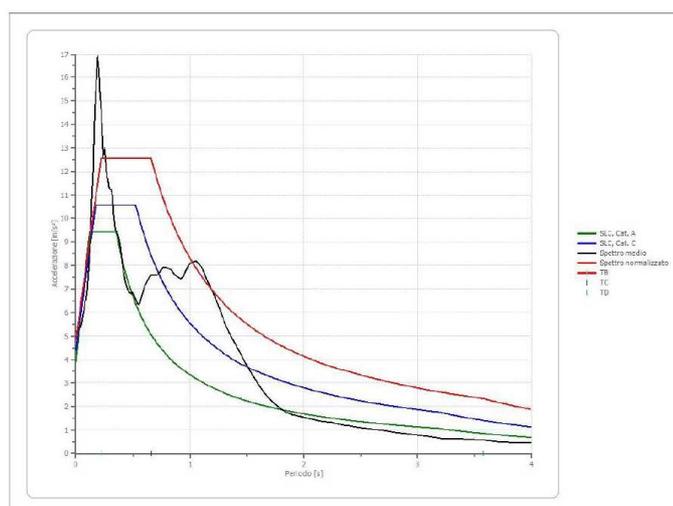


Fig. 3.17–Risposta sismica locale, spettri SLC.

Come si può notare dai grafici sopra riportati, la presenza di un secondo picco nello spettro medio collocato in corrispondenza del periodo di circa 1 s, determina nel processo di normalizzazione un vistoso scostamento tra lo spettro medio e lo spettro normalizzato, scostamento evidente nell'intorno del periodo di circa 2,3 s, cioè quello proprio della sovrastruttura isolata alla base.

Pertanto, per le verifiche della sovrastruttura sono stati utilizzati gli spettri da norma (SLD, SLV o SLC, considerando sottosuolo di tipo C e categoria topografica T1) che per il periodo proprio della sovrastruttura forniscono un valore di accelerazione superiore rispetto allo spettro medio non normalizzato ricavato dalla risposta sismica locale. Viceversa, per le verifiche della struttura a base fissa (fondazioni, muri controterra e piedistalli), poiché lo spettro normalizzato per i periodi inferiori a 0.5 s risulta superiore a quello da norma, sono stati utilizzati i risultati della risposta sismica locale, di cui si riportano i parametri per lo stato limite SLV:

$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	F0	TC [s]
4.209	2.495	0.703

Tab. 3.6-Parametri fondamentali risposta sismica locale.

Dove:

- $a_g$  è l'accelerazione d'ancoraggio dello spettro di risposta in pseudo-accelerazione;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale.
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

## 4 VERIFICHE-ANALISI LINEARI

Nel presente capitolo verranno riportate tutte le verifiche, eseguite mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta, relative al sistema di isolamento all'SLC (sia per quanto riguarda gli isolatori elastomerici che le slitte), oltre che le verifiche di sovrastruttura e fondazioni all'SLV.

### 4.1 VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Di seguito si illustra il progetto degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento, dei dispositivi a scorrimento e si riportano le relative verifiche di sicurezza.

#### *4.1.1 Verifica dei dispositivi elastomerici*

Le caratteristiche geometriche dei dispositivi (dimensioni globali, spessori dei singoli strati, ecc.) nonché le caratteristiche meccaniche dell'elastomero sono i parametri progettuali fondamentali nella determinazione delle rigidzze verticale ed orizzontale richieste. Le capacità dissipative degli isolatori sono invece determinate dal tipo di mescola elastomerica.

Le mescole elastomeriche utilizzate per la produzione degli isolatori considerati sono caratterizzate da un modulo di elasticità tangenziale dinamico di 0,8 MPa e da un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari a 15% (valori misurati a deformazione di taglio del 100% e a frequenza 0,5 Hz).

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi e i carichi massimi degli isolatori per la combinazione sismica SLC (valutati con spettro di risposta elastico) e per la combinazione statica fondamentale SLU. Si riportano inoltre le verifiche dei dispositivi secondo le indicazioni riportate nella norma UNI-EN 15129:2018 ed EN 1337-3:2005.

COMBINAZIONE SISMICA SLC	COMBINAZIONE STATICA SLU
$N_{max} = 977 \text{ kN}$ $N_{min} = 401 \text{ kN}$ $d_E = 330 \text{ mm}$	$N_{max} = 1215 \text{ kN}$

Verifiche isolatore sismico elastomerico in accordo alla normativa Europea EN 15129:2009

CARICHI - DEFORMAZIONI			
Carico normale massimo in fase sismica	$N_{MAX}$	980	kN
Carico normale minimo in fase sismica	$N_{min}$	400	kN
Spostamento massimo (+/-)	$d_E$	350	mm
Spostamento indotto dalle variazioni termiche	$v_t$	0	mm
Rotazione attorno alla direzione x	$\alpha_x$	0,0035	rad
Rotazione attorno alla direzione y	$\alpha_y$	0,0035	rad
Rotazione totale	$\alpha$	0,0050	rad

CARATTERISTICHE ISOLATORE			
Diametro esterno isolatore	D	500	mm
Diametro lamierini	D'	530	mm
Numero fori	$n_f$	0	
Diametro foro interno	d	0	mm
Spessori armature	$t_s$	3	mm
Numeri strati in gomma	$n_g$	25	
Spessore singolo strato in gomma	$t_i$	7	mm
Spessore piastre d'acciaio sup./inf.	$t_{s \text{ ext}}$	25	mm
Tensione di snervamento acciaio lamierini	$f_{yk}$	355	MPa
Coefficiente di sicurezza elastomero	$\gamma_{m \text{ el}}$	1,00	
Coefficiente di instabilità per isolatori circolari	$\lambda$	1,10	
Modulo di compressibilità volum. della gomma	$E_b$	2000	MPa
Modulo di elasticità dinamico equivalente a taglio	$G_{din}$	0,8	MPa

<b>CALCOLI</b>			
Area strato in gomma	A	237583	mm <sup>2</sup>
Area singolo foro interno	A <sub>f</sub>	0	mm <sup>2</sup>
Superficie laterale del singolo foro e per singolo strato di gomma	L <sub>f</sub>	0	mm <sup>2</sup>
Superficie laterale del singolo strato in gomma	L	116553	mm <sup>2</sup>
Area lamierino	A'	220618	mm <sup>2</sup>
Spessore totale gomma	t <sub>q</sub>	175	mm
Coefficiente	φ	3,14	rad
Area ridotta	A <sub>r</sub>	220618	mm <sup>2</sup>
Dimensione equivalente	a <sub>2</sub>	1053	
Modulo di compressibilità assiale isolatore	E' <sub>c</sub>	1722	MPa
Modulo di compressibilità assiale singolo strato	E <sub>c</sub>	925	MPa

<b>VERIFICHE</b>			<i>Limiti</i>
Fattore di forma primario	S <sub>1</sub>	18,93	
Fattore di forma secondario	S <sub>2</sub>	3,03	
Deformazione a taglio della Gomma dovuta allo spostamento	ε <sub>q,e</sub>	2,00	<b>max 2.5</b>
Deformazione di taglio della gomma dovuta al carico verticale	ε <sub>c,e</sub>	0,29	
Deformazione di taglio della gomma dovuta alla rotazione	ε <sub>α,d</sub>	0,43	
Deformazione totale	ε <sub>t,d</sub>	2,72	<b>max 7</b>
Tensione massima sui lamierini di acciaio	σ <sub>s</sub>	27 MPa	<b>max 355</b>
Carico normale di instabilità	V <sub>cr</sub>	11130 kN	
Rapporto di instabilità	i	11,36	<b>min 2</b>
	δ	0,66	<b>max 0.7</b>
Pressione minima in fase sismica	σ <sub>vs min</sub>	1,82	<b>min -1.6</b>

Verifiche isolatore sismico elastomerico in accordo alla normativa Europea EN 1337-3:2005 -  
Isolatore tipo C

<b>CARICHI - DEFORMAZIONI</b>			
Forza verticale di progetto allo SLU in condizioni non sismiche	$F_{zd} =$	1250	kN
Forza orizzontale massima applicata	$F_{xyd} =$	0	kN
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali (+/-)	$V_{xy} =$	0	mm
Rotazione massima	$\alpha_d =$	0,0050	rad

<b>MATERIALI - COEFFICIENTI</b>			
Modulo di taglio convenzionale dell'elastomero	$G$	0,70	MPa
Modulo di compressibilità volumetrica dell'elastomero (Bulk)	$E_b$	2000	MPa
Tensione di snervamento dei lamierini d'armatura di acciaio	$f_y$	355	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio	$\gamma_{ms}$	1,0	
Coefficiente parziale di sicurezza dell'elastomero	$\gamma_{mr}$	1,0	
Fattore delle tensioni di trazione indotte nei lamierini d'armatura	$K_h$	1,0	
Fattore del tipo di carico	$K_L$	1,0	
Fattore di correzione delle tensioni agenti nei lamierini d'armatura	$K_p$	1,3	
Fattore di limitazione della rotazione	$K_r$	3,0	

<b>GEOMETRIA</b>			
Diametro esterno dell'isolatore	$D$	550	mm
Spessore di ricoprimento dei lamierini d'armatura	$r$	10	mm
Diametro dei lamierini d'armatura	$D'$	530	mm
Spessore del singolo strato di elastomero	$t_i$	7	mm
Numero di strati di elastomero	$n$	25	
Spessore dei lamierini d'armatura	$t_s$	3	mm
Spessore della piastra vulcanizzate superiore	$t_{so}$	25	mm
Spessore della piastra d'ancoraggio superiore/inferiore	$t_{sanch}$	30	mm

<b>CALCOLI</b>			
Area del singolo strato in elastomero (depurata del foro)	A	237583	mm <sup>2</sup>
Area del singolo lamierino d'armatura	A <sub>1</sub> =A'	220618	mm <sup>2</sup>
Perimetro non caricato del singolo strato di elastomero	l <sub>p</sub>	1665	mm
Superficie laterale non caricata del singolo strato di elastomero	L	11655	mm <sup>2</sup>
Spessore dell'elastomero efficace a taglio / in compressione	T <sub>q</sub> =T <sub>e</sub>	175	mm
Fattore di forma = A <sub>1</sub> / L	S	18,93	
Resistenza alla rotazione	M	55509,72	kNmm
Coefficiente calcolo area ridotta	Ø	3,14	
Area ridotta efficace dovuta ai movimenti non sismici	A <sub>r</sub>	220618	mm <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE</b>		<i>Limiti</i>
Deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla compressione	ε <sub>c,d</sub> 0,65	
Deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla rotazione angolare	ε <sub>α,d</sub> 0,43	<i>max</i> 1.0
Deformazione totale dovuta alle azioni di progetto	ε <sub>t,d</sub> 1,07	<i>max</i> 7.0
Pressione ammissibile per verifica stabilità	26,75 MPa	
Pressione uniforme calcolata sull'area ridotta	5,67 MPa	<i>max</i> 26,75
Abbassamento singolo strato interno	0,051 mm	
Abbassamento totale da carico verticale centrato	1,275 mm	
Condizione di rotazione limite	0,883 mm	<i>max</i> 1,275

**Tab. 4.1-**Verifiche isolatori elastomerici.

#### 4.1.2 Verifica dei dispositivi a scorrimento

Gli apparecchi di appoggio scorrevoli multidirezionali a disco elastomerico confinato (slitte), sono costituiti da una piastra di acciaio inferiore contenente il disco elastomerico non armato, un

elemento intermedio di acciaio (pistone) che si inserisce nella sede circolare dell'elemento inferiore e presenta una cava cilindrica per l'alloggiamento del foglio di PTFE nicchiato ed ingrassato e da una piastra di acciaio di scorrimento superiore sotto la quale è avvitato un foglio di acciaio inossidabile lucidato a specchio. Gli scorrimenti sono permessi dal mutuo scivolamento delle due superfici orizzontali, quella in acciaio inossidabile e quella in PTFE. Il disco elastomerico asseconda le rotazioni intorno ad un qualsiasi asse orizzontale.

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi e i carichi massimi e minimi degli isolatori per la combinazione più sfavorevole tra lo SLC (valutati con spettro di risposta elastico) e la combinazione statica fondamentale SLU. Si riportano inoltre le verifiche dei dispositivi.

<b>TIPOLOGIA ISOLATORE E CAPACITÀ</b>	<b>PRESTAZIONI RICHIESTE</b>
Carico massimo 3000 kN Spostamento massimo ±350 mm	$N_{max} = 2676$ kN $N_{min} = 53$ kN $d_E = 283$ mm

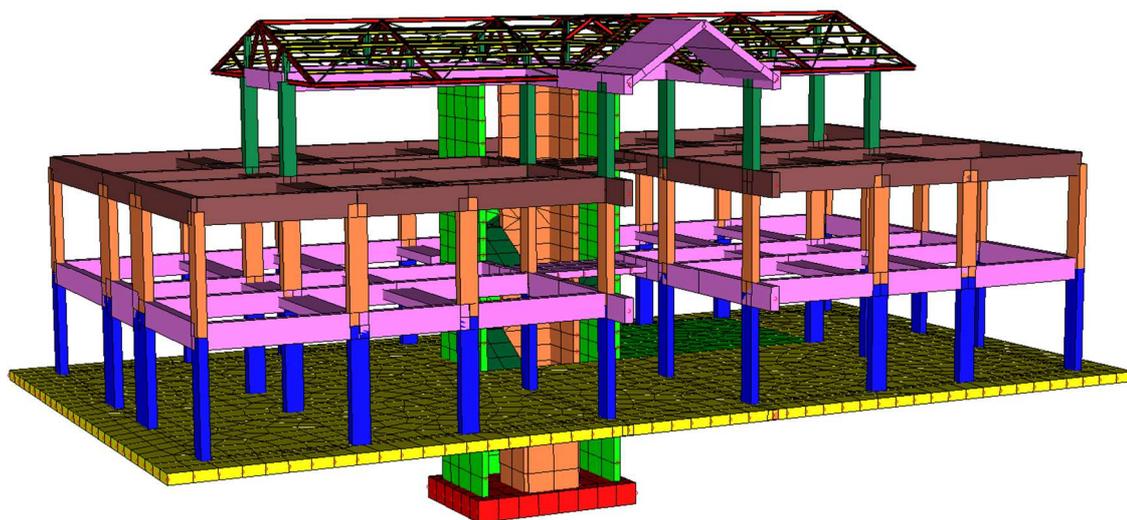
**Verifiche degli ancoraggi - Resistenza a taglio delle viti di ancoraggio esterno**

<b>VERIFICHE</b>			
Taglio sollecitante di progetto	$V_{sd}$	30	kN
Numero di viti ancoraggio esterno	$N_{ve}$	2	
Classe di resistenza delle viti		8.8	
Resistenza a rottura delle viti	$f_{ub}$	800	MPa
Diametro delle viti	M	16	mm
Area a taglio della singola vite	$A_s$	157	mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza parziale	$\gamma_{M2}$	1,25	
Fattore di riduzione della resistenza	$\alpha_v$	0,6	
Taglio resistente di progetto	$F_{v,Rd}$	60,29	kN
Fattore di sicurezza a taglio	s	4,02	

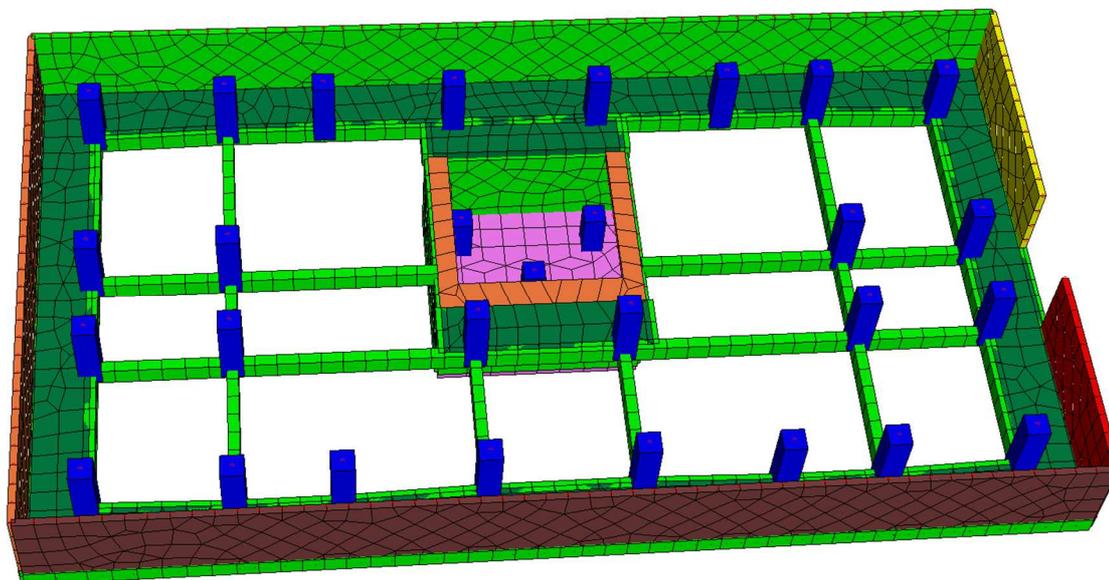
*Tab. 4.2-Verifiche dispositivi a scorrimento.*

## 4.2 VERIFICHE SOVRASTRUTTURA

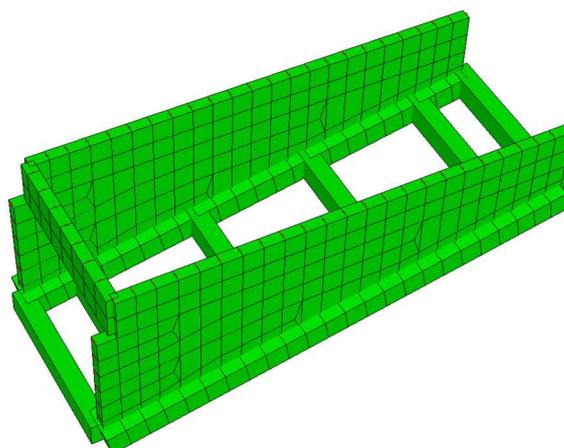
Le analisi lineari, come già detto, sono state eseguite per mezzo della modellazione della struttura con il software “MasterSap 2020”, di cui si riportano alcune immagini:



*Fig. 4.1-Vista estrusa del modello di calcolo della sovrastruttura.*

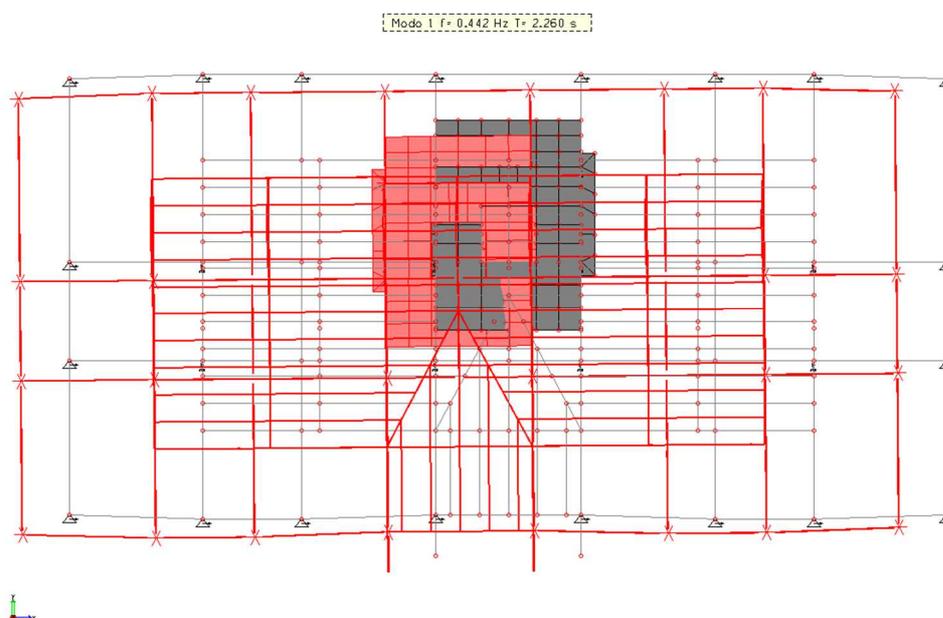


*Fig. 4.2-Vista estrusa del modello di calcolo della sottostruttura.*

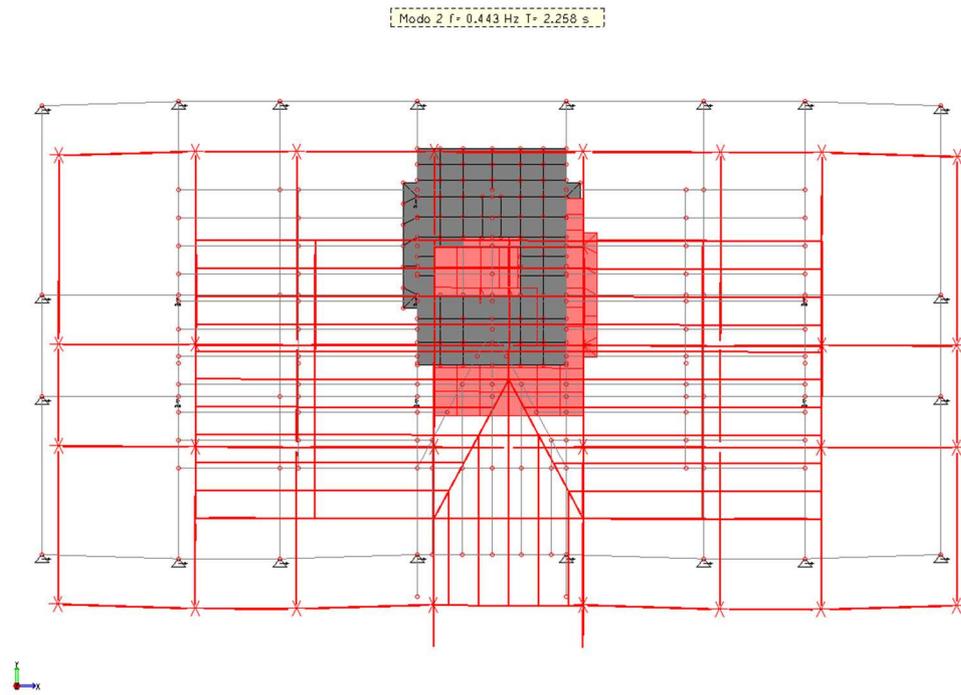


*Fig. 4.3-Vista estrusa del modello di calcolo della rampa di accesso all'autorimessa.*

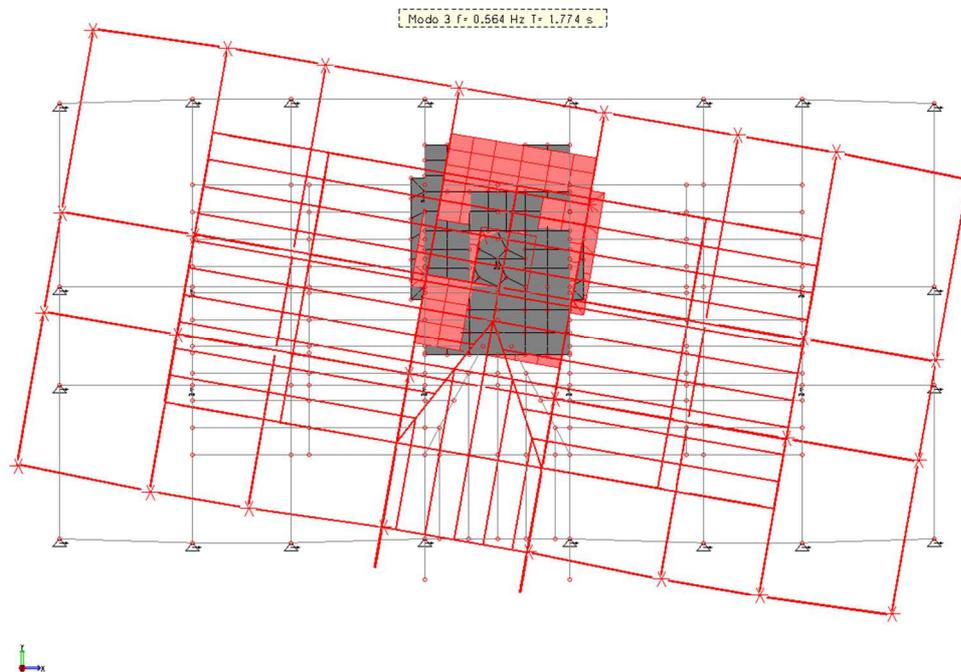
Per quanto riguarda la sovrastruttura, si riportano le deformate modali dei primi tre modi di vibrare della sovrastruttura (la direzione X è disposta secondo il lato lungo dell'edificio); inoltre, di seguito, si mostrano alcune verifiche sintetiche in forma grafica per gli elementi pilastro e trave in c.a. e per quelli in acciaio e le armature di elementi trave e pilastro tipo che ne sono derivate.



*Fig. 4.4-Primo modo di vibrare traslazionale in X.*



*Fig. 4.5-Secondo modo di vibrare traslazionale in Y.*



*Fig. 4.6-Terzo modo di vibrare rotazionale.*

<b>Modo</b>	<b>Direz.X</b>	<b>%</b>	<b>Direz.Y</b>	<b>%</b>	<b>Direz.Z</b>	<b>%</b>	<b>Rotaz.Z</b>	<b>%</b>
Modo: 1	+2.40e+03	88	+2.63e+02	10	+5.62e-06	0	+8.21e+06	0
Progressiva	+2.40e+03	88	+2.63e+02	10	+5.62e-06	0	+8.21e+06	0
Modo: 2	+2.63e+02	10	+2.41e+03	88	+4.19e-05	0	+2.19e+05	0
Progressiva	+2.66e+03	97	+2.67e+03	98	+4.75e-05	0	+8.43e+06	0
Modo: 3	+8.74e+00	0	+1.51e-01	0	+1.65e-06	0	+3.07e+09	96
Progressiva	+2.67e+03	98	+2.67e+03	98	+4.92e-05	0	+3.08e+09	96

*Tab. 4.3–Masse partecipanti dei primi tre modi di vibrare.*

A seguire si riporta la tabella delle armature dei pilastri e gli spiccati degli elementi resistenti verticali e orizzontali tipo e quindi le verifiche in forma grafica eseguite sulla sovrastruttura, che mostrano per ogni punto di ogni elemento lo specifico valore dell'indice di resistenza inteso come rapporto tra domanda e capacità riferito alla specifica azione sollecitante riportata.

Pilastro [cm]	Copriferro [cm]	Lato	N. ferri	Φ
35x45	30	lungo	3	18
		corto	3	18
30x60	30	lungo	4	18
		corto	2	18
35x60	30	lungo	4	18
		corto	3	18
30x110	30	lungo	7	18
		corto	2	18
30x130	30	lungo	8	18
		corto	2	18

*Tab. 4.4-Armature pilastri.*

I setti che delimitano il corpo scala e il vano ascensore, tutti di spessore pari a 25 cm sono invece armati con:

- 1+1Ø16/20 in direzione verticale;
- 1+1Ø12/20 in direzione orizzontale;

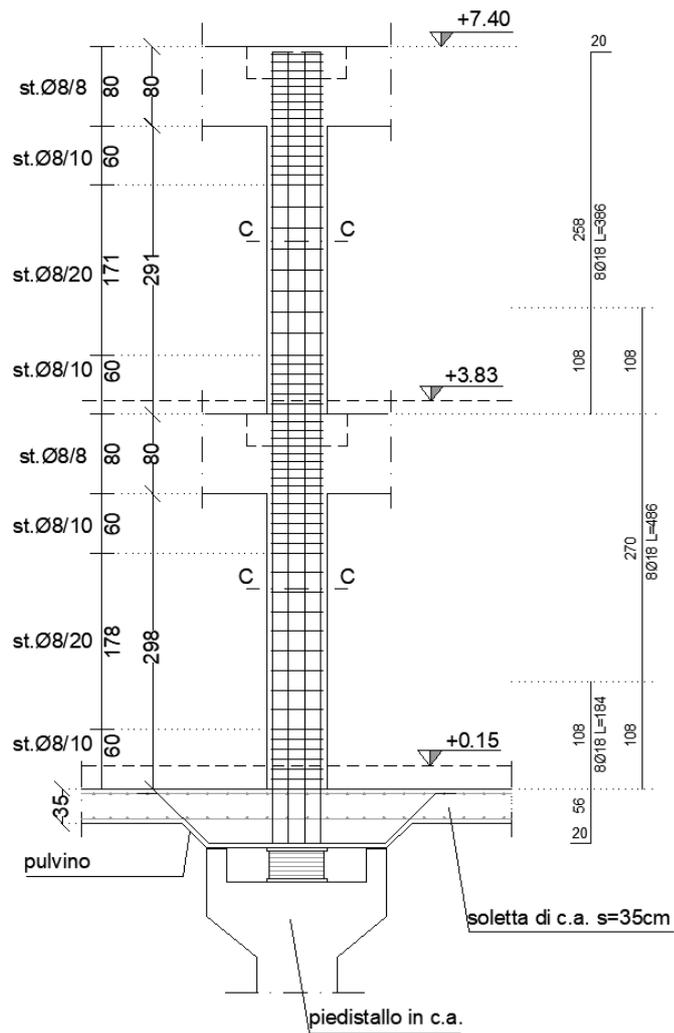


Fig. 4.7-Spiccato pilastrata tipo (PIL-02-03-06-07-20-21-24-25)

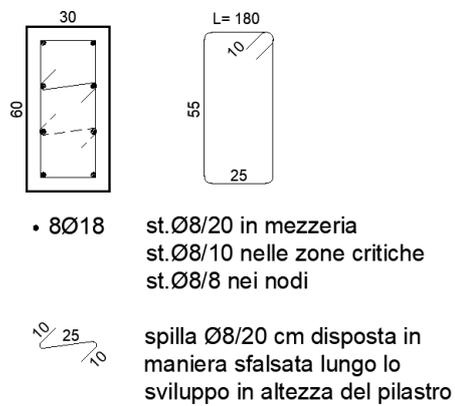


Fig. 4.8-Sezione tipo pilastro 30x60 (SEZ.C).

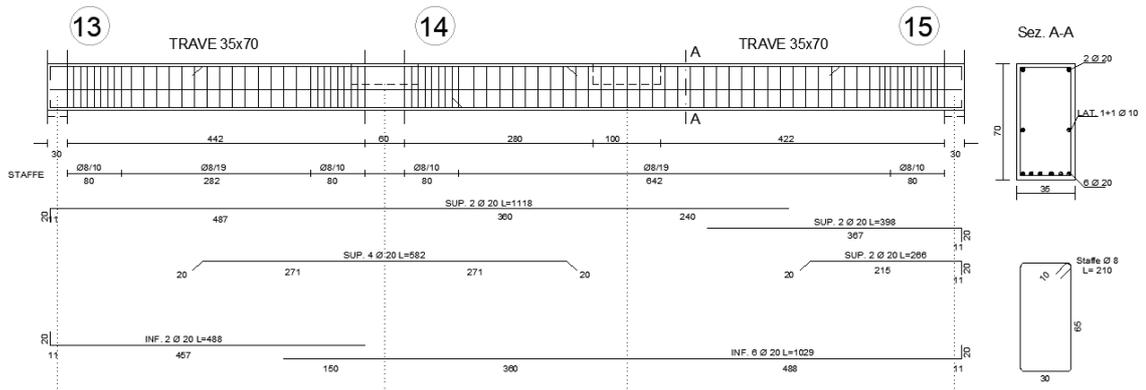


Fig. 4.9-Armatura travata T1-13\_14\_15

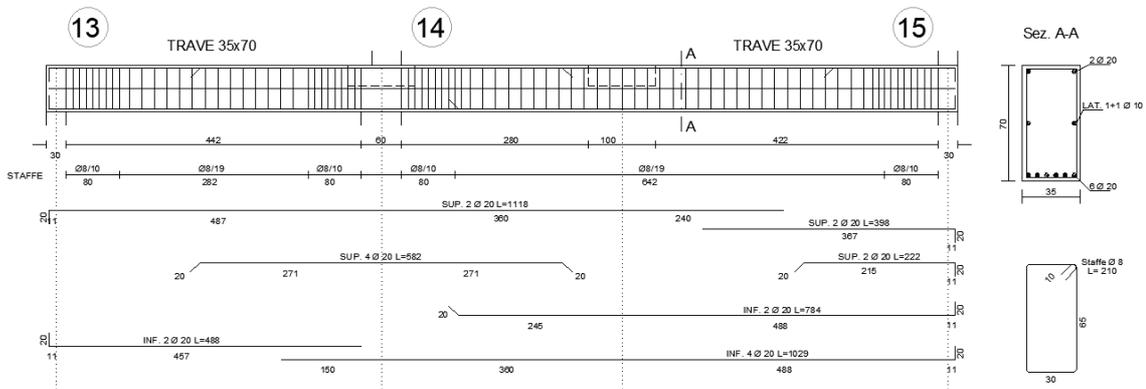


Fig. 4.10-Armatura travata T2-13\_14\_15

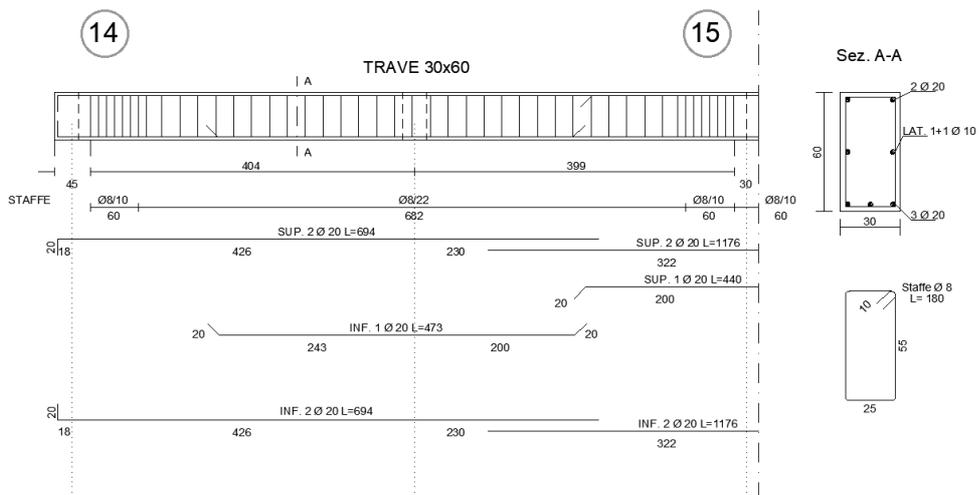


Fig. 4.11-Armatura travata T3-14\_15

- Indici di resistenza a pressoflessione per i pilastri in c.a.:

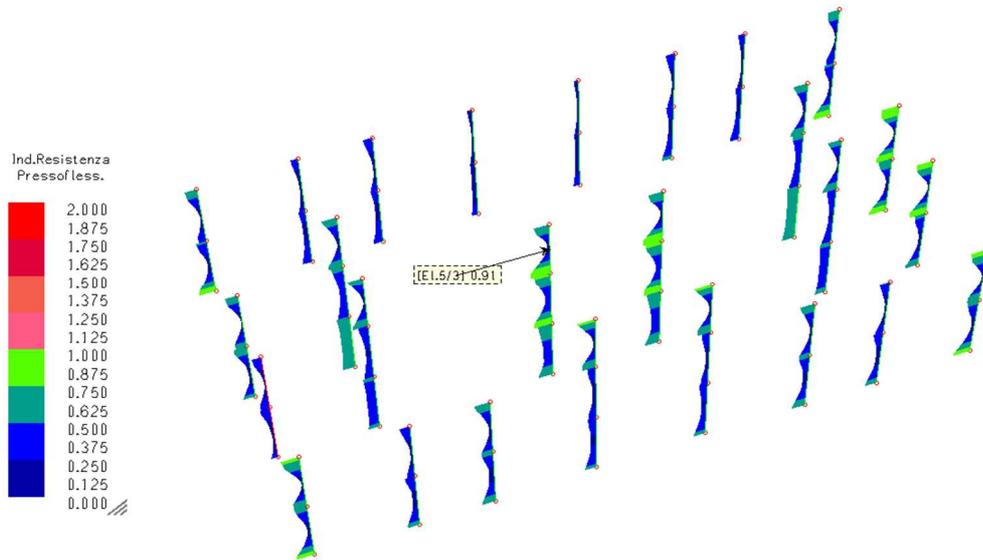


Fig. 4.12-Indici di resistenza a pressoflessione per i pilastri in c.a.

- Indici di resistenza a taglio-torsione per i pilastri in c.a.:

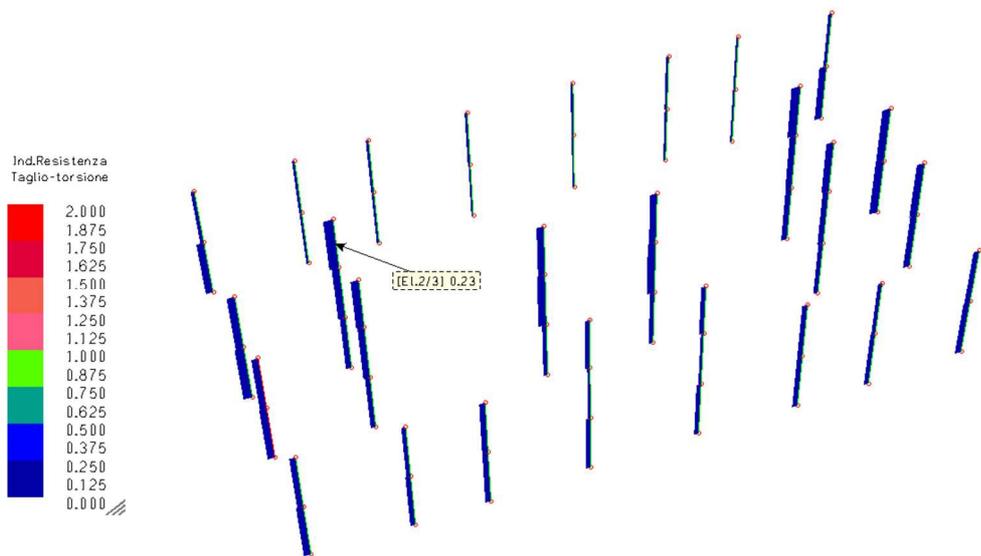
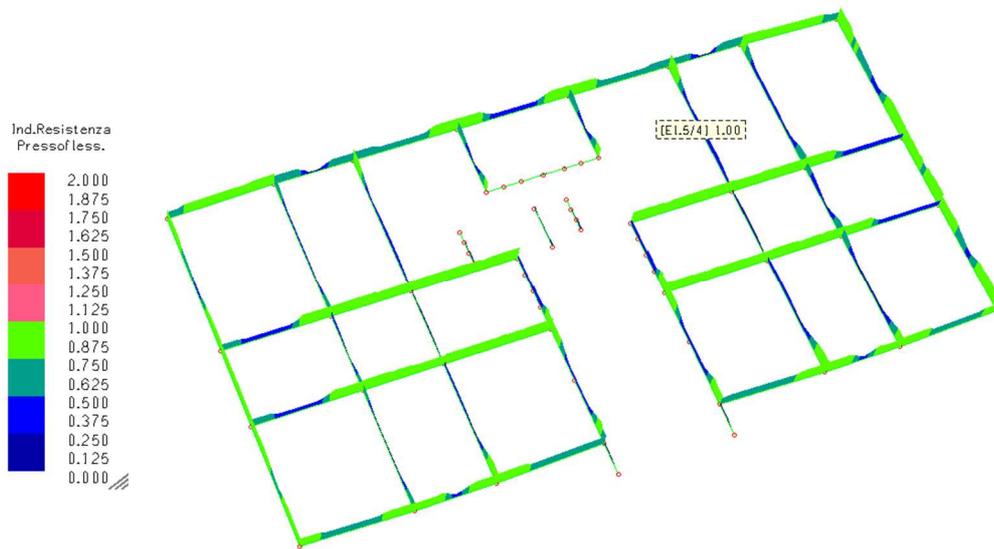


Fig. 4.13-Indici di resistenza a taglio-torsione per i pilastri in c.a.

- Indici di resistenza a pressoflessione per le travi in c.a. del primo piano:



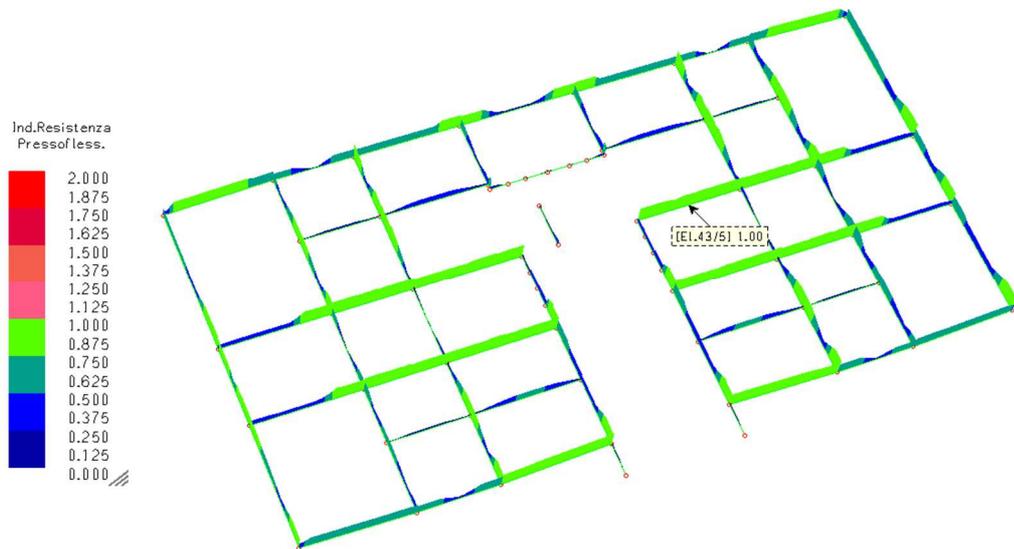
**Fig. 4.14**-Indici di resistenza a pressoflessione per le travi in c.a. del primo piano.

- Indici di resistenza a taglio-torsione per le travi in c.a. del primo piano:



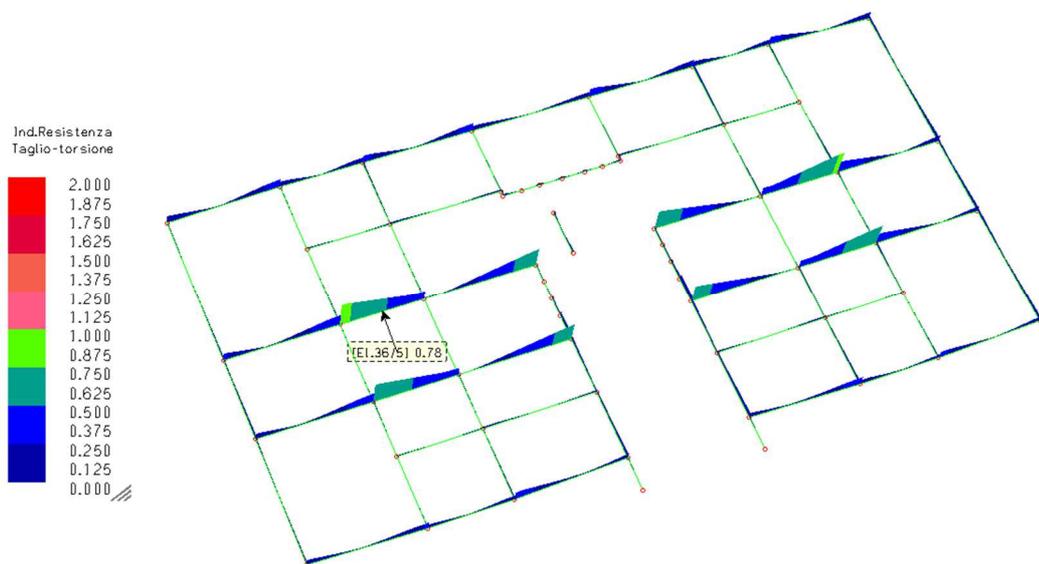
**Fig. 4.15**-Indici di resistenza a taglio-torsione per le travi in c.a. del primo piano.

- Indici di resistenza a pressoflessione per le travi in c.a. del secondo piano:



**Fig. 4.16**-Indici di resistenza a pressoflessione per le travi in c.a. del secondo piano.

- Indici di resistenza a taglio-torsione per le travi in c.a. del secondo piano:



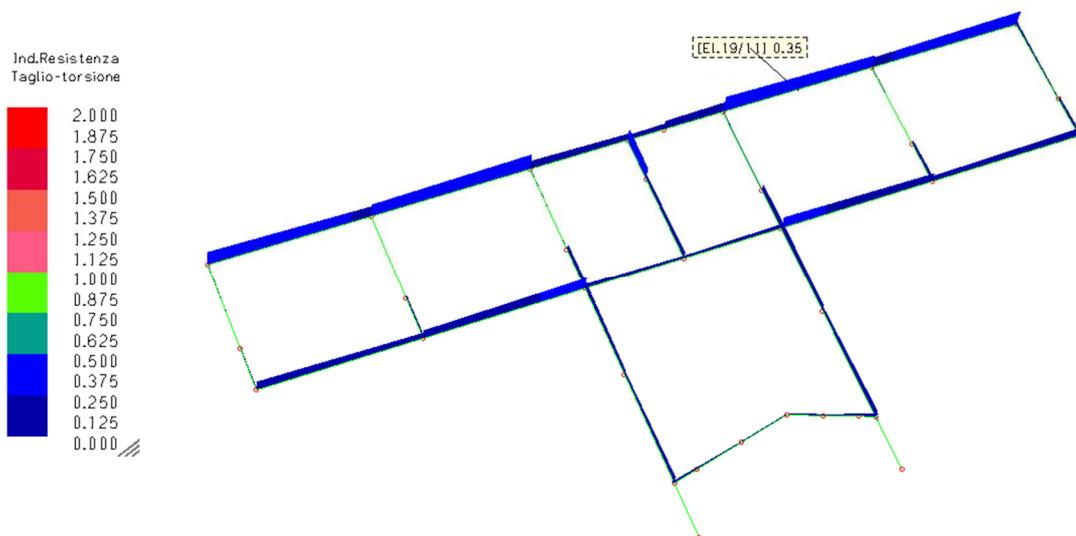
**Fig. 4.17**-Indici di resistenza a taglio-torsione per le travi in c.a. del secondo piano.

- Indici di resistenza a pressoflessione per le travi in c.a. della copertura:



*Fig. 4.18-Indici di resistenza a pressoflessione per le travi in c.a. della copertura.*

- Indici di resistenza a taglio-torsione per le travi in c.a. della copertura:



*Fig. 4.19-Indici di resistenza a taglio-torsione per le travi in c.a. della copertura.*

- Inviluppo degli indici di resistenza per gli elementi in acciaio:

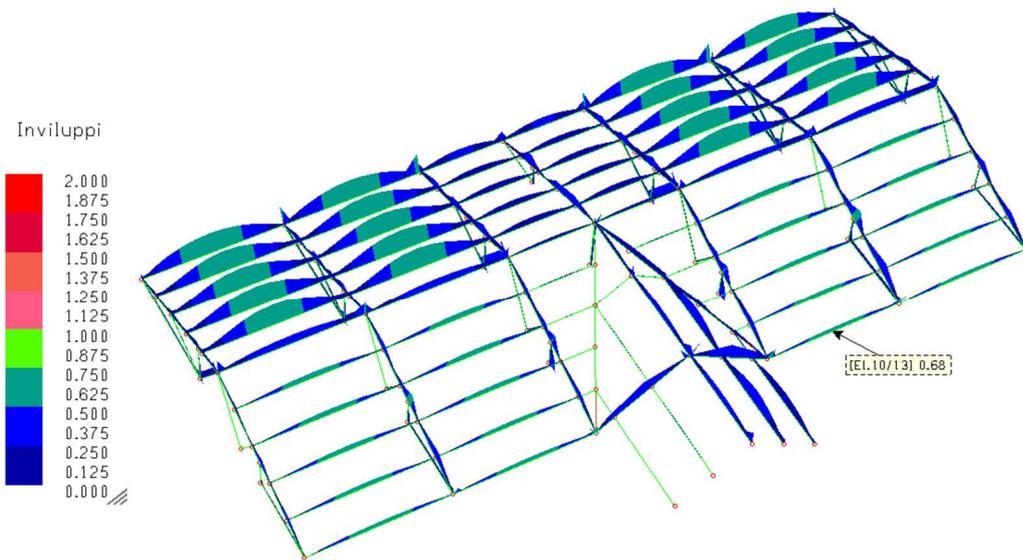


Fig. 4.20-Inviluppo degli indici di resistenza per gli elementi in acciaio.

Infine, si riporta la verifica grafica della sovrastruttura allo SLD:

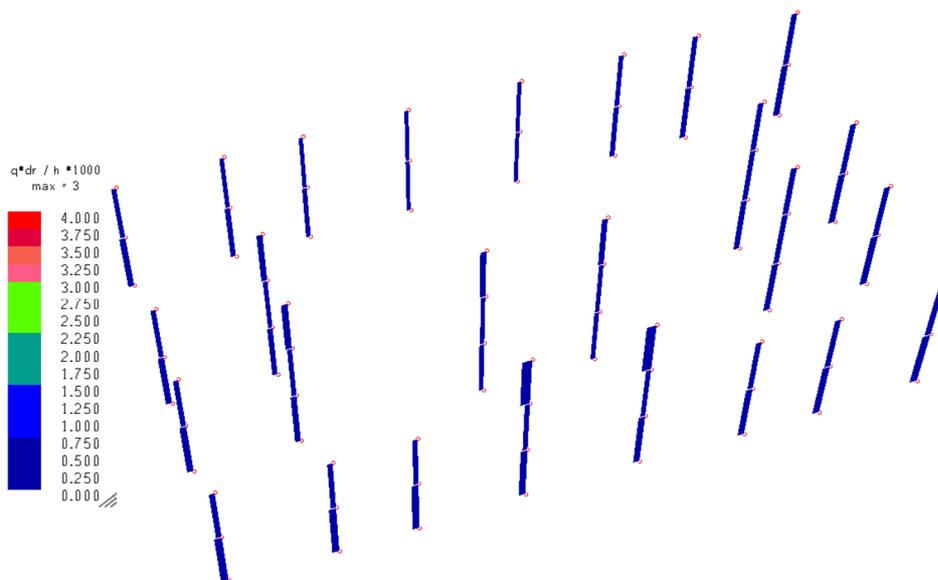


Fig. 4.21-Spostamenti relativi di piano allo SLD.

### 4.3 VERIFICHE IN FONDAZIONE

Vista la natura dell'opera e la stratigrafia del terreno, per le fondazioni è stato previsto l'impiego di plinti su pali di diametro 60 cm e lunghezza di 12 m o 9 m (nella porzione di struttura più approfondita al di sotto della fossa scale/ascensori), collegati da cordoli in c.a. di sezione 40x70 cm. Il numero di pali per ciascun plinto è variabile (n. 2 o 3 pali) a seconda dell'entità degli scarichi.

Gli scarichi in fondazione si ottengono dall'analisi strutturale dell'intero complesso, sia sotto condizioni statiche che sismiche.

Ai fini della verifica delle fondazioni, è stato realizzato tramite il software "MasterSap 2020" un modello di calcolo della sottostruttura, comprensivo di fondazioni, muri controterra e piedistalli, in testa ai quali sono state riportate le sollecitazioni provenienti dal modello della sovrastruttura (sia statiche che sismiche ricavate da analisi dinamica con spettro elastico allo stato limite SLC). A tali sollecitazioni è stato aggiunto, per le combinazioni sismiche, il momento flettente derivante dall'eccentricità tra l'asse del piedistallo e la posizione dell'isolatore in fase sismica.

In tale modello sono state inserite le rigidità dei pali per tener conto della loro presenza.

Le sollecitazioni così ottenute sono state utilizzate per la verifica degli elementi strutturali.

I pali sono stati considerati reagenti a sforzo assiale e taglio. Il momento flettente proveniente dai piedistalli è stato scomposto sui pali in due azioni di trazione e compressione. Nei plinti su tre pali entrambi i momenti flettenti in direzione X e Y sono stati affidati ai pali; nel plinto a due pali invece esclusivamente il momento flettente che si esplica nella direzione dei pali è stato loro affidato, mentre quello in direzione ortogonale viene dato ai cordoli di fondazione.

#### *4.3.1 Verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione*

La verifica della capacità portante è stata condotta secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) così come prescritto in conformità al D.M. del 17-01-2018 paragrafo 6.4.3.1 adoperando dei

parametri amplificativi per i carichi (A1), valori medi per le caratteristiche geotecniche (M1) ed un coefficiente di sicurezza globale (R3). Il carico verticale che grava sul palo è stato confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La verifica del palo di progetto, intestato nel primo strato di ghiaia, è stata condotta in condizioni drenate, facendo affidamento sulla sola portanza di punta.

In generale la capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- $Q_T$  Portanza totale del palo;
- $Q_P$  Portanza di base del palo;
- $Q_L$  Portanza per attrito laterale del palo;
- $W_P$  Peso proprio del palo.

Le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente  $g_b$  e  $g_s$  che rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_p/g_b + Q_l/g_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_l/g_s + W_P$$

#### 4.3.1.1 Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

Dove  $A_P$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q_b$  è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti  $N_c$  e  $N_q$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità.

$N_c$  ed  $N_q$  dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno (angolo di attrito e coesione, rispettivamente indicati nel seguito come  $f$  e  $c$ ) e il loro calcolo può essere eseguito tramite diverse formule presenti in letteratura.

Per pali in argilla in condizioni non drenate ( $f=0$ ,  $c=c_u$ ) si assume in genere per  $N_c$  il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre  $N_q=1$ .

Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore  $N_c$  ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute. Diverso è il caso del fattore  $N_q$  per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare, da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressoché costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un "effetto arco" che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare, si assume che la pressione verticale  $s_v$  cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità  $z_c$  ( $s_v=s_c$ ); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a  $s_c$ : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di  $z_c$  (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo,  $D$ , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno  $f$ .

Nella determinazione di  $z_c$  il valore di  $f$  da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo,  $f'$ , secondo le seguenti relazioni:

Per pali infissi:  $f = 3/4 f' + 10$

Per pali trivellati:  $f = f' - 3$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa  $D_r$ ) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

#### 4.3.1.2 Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \text{Int}(t_a)dS$$

dove  $t_a$  è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$t_a = c_a + s_h \text{tg } d$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $d$  è l'angolo di attrito palo-terreno, e  $s_h$  è la tensione orizzontale alla generica profondità  $z$ . La tensione orizzontale  $s_h$  è legata alla pressione verticale  $s_v$  tramite il coefficiente di spinta  $K_s$

$$s_h = K_s s_v$$

Indicando con  $C$  il perimetro e con  $L$  la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L(C(c_a + K_s s_v \text{tg } d)dz)$$

#### 4.3.1.3 Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica,  $K_h$ , espressa in  $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg/cm}^2$ ) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio, nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate  $K_h$  assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di  $K_h$  è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di  $K_h$  assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molle non offre

ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con  $dy_e$  la lunghezza del tratto di influenza della molla, con  $D$  il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = dy_e D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite  $p_u = p_u(z)$  dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ( $c=c_u$ ,  $f=0$ ) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12  $c_u$ . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità  $z$  è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

- $D$  diametro del palo
- $q$  pressione geostatica alla profondità  $z$
- $c$  coesione alla profondità  $z$

$K_{pq}$ ,  $K_{pc}$  coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno  $f$  e del rapporto  $z/D$ .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a  $1,5D$  e poi valore costante pari a  $9c_u D$ .

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore  $3s_v K_p D$  (alla base) essendo  $K_p$  il coefficiente di resistenza passiva espresso da  $K_p = \tan^2(45^\circ + f/2)$ .

#### 4.3.1.4 Verifiche

- Verifica della portanza assiale

*Simbologia adottata*

cmb	Identificativo della combinazione
Nc, Nq	Fattori di capacità portante N'c = f(Nc, sc, dc) N'q = f(Nq, sq, dq) dove: sc, sq = Fattori di forma dc, dq = Fattori di profondità
Pl <sub>min</sub> , Pl <sub>med</sub>	Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
Pp <sub>min</sub> , Pp <sub>med</sub>	Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
Pd	Portanza di progetto espressa in [kg]
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
h	Coeff. di sicurezza per carichi verticali

Verifica del palo su plinto a 2 pali (l=12m)

cmb	Pl <sub>med</sub> [kg]	Pp <sub>med</sub> [kg]	Pl <sub>min</sub> [kg]	Pp <sub>min</sub> [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	61681	200696	61681	200696	8482	114124	83000	1.375
2	61681	0	61681	0	8482	38388	-37600	1.021

Verifica del palo su plinto a 3 pali (l=12m)

cmb	Pl <sub>med</sub> [kg]	Pp <sub>med</sub> [kg]	Pl <sub>min</sub> [kg]	Pp <sub>min</sub> [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	61681	200696	61681	200696	8482	114124	102700	1.111

Verifica del palo singolo (l=9m)

cmb	Pl <sub>med</sub> [kg]	Pp <sub>med</sub> [kg]	Pl <sub>min</sub> [kg]	Pp <sub>min</sub> [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	59547	194821	59547	194821	6362	112481	111400	1.010

- Verifica della portanza trasversale

*Simbologia adottata*

cmb	Identificativo della combinazione
Td	Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]
T	Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
h=Td/T	Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

Verifica del palo su plinto a 2 pali (l=12m)

cmb	Td [kg]	T [kg]	η
1	16100	15100	1.066
2	16100	15100	1.066

Verifica del palo su plinto a 3 pali (l=12m)

cmb	Td	T	η
	[kg]	[kg]	
1	16099	15000	1.073

Verifica del palo singolo (l=9m)

cmb	Td	T	η
	[kg]	[kg]	
1	14903	13900	1.072

- Armature

Il progetto e la verifica delle armature sono stati effettuati con il metodo degli stati limite ultimi, da cui risultano:

- Pali su plinti a più pali: nei primi 7.00 m armatura longitudinale costituita da 21  $\Phi 16$  e armatura trasversale costituita da staffe  $\Phi 8/10$  cm; a partire dalla quota di 7.00 m armatura longitudinale costituita da 14  $\Phi 16$  e armatura trasversale costituita da staffe  $\Phi 8/15$  cm.
- Pali singoli: armatura longitudinale costituita da 20  $\Phi 16$  e armatura trasversale costituita da staffe  $\Phi 8/10$  cm.

4.3.2 *Verifiche strutturali dei plinti di fondazione*

La verifica strutturale SLU dei plinti a 2 e 3 pali è stata effettuata tramite meccanismi di rottura del tipo tirante-puntone. Si riportano di seguito le diverse configurazioni verificate con i massimi carichi assiali dei pali di fondazione per la combinazione di verifica in esame.

La resistenza del tirante è data da:

$$P_R = P_{RS} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

Mentre la resistenza del puntone è uguale a:

$$P_{RC} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2}$$

dove  $c = 1$  per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e  $c = 1,5$  per sbalzi di travi provvisti di staffatura. In ogni caso si assume:

$$\lambda = \cot \psi \cong 1/(0,9d)$$

I meccanismi verificati sono i seguenti:

Plinto a 2 pali – carico 830 kN, con palo compresso più sollecitato;

Plinto a 2 pali – carico 376 kN, con palo teso più sollecitato;

Plinto a 3 pali – carico 1041 kN, con palo compresso più sollecitato.

Si riportano di seguito le configurazioni tipologiche con evidenziate le principali misure per la verifica del meccanismo tirante-puntone.

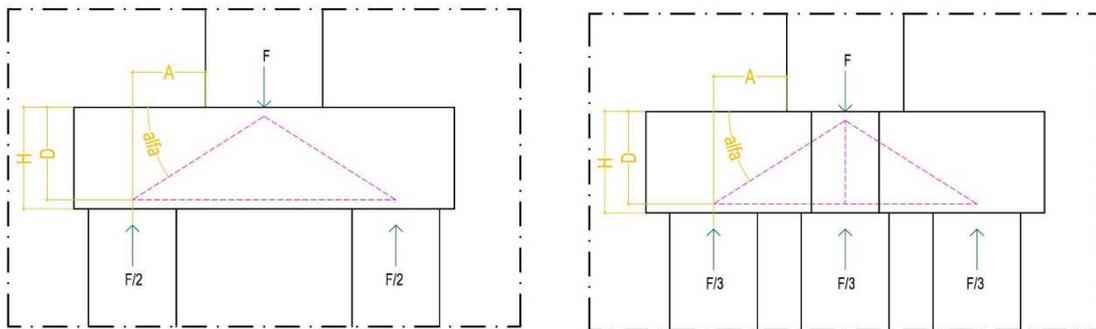


Fig. 4.22-Schema meccanismo tirante-puntone per plinti a 2 e 3 pali.

Copriferro = 35 mm

MECCANISMO	A [mm]	B [mm]	H [mm]	D' [mm]	D [mm]	R <sub>ck</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]	γ <sub>c</sub>	γ <sub>s</sub>
1	500	1200	700	65	635	30	450	1,5	1,15
2	500	1200	700	65	635	30	450	1,5	1,15
3	650	1000	700	65	635	30	450	1,5	1,15

MECCANISMO	n° barre	φ [mm]	Area [mm <sup>2</sup> ]	Alfa [°]	p [kN]	p <sub>rs</sub> [kN]	p <sub>rc</sub> [kN]	ESITO VERIFICA
1	10	20	3142	42,34	830	1121	2927	OK
2	10	16	2011	42,34	376	717	2927	OK
3	12	20	3770	36,33	1041	1085	1258	OK

Tab. 4.5-Verifica plinti di fondazione.

Per quanto riguarda i plinti a 2 pali, per il meccanismo 1 l'armatura da calcolo è disposta all'intradosso, mentre per il meccanismo 2 è disposta all'estradosso. Per il meccanismo 3, relativo al plinto a 3 pali, l'armatura da calcolo va suddivisa sui 2 tiranti che, per ogni palo, si

individuano in corrispondenza delle congiungenti con gli alti 2 pali all'intradosso: per ogni palo si dispone inoltre un'armatura di area pari a circa il 25% di quella da calcolo all'intradosso in corrispondenza delle mediane del triangolo individuato dai 3 pali. Nelle figure seguenti si identifica la posizione delle barre di armatura nei plinti.

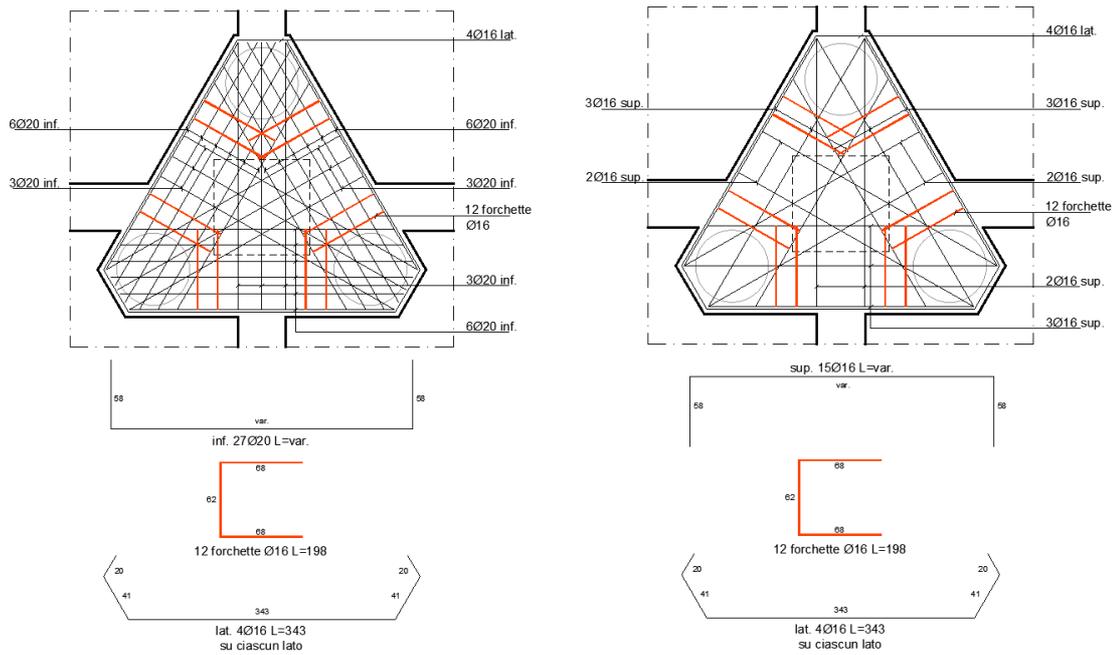


Fig. 4.23-Armatura plinto su 3 pali, inferiore a sinistra e superiore a destra.

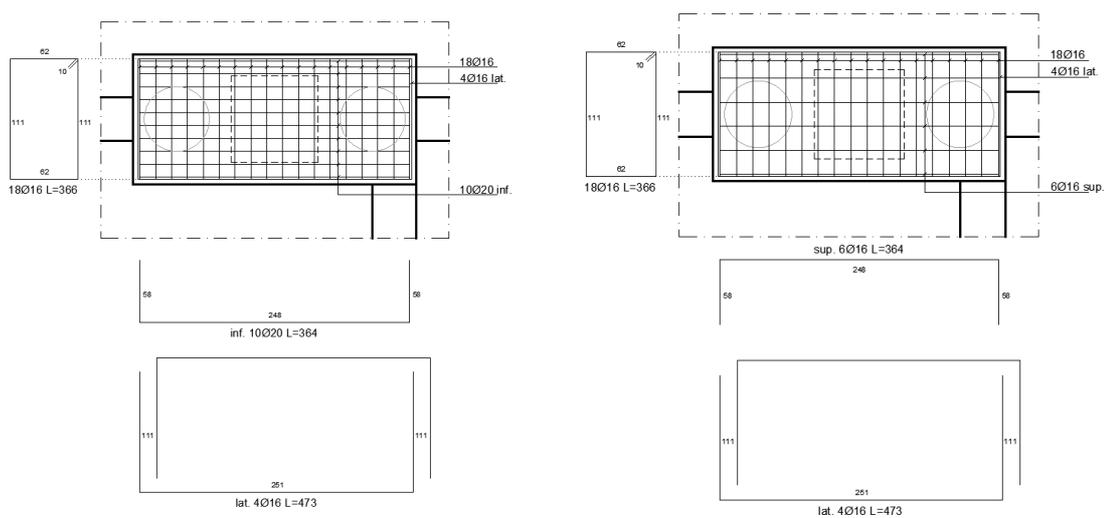
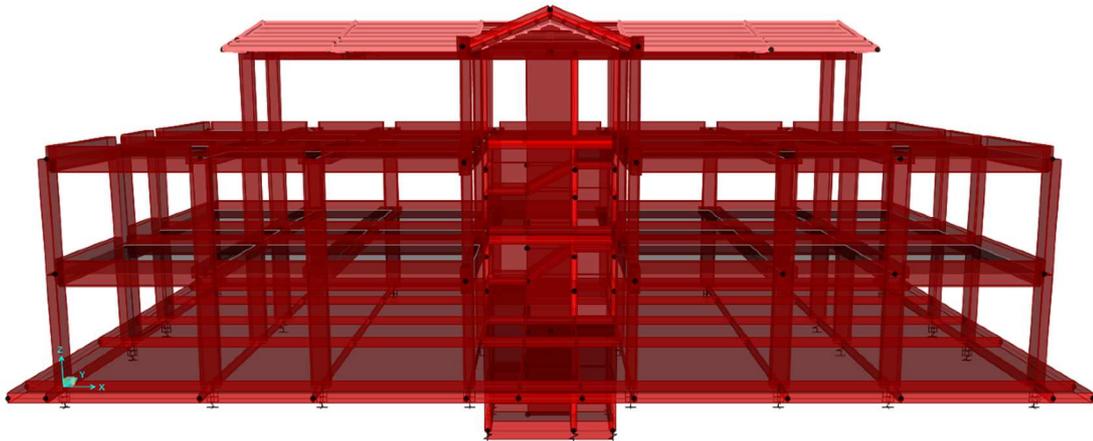


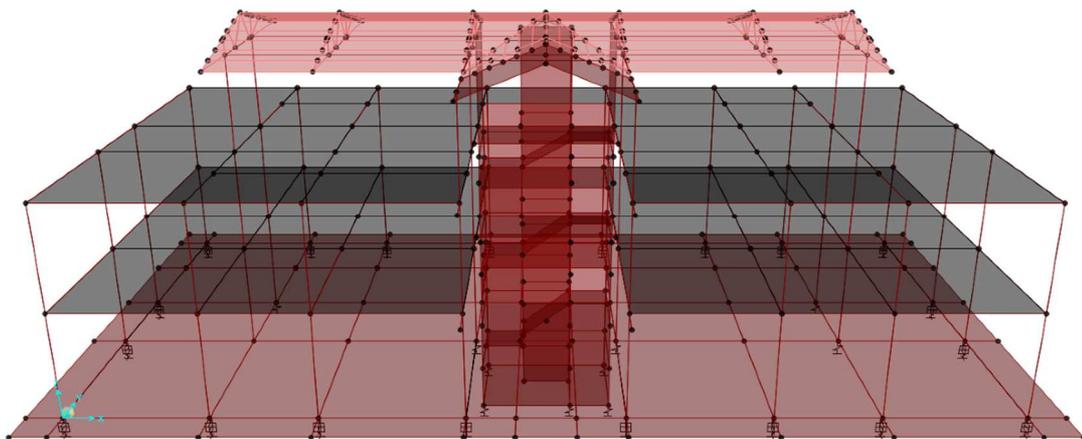
Fig. 4.24- Armatura plinto su 2 pali, inferiore a sinistra e superiore a destra.

## 5 ANALISI NON LINEARI

Le analisi non lineari, invece, sono state eseguite a posteriori con un modello realizzato con l'ausilio del software "SAP2000", di cui si riportano alcune immagini di seguito.



*Fig. 5.1-Vista estrusa del modello di calcolo della sovrastruttura.*



*Fig. 5.2-Vista unifilare del modello di calcolo della sovrastruttura.*

Per prima cosa è stata valutata la rispondenza di questo secondo modello a quello precedentemente realizzato in "MasterSap 2020" in termini di masse e comportamento dinamico e solo successivamente si è passati all'esecuzione di un'analisi dinamica non lineare,

considerando comportamento elastico della sovrastruttura e comportamento non lineare dei dispositivi di isolamento.

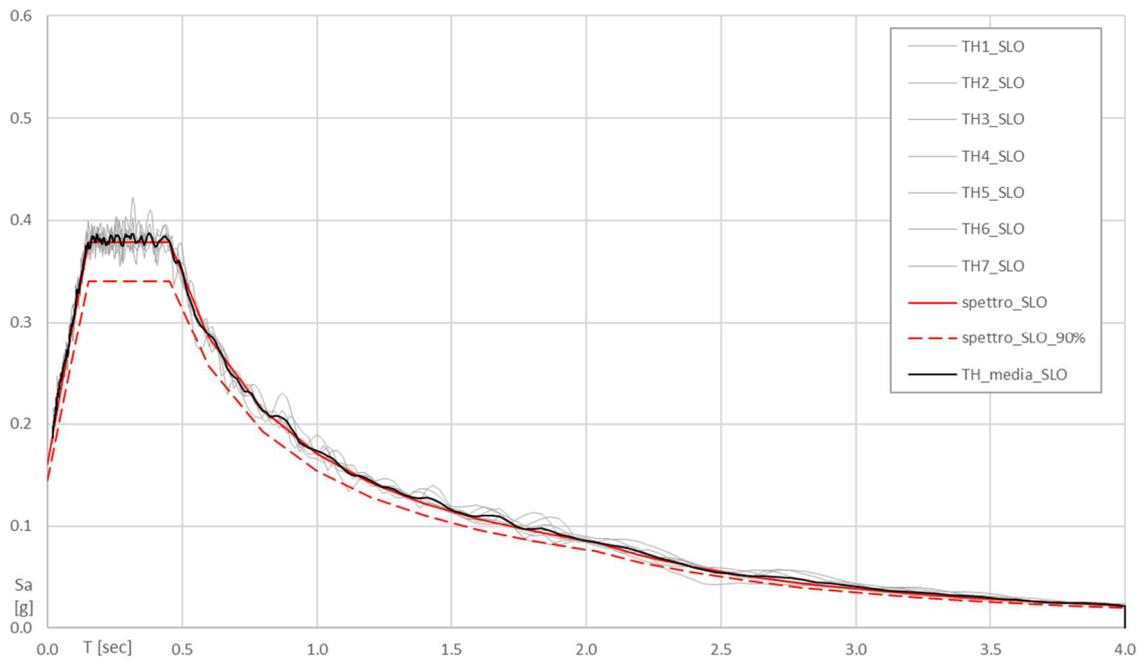
Il carattere non lineare/dissipativo è limitato agli isolatori elastomerici, in cui è schematizzato il comportamento plastico e isteretico accoppiato nelle due direzioni ortogonali di taglio.

La risposta strutturale è valutata applicando simultaneamente le due componenti orizzontali, tra loro ortogonali, della storia temporale del moto del terreno combinate secondo le espressioni seguenti e valutate per i diversi stati limite:

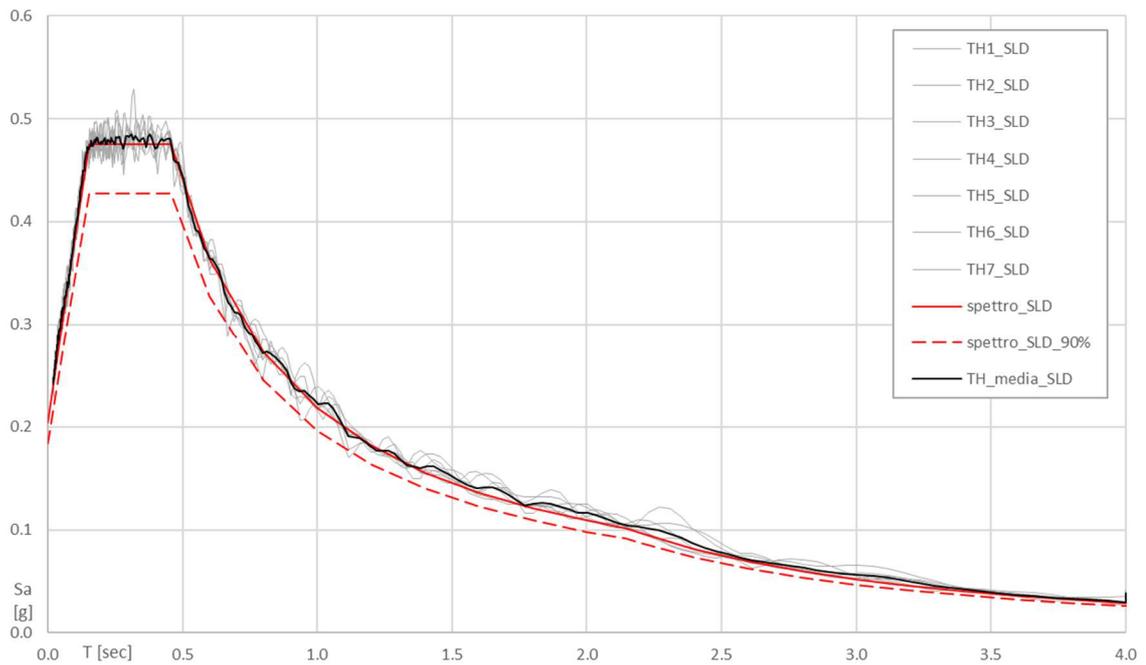
$$1,00 E_X + 0,30 E_Y$$

$$0,30 E_X + 1,00 E_Y$$

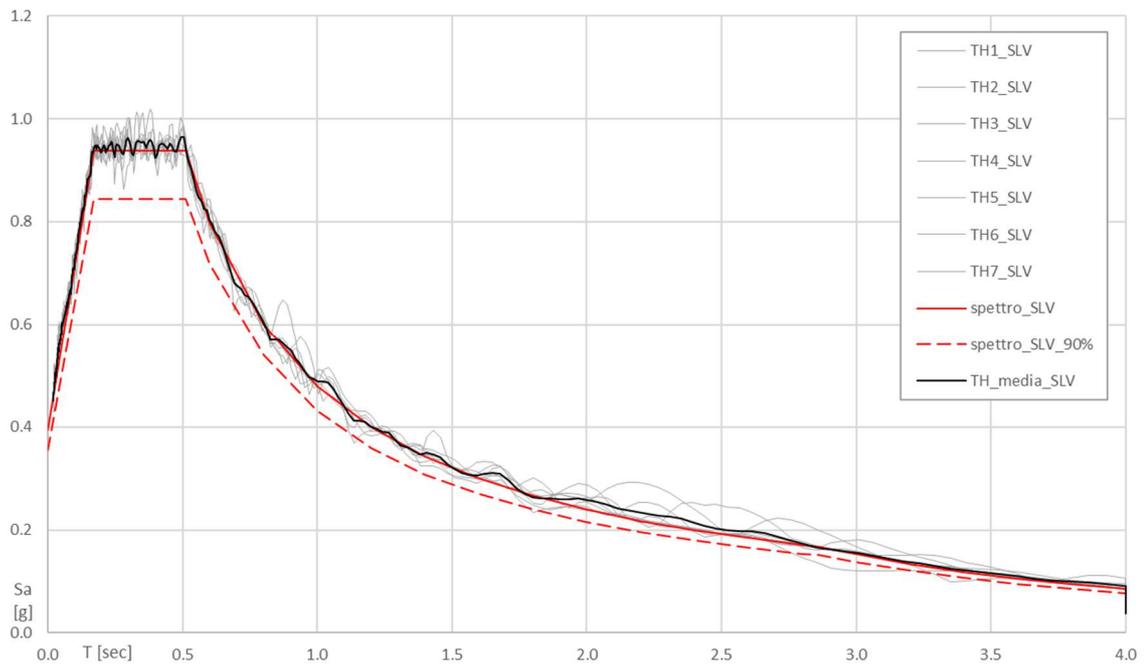
Gli effetti sulla struttura sono rappresentati dalla media dei valori più sfavorevoli rilevati dall'impiego di sette diversi gruppi di storie temporali del moto del terreno. Gli accelerogrammi sono di tipo artificiale ed in particolare, in accordo con il § 3.2.3.6 delle NTC2018, risultano compatibili agli spettri di risposta elastici calcolati per il relativo Stato Limite, con vita nominale di input  $V_N = 50$  anni e  $C_U = 2$  per la classe d'uso IV, coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 5% e amplificazione dovuta alle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del sito determinate mediante il metodo semplificato per la categoria C, in tutto l'intervallo di periodi  $0 \text{ sec} \leq T \leq 4 \text{ sec}$ , come mostrato nelle immagini successive.



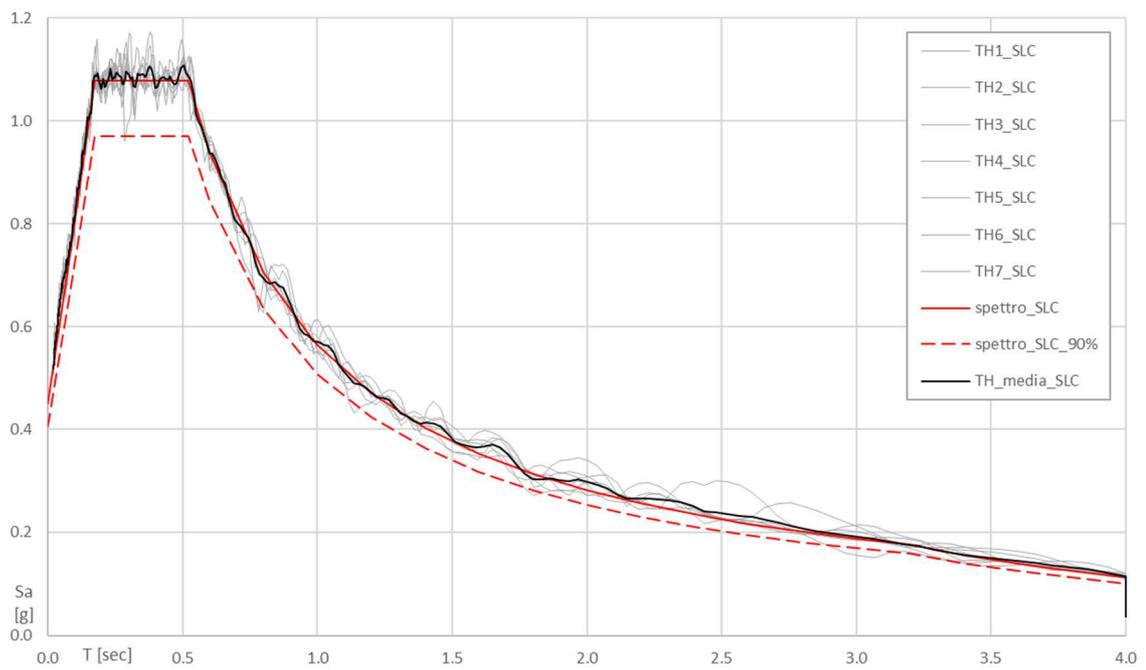
**Fig. 5.3-Spettro medio SLO.**



**Fig. 5.4-Spettro medio SLD.**



*Fig. 5.5-Spettro medio SLV.*



*Fig. 5.6-Spettro medio SLC.*

## 5.1 MODELLAZIONE NON LINEARE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Per quanto riguarda la modellazione del sistema di isolamento si è fatto affidamento sull'utilizzo di appositi elementi "link" già integrati nel software "SAP2000", in particolare del tipo:

- *Rubber isolator* per simulare i dispositivi elastomerici attraverso la definizione delle caratteristiche di rigidezza orizzontale nelle due direzioni ortogonali per la ricostruzione del comportamento ciclico che li caratterizza;
- *Friction isolator* per simulare le slitte piane, attribuendole rigidezza infinita in direzione verticale e pressoché nulla in direzione orizzontale (coefficiente d'attrito = 0.01).

Per quanto riguarda i dispositivi elastomerici è risultato necessario tarare il comportamento degli isolatori ai vari stati limite così da poterne determinare rigidezza e smorzamento equivalente da considerare per la definizione dei parametri richiesti dal software per l'apposito link.

Ad ogni stato limite, infatti, corrisponde una maggiore o minore entità dell'input sismico per un dato periodo di vibrazione, che si traduce in maggiori o minori accelerazioni e spostamenti subiti. In particolare, la variazione dello spostamento definisce una diversa deformazione a taglio dell'isolatore da cui dipendono, come già visto, modulo di taglio e smorzamento.

L'operazione di taratura diviene quindi un processo di natura iterativa a causa della non linearità del rapporto tra spostamenti e caratteristiche meccaniche dell'isolatore.

A titolo di esempio si riportano i passaggi eseguiti per la taratura all'SLD delle caratteristiche meccaniche dell'isolatore:

- Valutazione tramite spettro all'SLD dello spostamento corrispondente al periodo di isolamento ricercato;
- Determinazione della nuova deformazione a taglio  $\gamma$  prevista per il dispositivo rispetto a quella di progetto all'SLC;

- Definizione per via grafica di modulo di taglio e smorzamento equivalente in funzione del nuovo  $\gamma$ ;
- Calcolo del periodo di vibrazione del sistema di isolamento associato alla variata rigidità degli isolatori e dello spettro ridotto associato all'aumento di smorzamento;

I punti appena descritti vengono quindi ripetuti in modo iterativo fino a convergenza dei valori.

Di seguito si riportano numero di iterazioni necessarie e parametri meccanici dell'isolatore ottenuti per i diversi stati limite:

SLC	
N.iterazioni	1
G [Mpa]	0.80
$\xi_{eq}$ [%]	15.00

SLV	
N.iterazioni	2
G [Mpa]	0.85
$\xi_{eq}$ [%]	15.75

SLD	
N.iterazioni	3
G [Mpa]	1.06
$\xi_{eq}$ [%]	18.15

SLO	
N.iterazioni	3
G [Mpa]	1.23
$\xi_{eq}$ [%]	19.05

**Tab. 5.1**-Calibrazione dei parametri meccanici dei dispositivi elastomerici ai diversi stati limite.

Va specificato che ogni produttore sulla base di fattori come processo produttivo del dispositivo e mescola della gomma elabora le proprie curve di variazione dei parametri meccanici e che in questa modellazione si è fatto ricorso a quelle fornite dalla società "FIP Industriale".

Successivamente a partire dalla ricostruzione del ciclo degli isolatori ai vari stati limite sono stati determinati i parametri  $K_1$  e  $F_1$  necessari alla definizione del link e del suo comportamento non lineare.

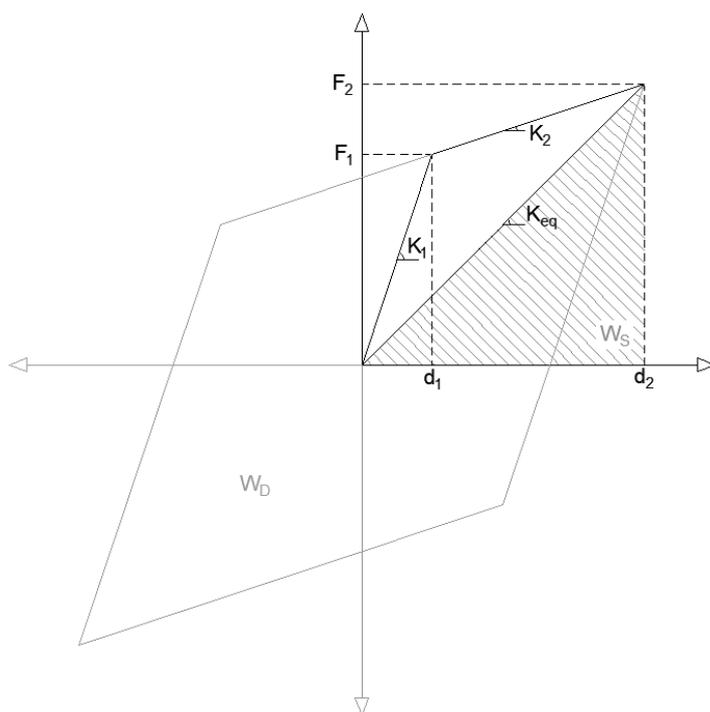


Fig. 5.7-Parametri meccanici del comportamento isteretico del "rubber isolator".

$$K_2 = RK_1$$

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S}$$

$$F_1 = d_1 K_1$$

$$W_S = \frac{K_{eq} d_2^2}{2}$$

$$F_2 = d_2 K_{eq} = F_1 + (d_2 - d_1) K_2$$

$$W_D = 4(d_2 - d_1) d_1 K_1 (1 - R)$$

Fissando  $R = 0,10$  è possibile definire i parametri  $K_1$  e  $K_2$  Risolvendo in maniera iterativa il seguente sistema con variabili  $d_1$  e  $K_1$ :

$$\begin{cases} \xi = \frac{2(d_2 - d_1) d_1 K_1 (1 - R)}{\pi K_{eq} d_2^2} \\ F_2 = d_2 K_{eq} \end{cases}$$

Di seguito si riportano i valori di dei parametri non lineari ottenuti per ciascun stato limite considerati uguali nelle due direzioni orizzontali ortogonali. La rigidezza verticale  $K_v$  è stata considerata infinita.

RI_SLC		
$K_{eq}$	1086	kN/m
$K_1$	821	kN/m
$F_1$	70.45	kN

RI_SLV		
$K_{eq}$	1173	kN/m
$K_1$	865	kN/m
$F_1$	44.23	kN

RI_SLD		
$K_{eq}$	1444.5	kN/m
$K_1$	1012	kN/m
$F_1$	29.69	kN

RI_SLO		
$K_{eq}$	1672.6	kN/m
$K_1$	1145	kN/m
$F_1$	24.69	kN

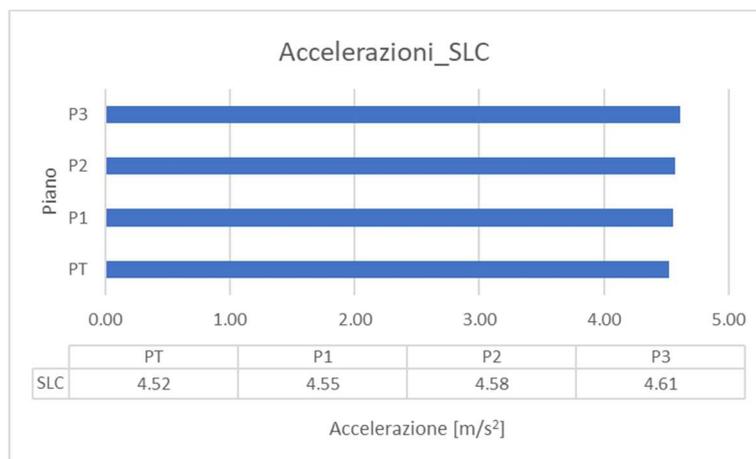
*Tab. 5.2-Parametri non lineari isolatori elastomerici.*

## 5.2 CONSIDERAZIONI SU DRIFT E ACCELERAZIONI DI PIANO

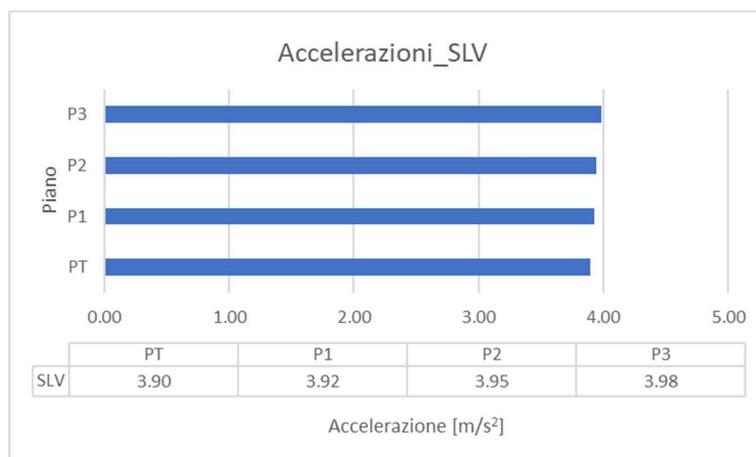
Dalle analisi effettuate sono stati ricavati dati relativi a drift e accelerazioni di piano relativi ai vari stati limite così da poter valutare il comportamento e le azioni cui è soggetta la sovrastruttura per eventi sismici con diverse probabilità di accadimento e quindi di diversa entità, anche in funzione del mutato comportamento del sistema di isolamento a seguito della variazione di spostamento subito.

In particolare, le accelerazioni sono state valutate come media di quelle subite dai vari punti attribuiti cui è attribuito il medesimo “constant” di piano (e quindi considerati come appartenenti al medesimo piano rigido); gli spostamenti di interpiano (o drift di piano), invece, sono stati valutati come i massimi registrati tra le varie pilastrate per ogni piano. Di seguito si riportano i grafici prodotti dai risultati ottenuti.

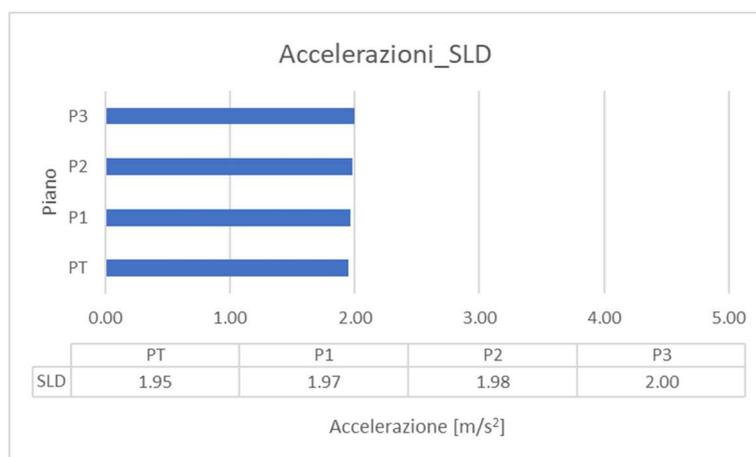
- Accelerazioni di piano:



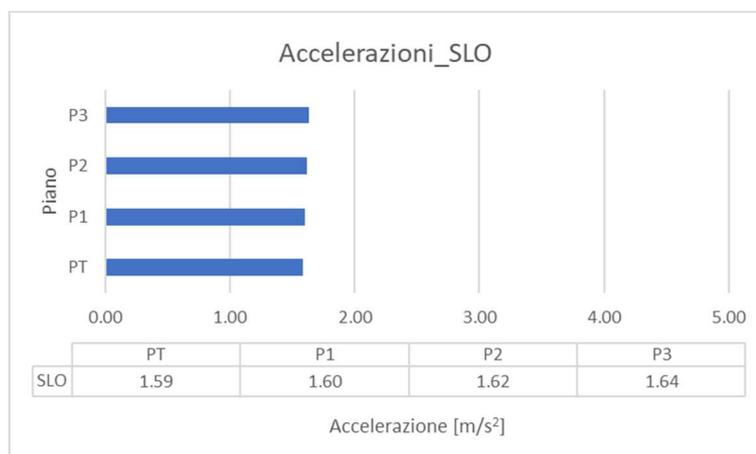
**Fig. 5.8-Accelerazioni di piano – SLC.**



**Fig. 5.9-Accelerazioni di piano – SLV.**

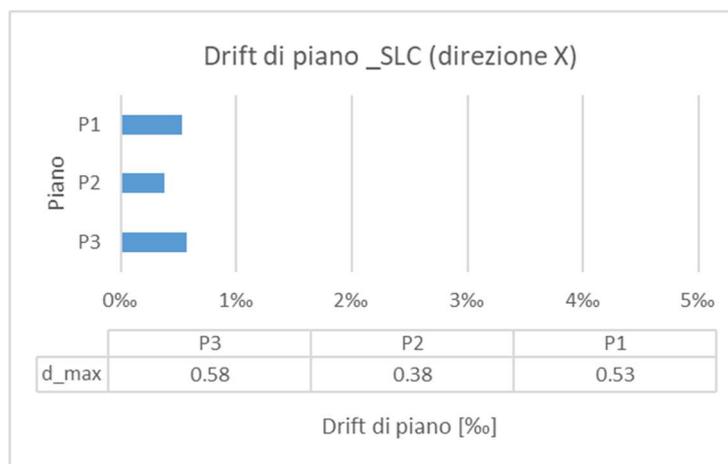


**Fig. 5.10-Accelerazioni di piano – SLD.**

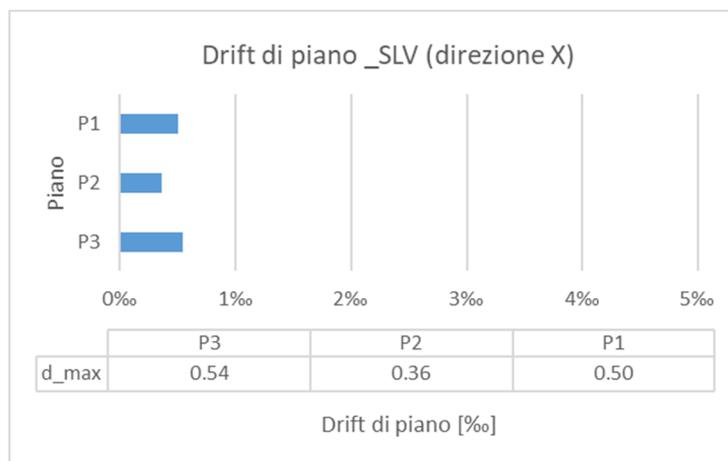


**Fig. 5.11**-Accelerazioni di piano – SLO.

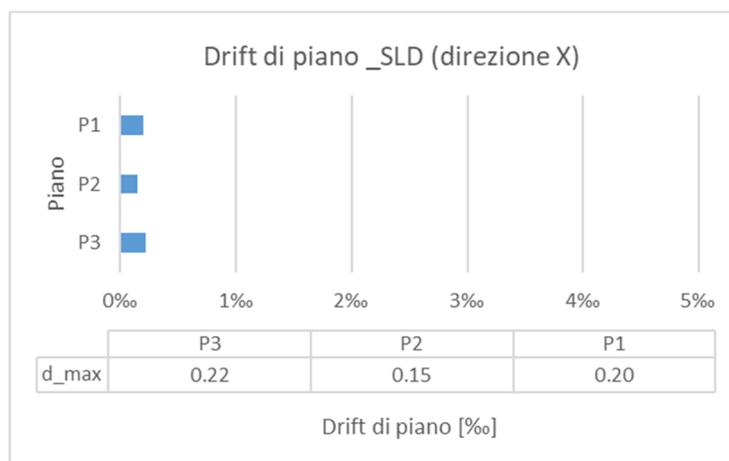
- Spostamenti di interpiano – direzione X:



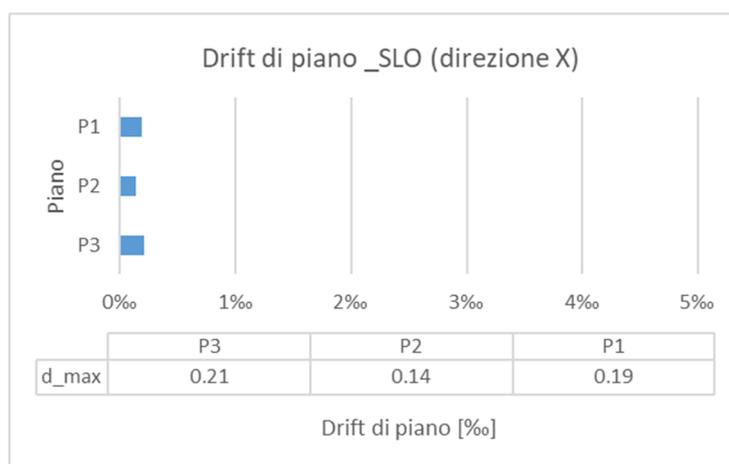
**Fig. 5.12**-drift di piano (direzione X) – SLC.



**Fig. 5.13**-drift di piano (direzione X) – SLV.

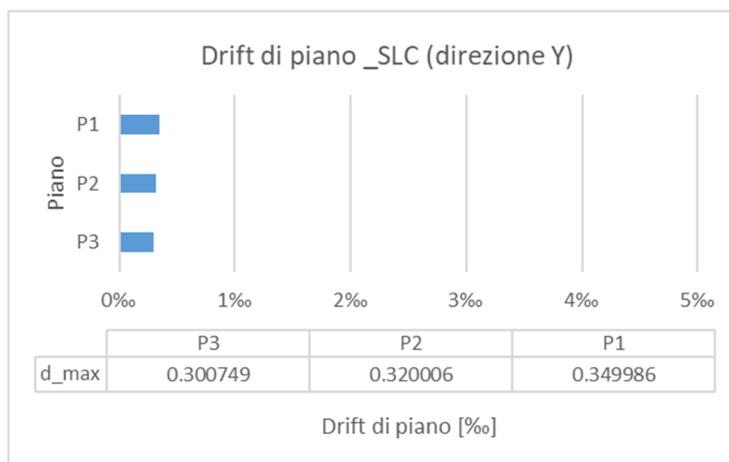


**Fig. 5.14**-drift di piano (direzione X) – SLD.

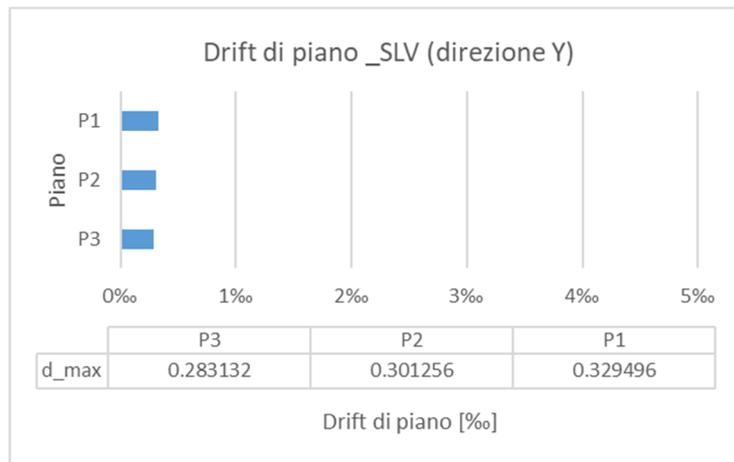


**Fig. 5.15**-drift di piano (direzione X) – SLO.

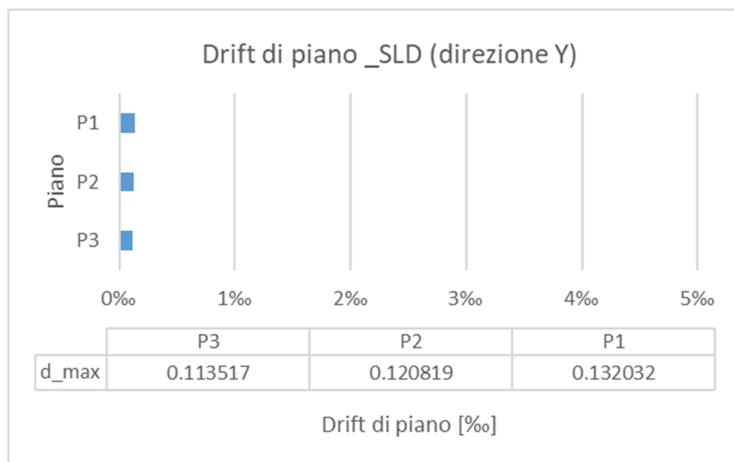
- Spostamenti di interpiano – direzione X:



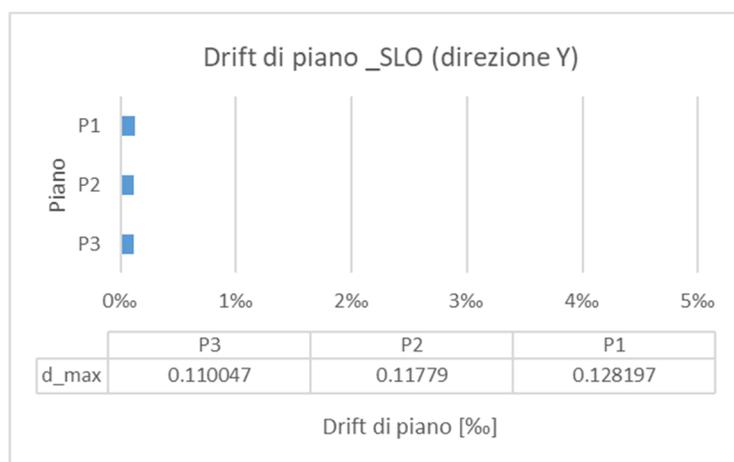
**Fig. 5.16**-drift di piano (direzione Y) – SLC.



**Fig. 5.17**-drift di piano (direzione Y) – SLV.



**Fig. 5.18**-drift di piano (direzione Y) – SLD.



**Fig. 5.19**-drift di piano (direzione Y) – SLO.

Dai grafici precedenti si può osservare come le accelerazioni risultino estremamente uniformi indipendentemente dallo stato limite considerato oltre che piuttosto elevate per gli standard un edificio isolato alla base. I livelli di accelerazione si attestano infatti sui  $4 \div 4,5 \text{ m/s}^2$  per gli stati limite ultimi e scendono di poco al di sotto dei  $2 \text{ m/s}^2$  per gli stati limite di esercizio.

Per quanto riguarda gli spostamenti di interpiano, questi si mantengono sempre inferiori all' 1‰ a prescindere dalla direzione e stato limite considerato, con drift che risultano comunque inferiori in direzione Y rispetto a quelli registrati in direzione X.

I risultati ottenuti dimostrano in maniera inequivocabile l'estrema rigidità della struttura, che infatti per ragioni di adattamento allo schema architettonico e di necessità di coprire luci importanti (e quindi di sostenere carichi e sollecitazioni importanti già in termini di soli carichi verticali) risulta costituita di elementi strutturali (travi e pilastri) che possono considerarsi sovradimensionati, soprattutto se si pensa che ci si riferisce a una concezione strutturale (struttura isolata alla base) che permette di evitare la progettazione in gerarchia delle resistenze e il rispetto dei dettagli costruttivi (§7.3.6. NTC2018) ed è quindi solitamente accompagnata da un certo risparmio dal punto di vista sezioneale.

L'elevata rigidità della struttura è dimostrata dal bassissimo valore degli spostamenti di interpiano, associati a massimi spostamenti in sommità inferiori a 2 mm per qualunque pilastrata, e al conseguente aumento uniforme delle accelerazioni di piano.

Il valore elevato delle accelerazioni di piano rispetto a quelle che tipicamente si osservano su edifici isolati molto probabilmente è anche dovuto al fatto che il periodo di isolamento raggiunto (2,32 s dalla modellazione con SAP2000) è inferiore agli standard solitamente ricercati ( $2 \div 2,5 \text{ s}$ ).

Tali valori di accelerazione garantiscono quindi di mantenersi, per gli SLE, al di sotto del limite di 0,3g fissato dalle FEMA (P58) per garantire l'assenza di danno a elementi non strutturali e impianti.

In conclusione, sono stati confrontati gli spostamenti subiti dal sistema di isolamento ai vari stati limite valutati con le due tipologie di modello, lineare e non lineare, ed è stato possibile osservare una netta corrispondenza, con valori che non si discostano di più del 8% gli uni dagli altri. Di seguito si riportano i valori di spostamento riferiti al baricentro del piano di scivolamento calcolati con analisi dinamiche lineari con spettro di risposta e non lineari con accelerogrammi artificiali spettro compatibili evidenziando la differenza di valore in termini percentuali.

STATO LIMITE	L [m]	NL [m]	Variazione [%]
SLC	0.3369	0.3319	1.50
SLV	0.2860	0.2792	2.40
SLD	0.1205	0.1136	5.69
SLO	0.0891	0.0961	-7.79

*Tab. 5.3-Differenze tra spostamenti del sistema di isolamento registrati ai vari stati limite per analisi dinamiche Lineari (L) e Non Lineari (NL)*

Come si può osservare le variazioni percentuali sono minime e permettono di considerare quindi simile la rispondenza della struttura al diverso tipo di analisi.

## 6 APPROFONDIMENTO SUGLI EFFETTI DI TERREMOTI NEAR-FAULT

Dal confronto tra analisi lineari con spettri di risposta e non lineari con accelerogrammi artificiali si è potuto osservare come il comportamento della struttura isolata possa essere associato a quello di un oscillatore semplice, con sovrastruttura considerabile come infinitamente rigida che trasla sul sistema di isolamento. Questo ci consente quindi di valutare gli effetti in termini di spostamento del sistema di isolamento di segnali reali opportunamente selezionati con un confronto diretto sullo spettro in pseudo-accelerazione relativo, riferito appunto a un sistema a un grado di libertà. Nel seguito si propone quindi un database di segnali di diversi eventi, in funzione del quale sono state fatte le successive considerazioni.

### 6.1 SELEZIONE DEI SEGNALI DI INPUT

Per la selezione degli accelerogrammi da utilizzare per l'analisi sono stati sfruttati diversi database che raccolgono, ciascuno in riferimento a un diverso ambito territoriale (nazionale, europeo e mondiale), le registrazioni dei fenomeni sismici effettuate dalle diverse stazioni accelerometriche presenti sul territorio.

Per quanto riguarda l'analisi relativa a fenomeni di interesse locale, nazionale ed europeo i database di riferimento utilizzati sono:

- Database della *Rete Accelerometrica Nazionale* (RAN);
- *Engineering Strong Motions database* (ESM).

A livello mondiale si è invece fatto riferimento al database:

- *Next Generation Attenuation* (NGA) – *West*.

Per la selezione dei segnali sono stati poi seguiti i seguenti criteri di scelta:

- 
- RegISTRAZIONI relative a siti con caratteristiche di suolo paragonabili a quelle del sito in esame (Cat. C1);
  - RegISTRAZIONI definite “pulse-like” in conformità ai parametri di modificazione del modello PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Analysis) proposti da Shrey Kumar Shahi per tener conto degli effetti di direzionalità e distanza dall’epicentro e già implementati nei database utilizzati;
  - RegISTRAZIONI caratterizzate da magnitudo compresa nel range di  $6 \div 7 M_w$  indipendentemente dalla tipologia di faglia (normale o trascorrente) e aventi periodo di impulso ( $T_p$ ) il più prossimo possibile al periodo fondamentale della struttura.
  - Valori di PGA (massima accelerazione al suolo) confrontabili con quella dello spettro di normativa (0,450g). Per eventi privi di regISTRAZIONI aventi pseudo-accelerazioni d’attacco allo spettro confrontabili si è proceduto a una scalatura lineare di questi ultimi in funzione del rapporto di PGA.

Al netto delle assunzioni fatte sono stati scelti, per ciascun ambito, i seguenti fenomeni:

- Ambito nazionale:
  - o Terremoto di Mirandola del 29.05.2012;
  - o Terremoto di Norcia del 30.10.2016.
  - o Terremoto del Golfo di Patti del 15.04.1978;
  - o Terremoto del Friuli del 11.09.1976.
- Ambito europeo:
  - o Terremoto di Kocaeli (Turchia) del 17.08.1999;
  - o Terremoto di Bolu (Turchia) del 12.11.1999;
  - o Terremoto del Montenegro del 15.04.1979.

In ambito europeo solo penisola Balcanica e Turchia come l'Italia risultano avere caratteristiche sismogenetiche capaci di definire eventi aventi magnitudo momento superiore a 6.

- Ambito mondiale:
  - Terremoto di Imperial Valley (California) del 1979;
  - Terremoto di Loma Prieta (California) del 1989;
  - Terremoto di Northridge (California) del 1994;
  - Terremoto di Kobe (Giappone) del 1995;
  - Terremoto di Chi-Chi (Taiwan) del 1999;
  - Terremoto di Parkfield (California) del 2004;
  - Terremoto di Darfield (Nuova Zelanda) del 2010;
  - Terremoto di El Mayor Cucapah (Messico) del 2010.

Di ciascun evento sono riportate più registrazioni effettuate da diverse stazioni accelerometriche purché nel rispetto delle condizioni sopraelencate.

In ambito nazionale è stato eseguito poi un lavoro ulteriore riportando segnali appartenenti a registrazioni “non pulse-like”, riportando oltre agli spettri gli accelerogrammi da cui derivano per avere un termine di confronto tra le due categorie di eventi. I database italiani ed europei inoltre distinguono i dati di accelerazione registrati lungo due direzioni ortogonali, Nord-Sud ed Est-Ovest, che in ambito mondiale divengono direzione 1 e 2, permettendo considerazioni ulteriori in termini di direzionalità.

Per motivi di sintesi in ambito mondiale non vengono forniti gli spettri delle singole registrazioni ma unicamente quelle considerate più sfavorevoli per il sistema di isolamento.

Di seguito si riportano segnali e spettri delle registrazioni degli eventi selezionati per i diversi ambiti territoriali.

## 6.1.1 Ambito nazionale

EVENTO	RECORD	PGA_E	PGA_N	M <sub>w</sub>	d [km]	PULSE-LIKE
Mirandola 2012	MIR01	0.4193	0.3802	6	0.5	SI
	TO814	0.4436	0.5048	6	9.3	NO
	MIR04	0.3997	0.3070	6	13	SI
Norcia 2016	CLO	0.4267	0.5842	6.5	7.8	SI
	CNE	0.4758	0.5842	6.5	7.8	NO
Friuli 1976	BUI25	0.1084	0.234	5.6	11.7	SI
	BUI27	0.0931	0.1106	5.6	7.8	SI
Golfo di Patti 1978	PTT1	0.1623	0.0707	6	18.3	SI

Tab. 6.1-Eventi pulse like registrati in ambito nazionale.

1. TERREMOTO DI MIRANDOLA 2012

Registrazione N.1: MIR01 00 IT-2012-0011

MIR01	PL	SI
	PGA_E	0.4193
	PGA_N	0.3802
	M <sub>w</sub>	6
	d [km]	0.5

Tab. 6.2-Specifiche MIR01.

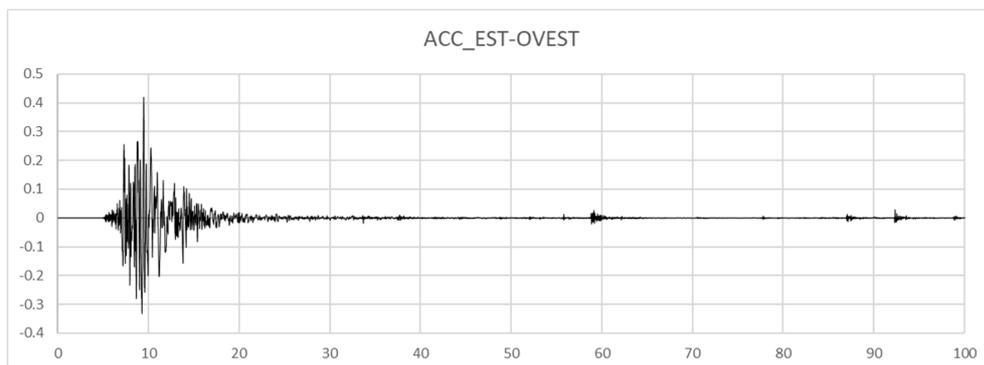
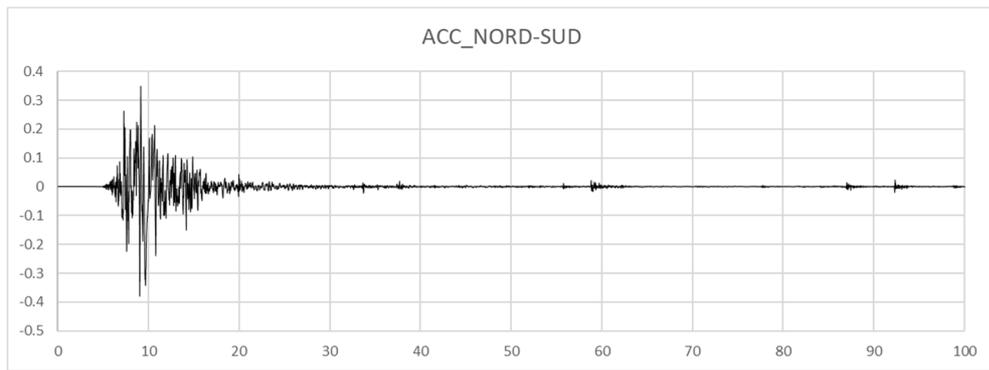
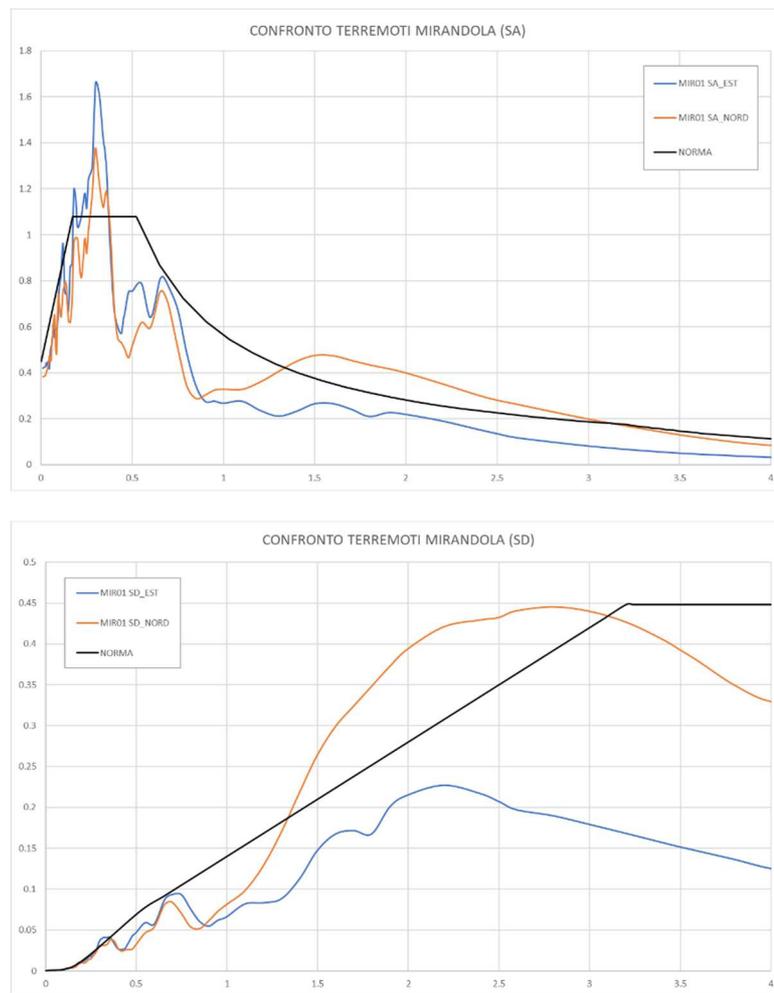


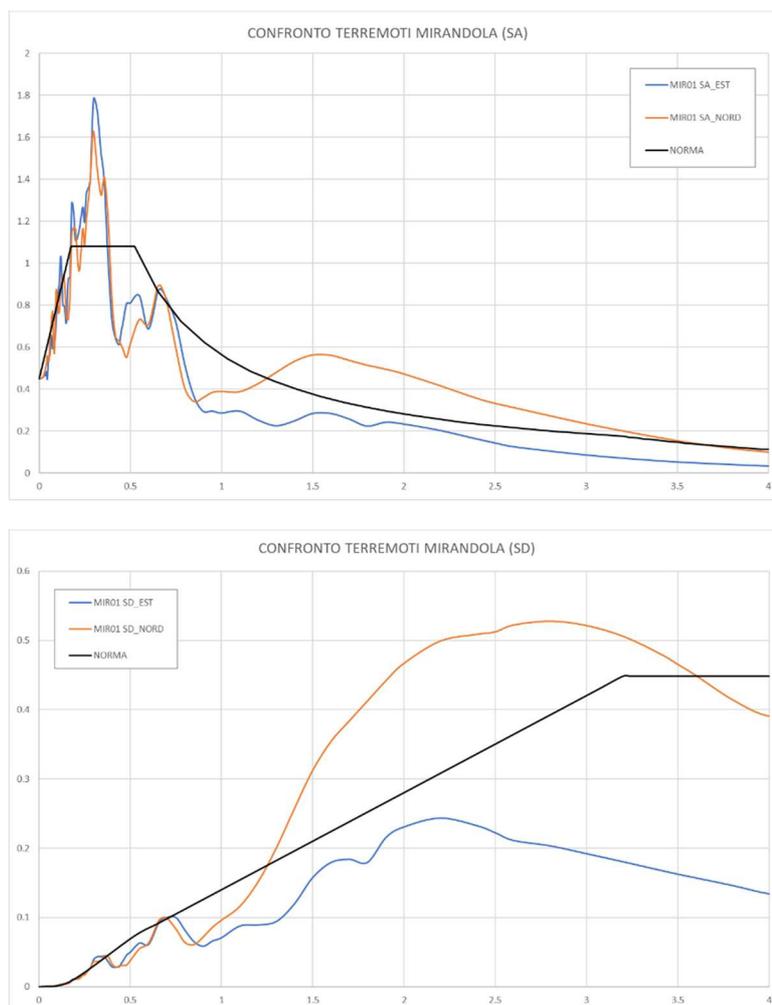
Fig. 6.1-Accelerogramma Est-Ovest.



*Fig. 6.2-Accelerogramma Nord-Sud.*



*Fig. 6.3-Spettri reali.*

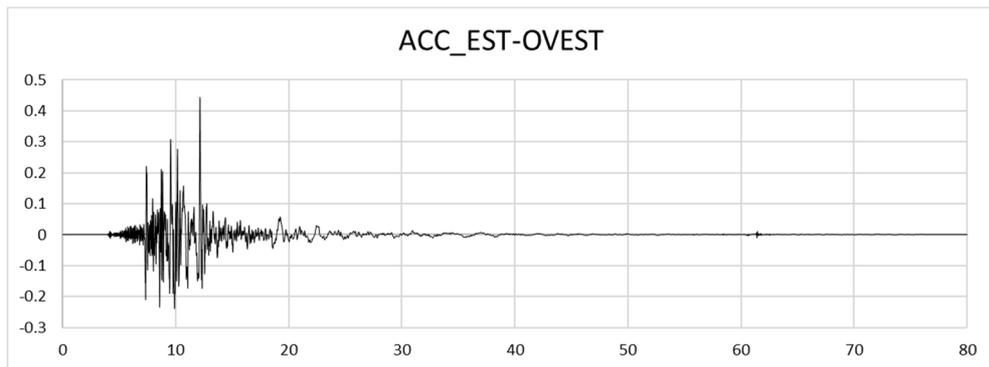


*Fig. 6.4-Spettri scalati.*

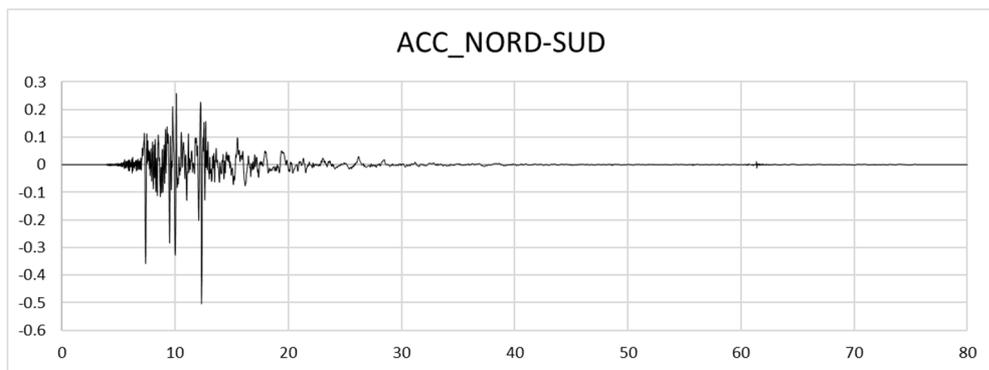
Registrazione N.2: T0814 00 IT-2012-0011

T0814	PL	NO
	PGA_E	0.4436
	PGA_N	0.5048
	M <sub>w</sub>	6
	d [km]	9.3

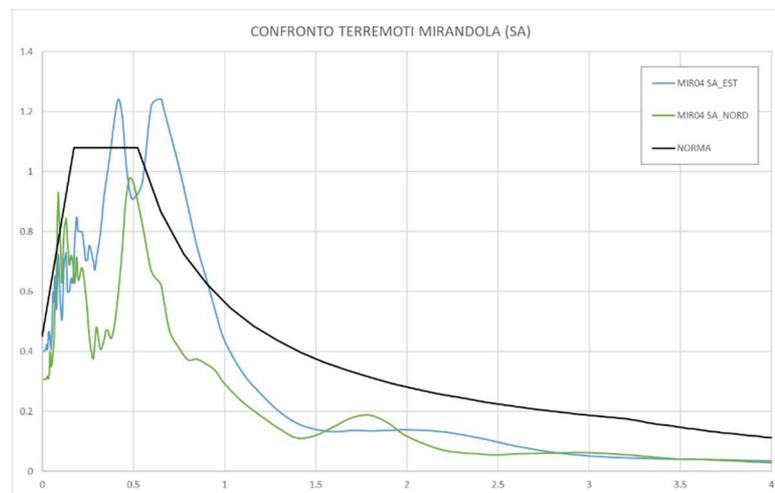
*Tab. 6.3-Specifiche T0814.*

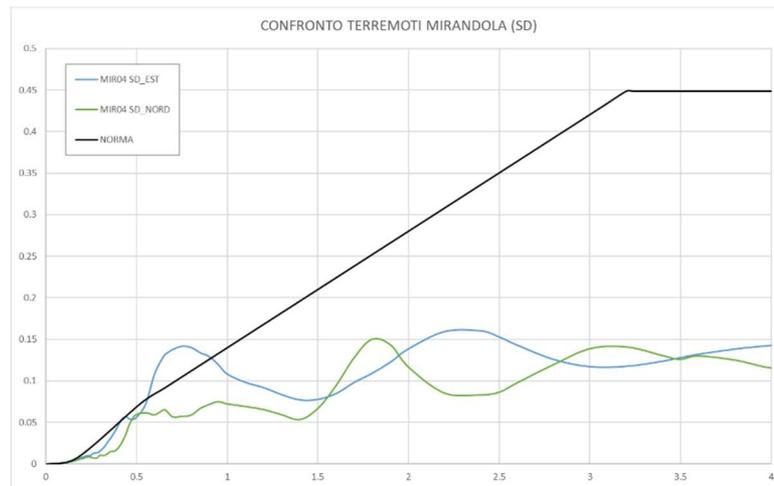


*Fig. 6.5-Accelerogramma Est-Ovest.*

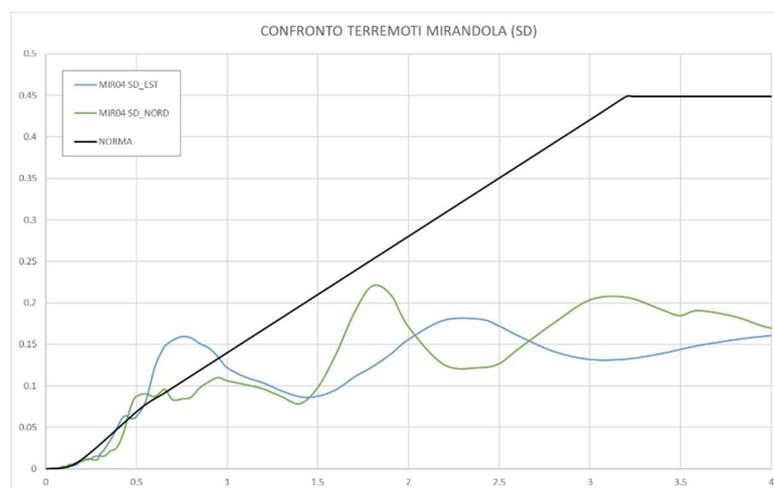
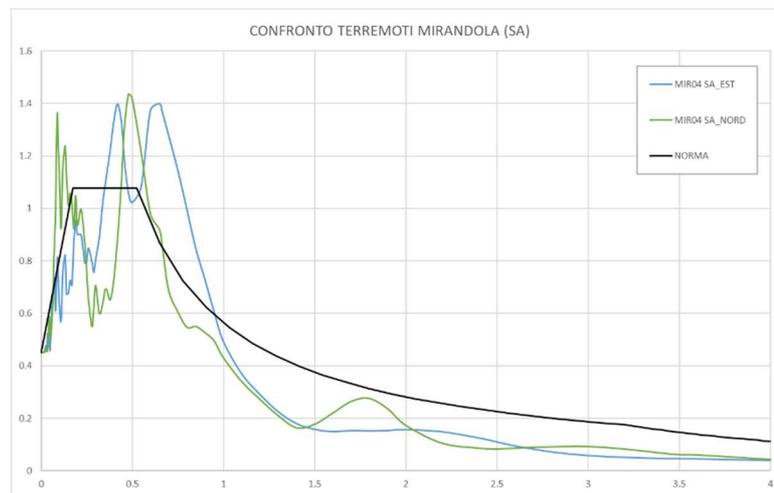


*Fig. 6.6-Accelerogramma Est-Ovest.*





*Fig. 6.7-Spettri reali.*

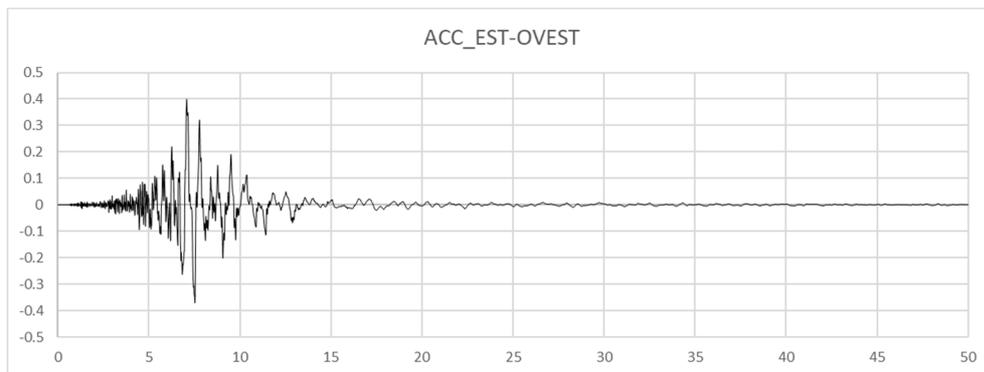


*Fig. 6.8-Spettri scalati.*

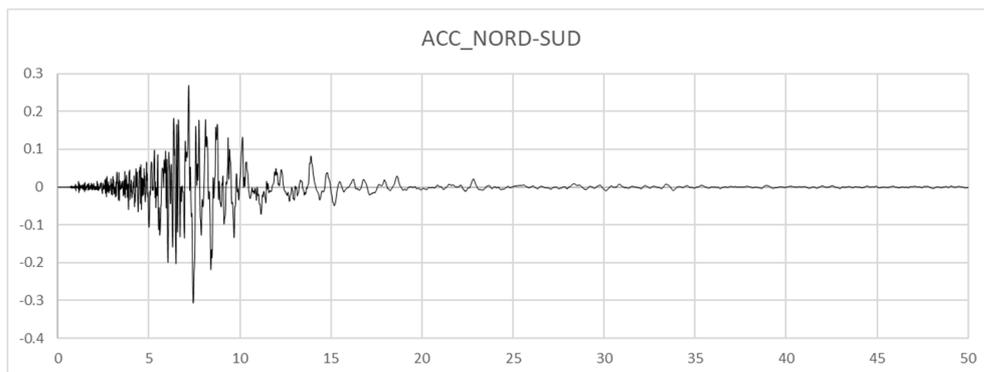
Registrazione N.3: MIR04 00 IT-2012-0011

MIR04	PL	SI
	PGA_E	0.3997
	PGA_N	0.3070
	M <sub>w</sub>	6
	d [km]	13

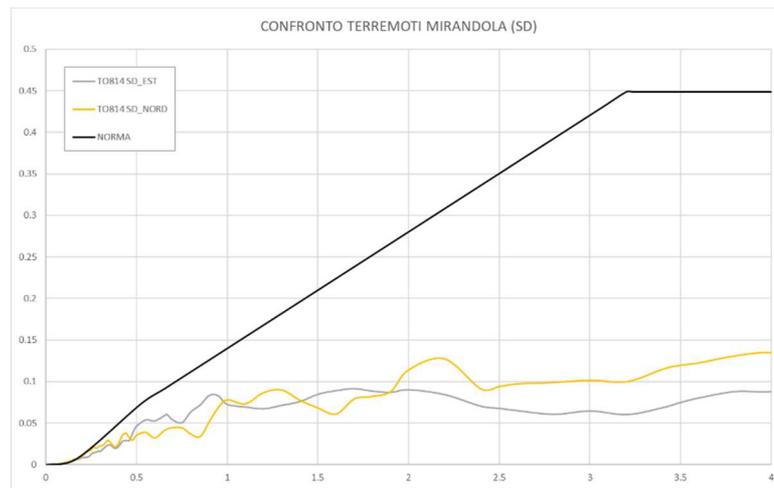
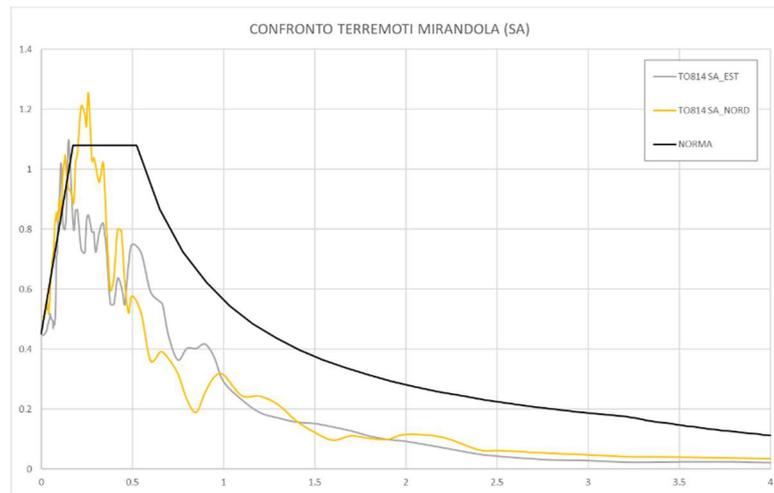
*Tab. 6.4-Specifiche MIR04.*



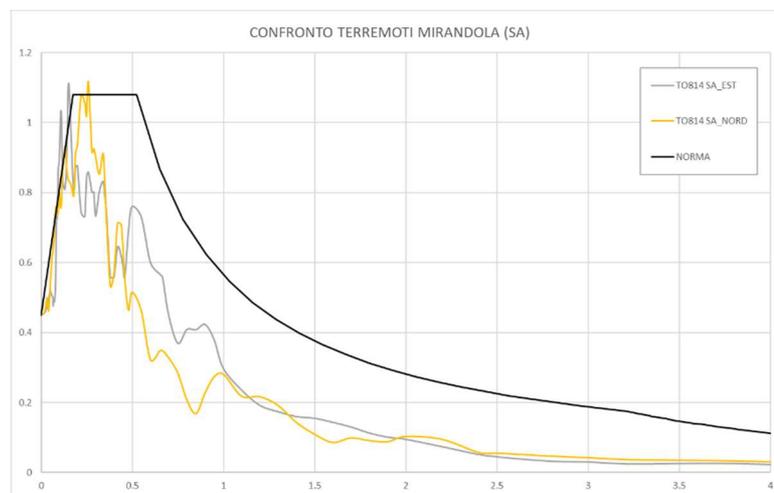
*Fig. 6.9-Accelerogramma Est-Ovest.*



*Fig. 6.10-Accelerogramma Nord-Sud.*



**Fig. 6.11-Spettri reali.**



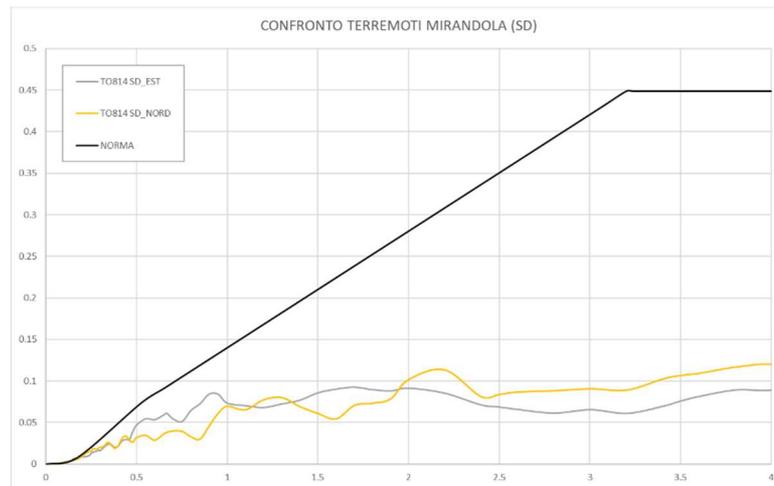


Fig. 6.12-Spettri scalati.

Confronto spettri:

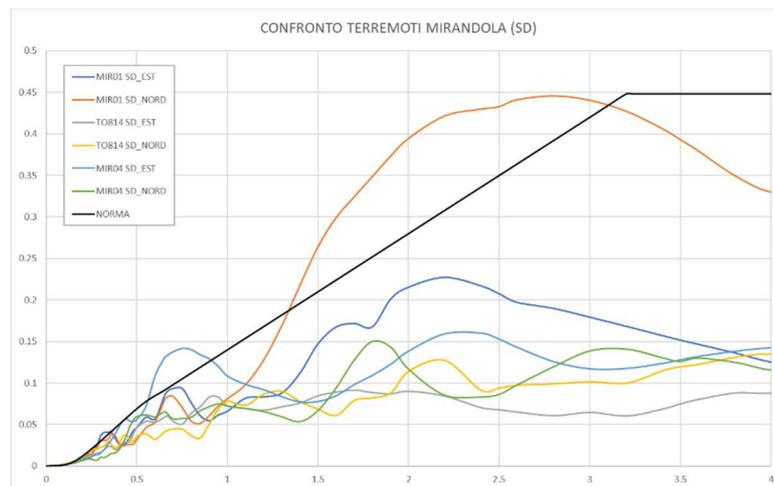
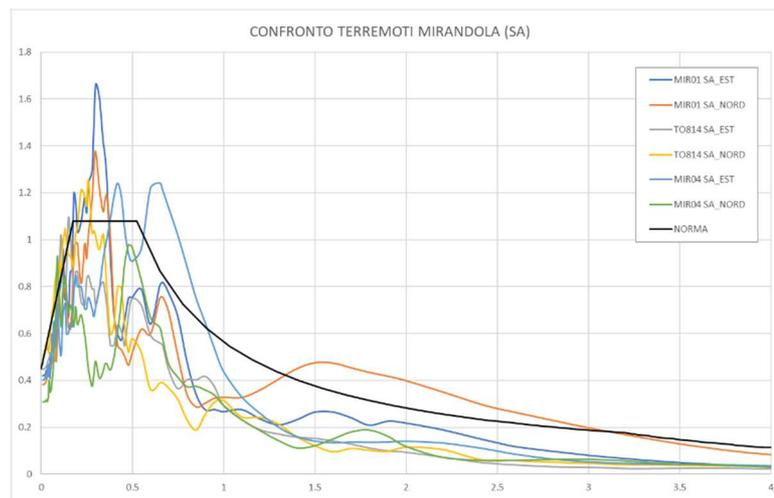


Fig. 6.13-Spettri reali.

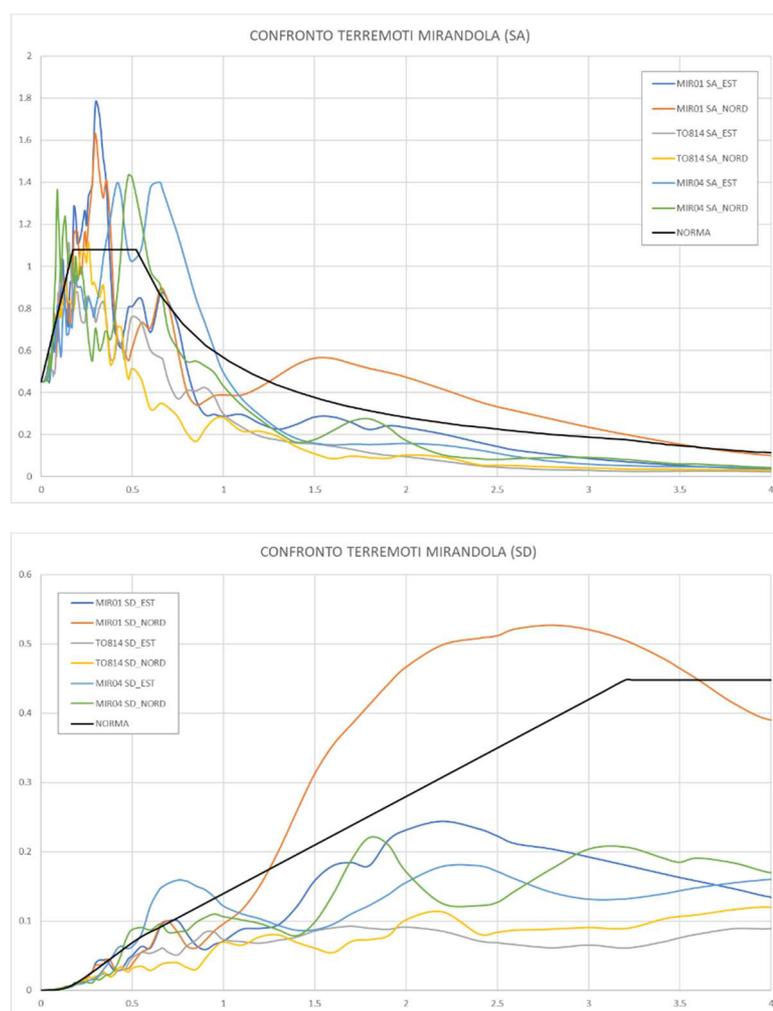


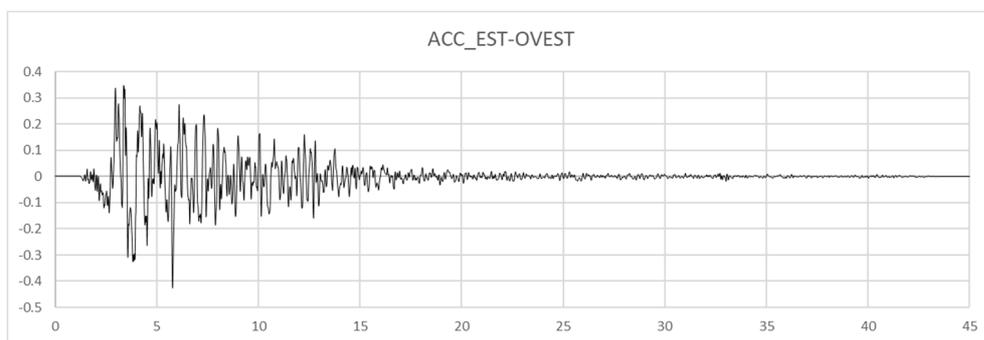
Fig. 6.14-Spettri scalati.

2. TERREMOTO NORCIA 2016

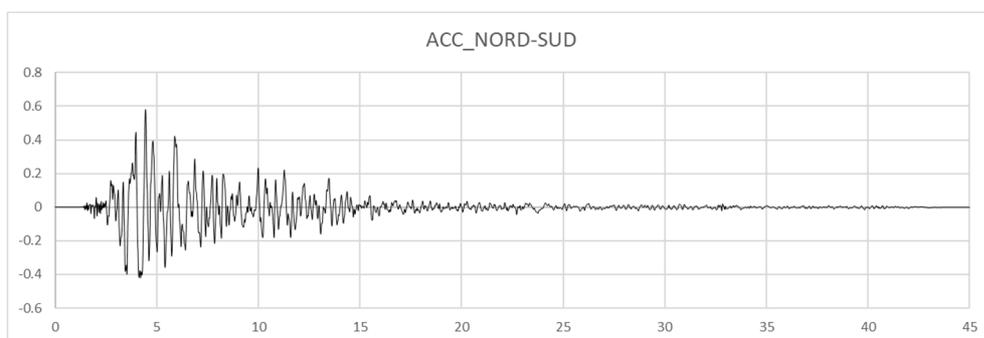
Registrazione N.1: CLO 00 EMSC-20161030\_0000029

CLO	PL	SI
	PGA_E	0.4267
	PGA_N	0.5842
	M <sub>w</sub>	6.5
	d [km]	7.8

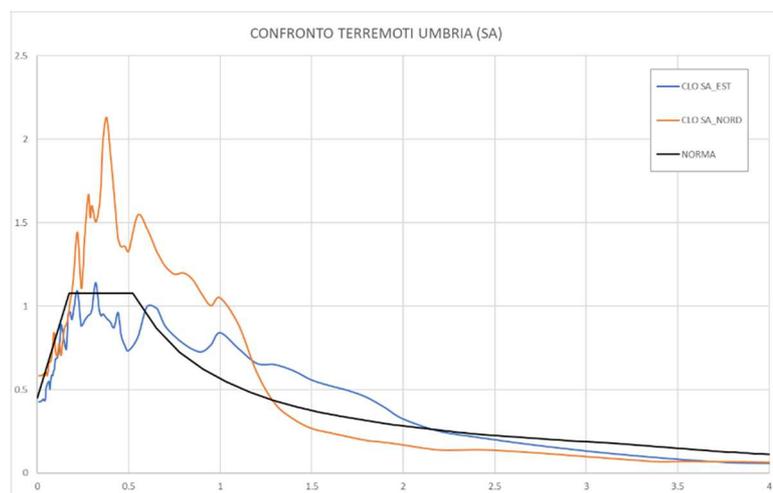
Tab. 6.5-Specifiche CLO.

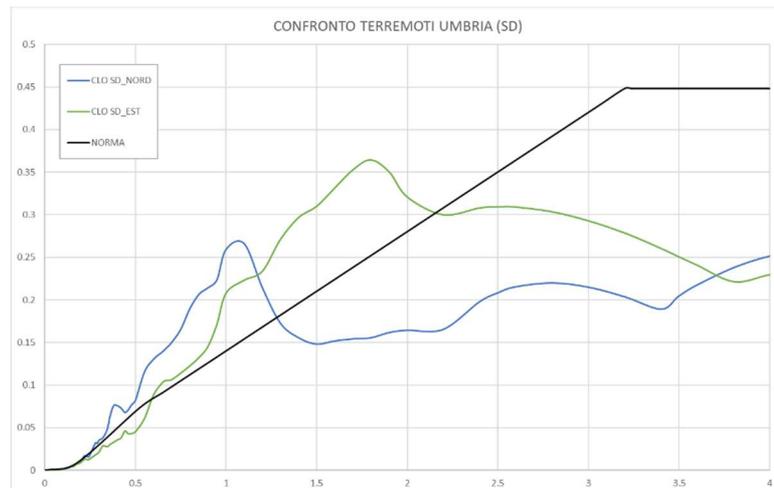


**Fig. 6.15**-Accelerogramma Est-Ovest.

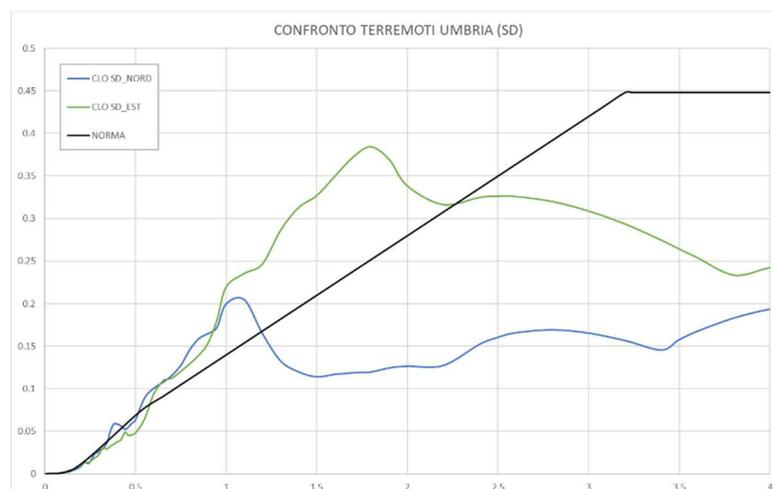
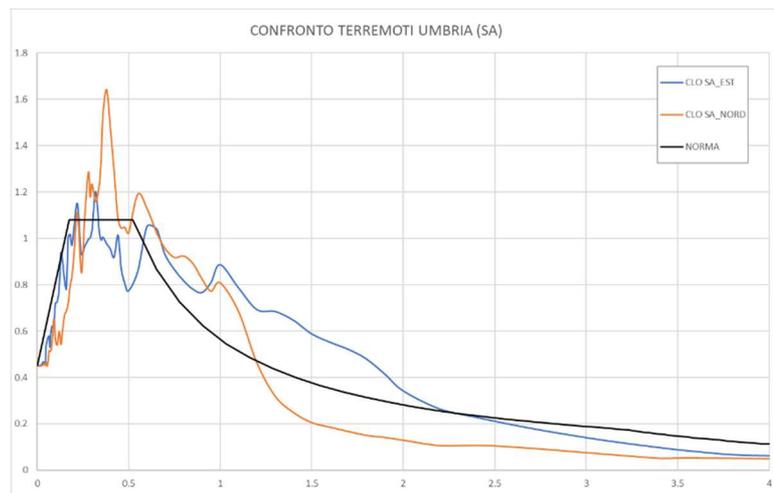


**Fig. 6.16**-Accelerogramma Nord-Sud.





*Fig. 6.17-Spettri reali.*

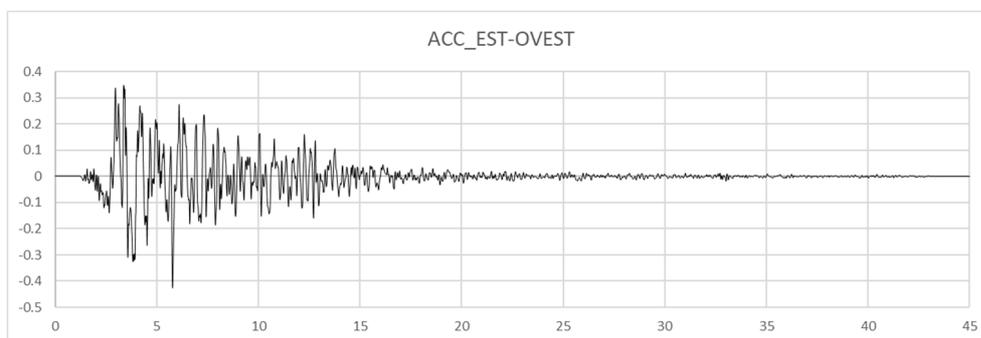


*Fig. 6.18-Spettri scalati.*

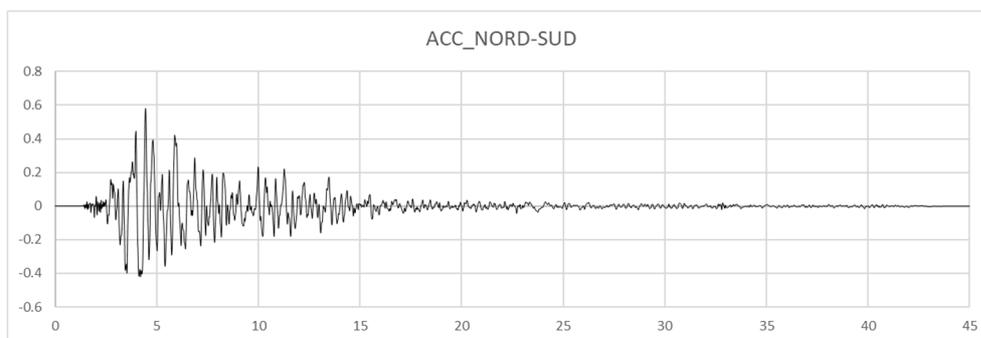
Registrazione N.2: CNE 00 EMSC-20161030\_0000029

CNE	PL	NO
	PGA_E	0.4758
	PGA_N	0.5842
	M <sub>w</sub>	6.5
	d [km]	7.8

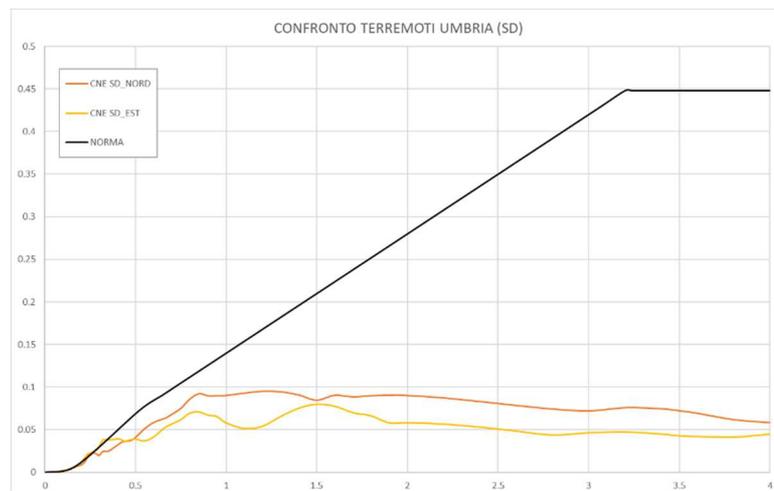
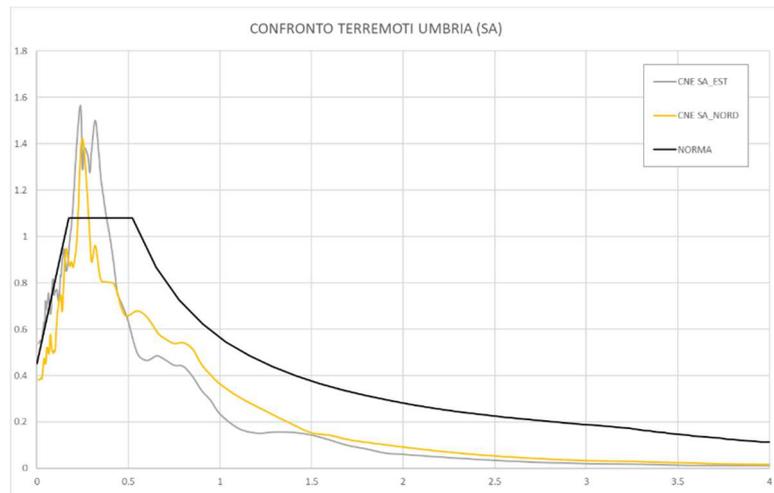
*Tab. 6.6-Specifiche CNE.*



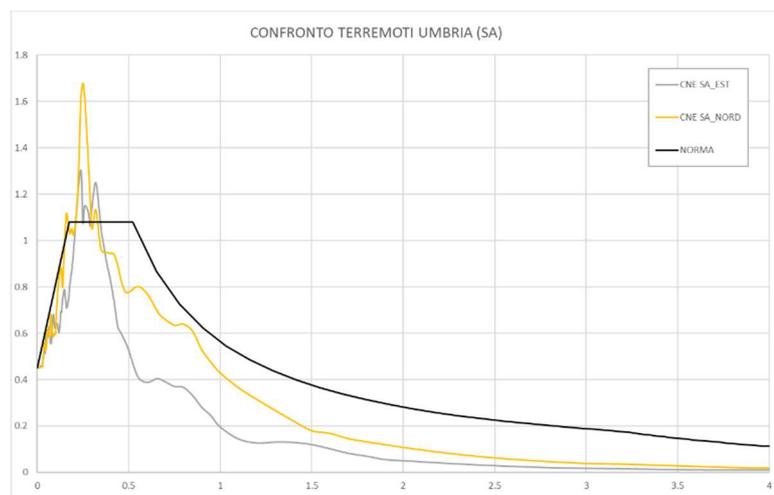
*Fig. 6.19-Accelerogramma Est-Ovest*



*Fig. 6.20-Accelerogramma Nord-Sud*



**Fig. 6.21-Spettri reali.**



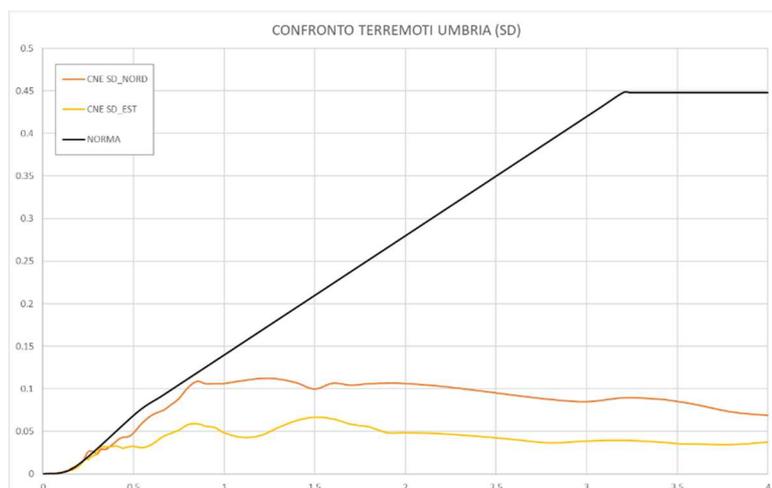


Fig. 6.22-Spettri scalati.

Confronto spettri:

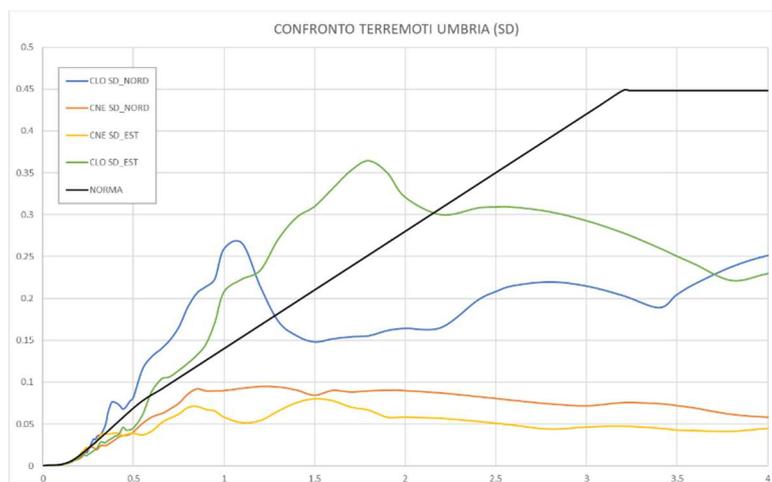
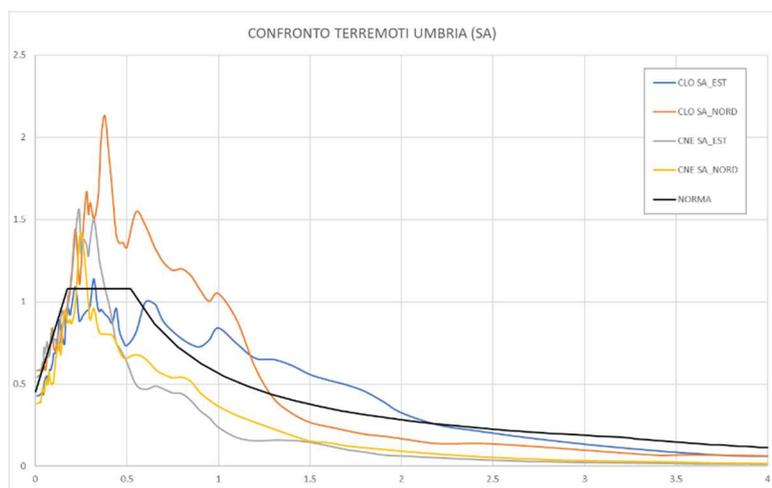


Fig. 6.23-Spettri reali.

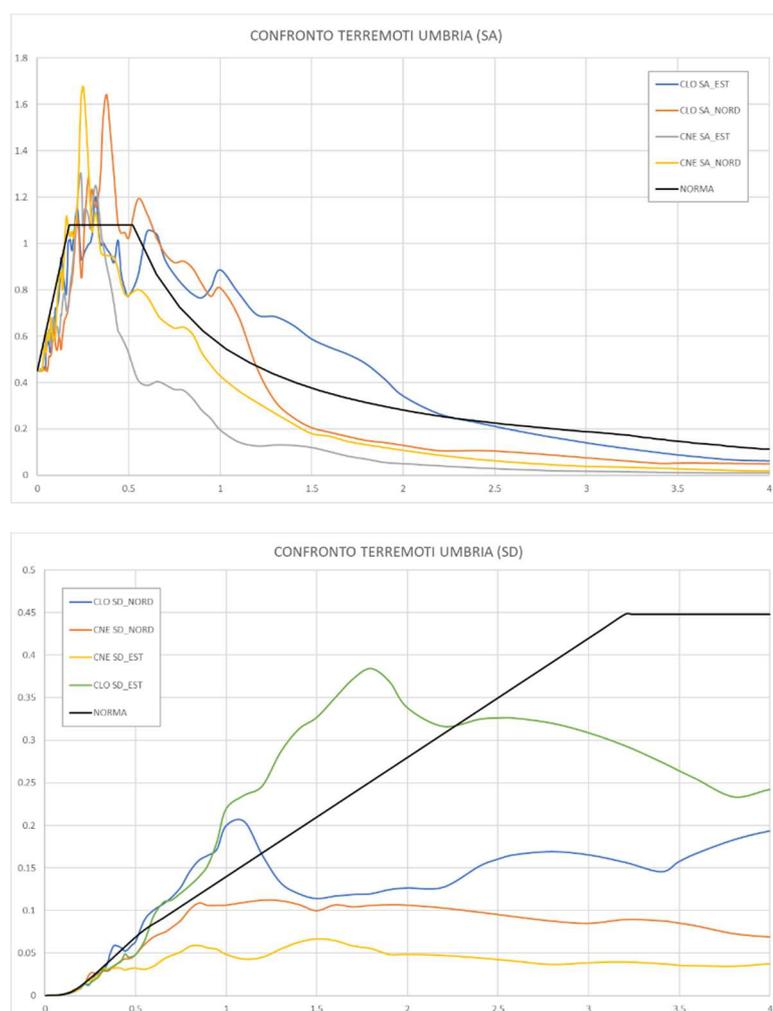


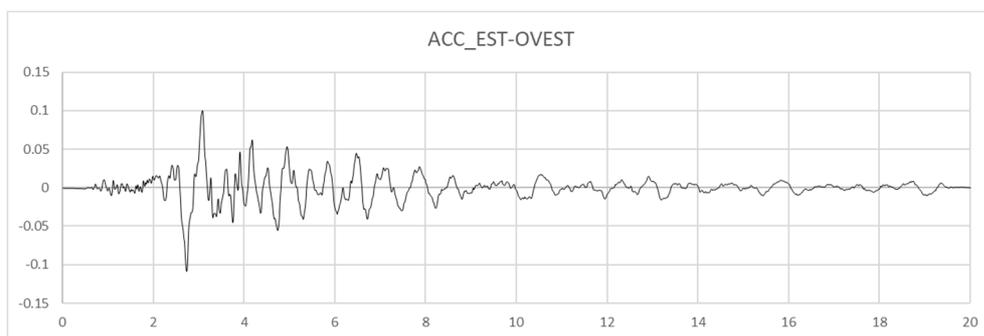
Fig. 6.24-Spettri scalati.

3. TERREMOTO FRIULI 1976

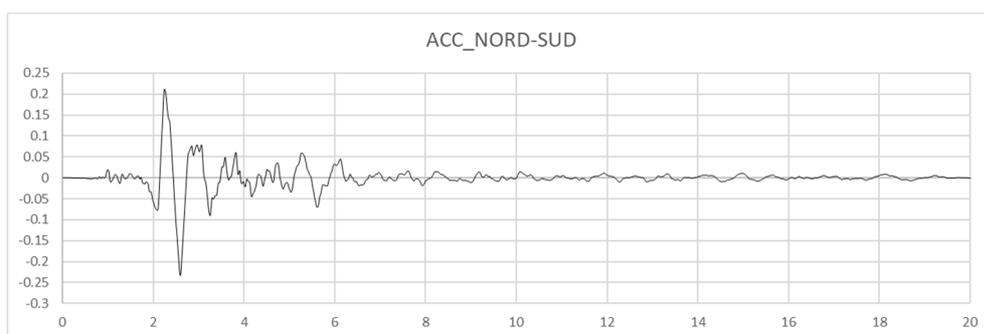
Registrazione N.1: BUI 00 IT-1976-0025 1976-09-11 163501

BUI25	PL	SI
	PGA_E	0.1084
	PGA_N	0.234
	M <sub>w</sub>	5.6
	d [km]	11.7

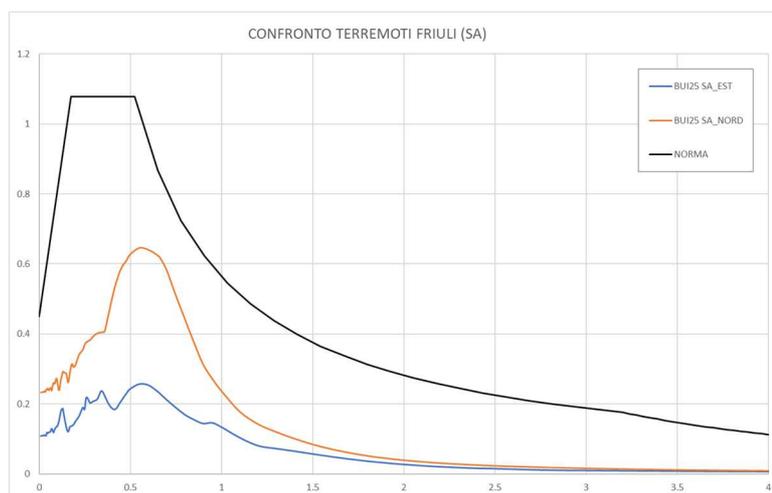
Tab. 6.7-Specifiche BUI25.



**Fig. 6.25**-Accelerogramma Est-Ovest.



**Fig. 6.26**-Accelerogramma Nord-Sud.



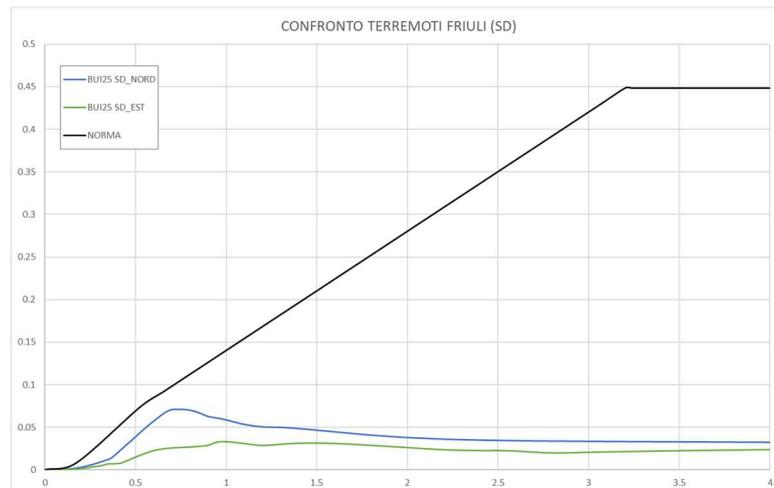


Fig. 6.27-Spettri reali.

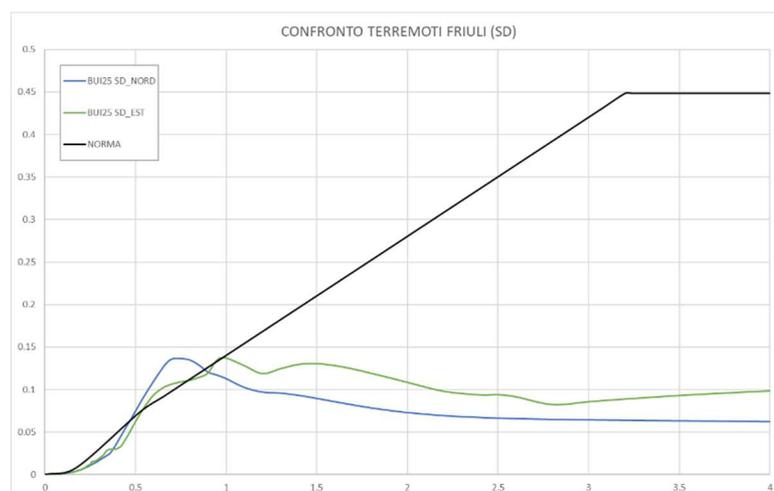
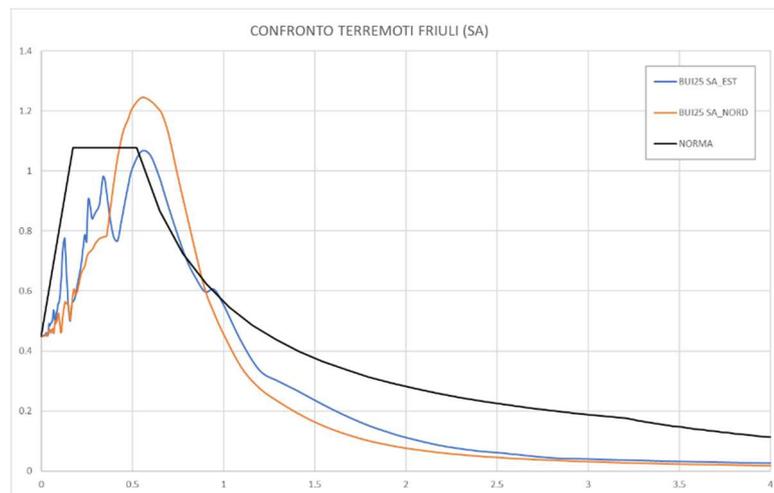
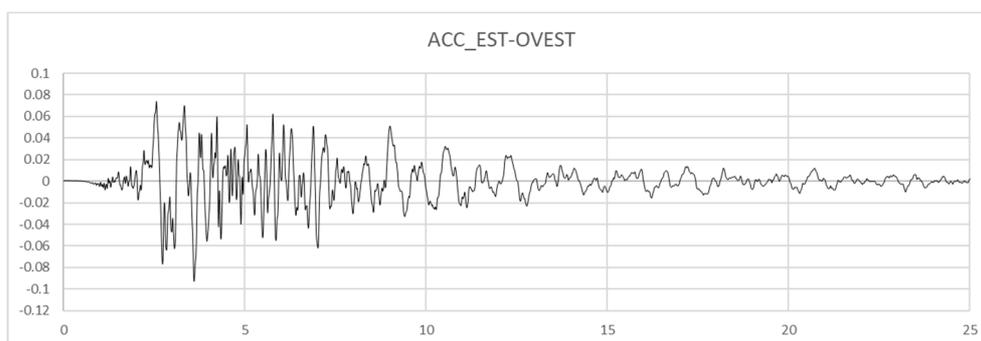


Fig. 6.28-Spettri scalati.

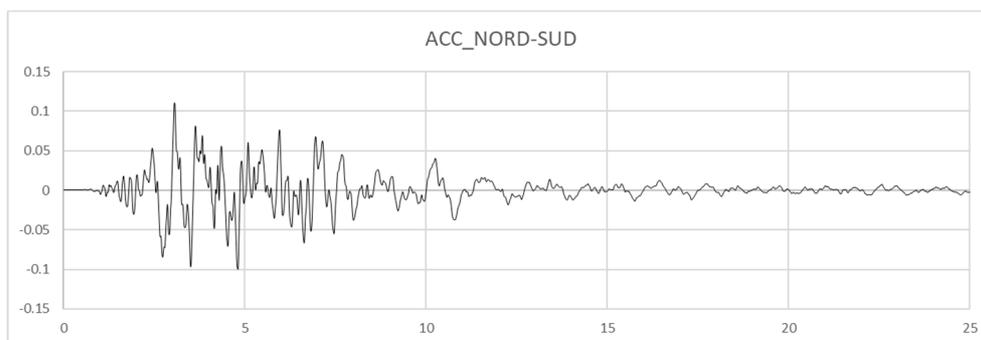
Registrazione N.2: BUI 00 IT-1976-0027 1976-09-15 031518

BUI27	PL	SI
	PGA_E	0.0931
	PGA_N	0.1106
	M <sub>w</sub>	5.6
	d [km]	7.8

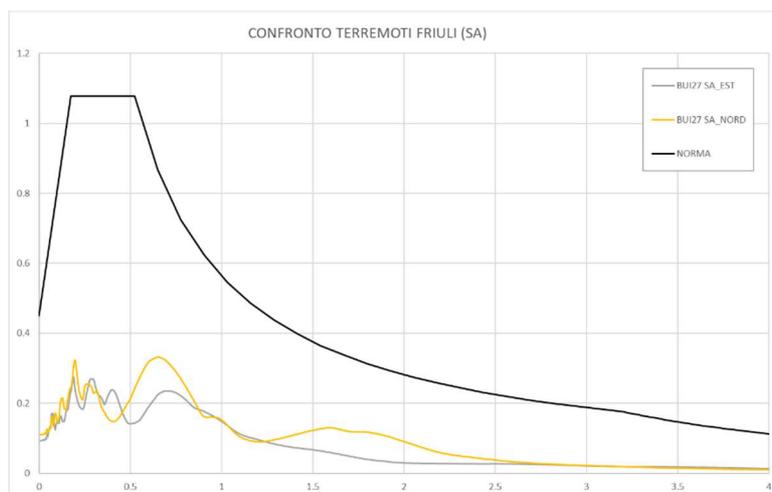
*Tab. 6.8-Specifiche BUI27.*



*Fig. 6.29-Accelerogramma Est-Ovest.*



*Fig. 6.30-Accelerogramma Nord-Sud.*



*Fig. 6.31-Spettri reali.*

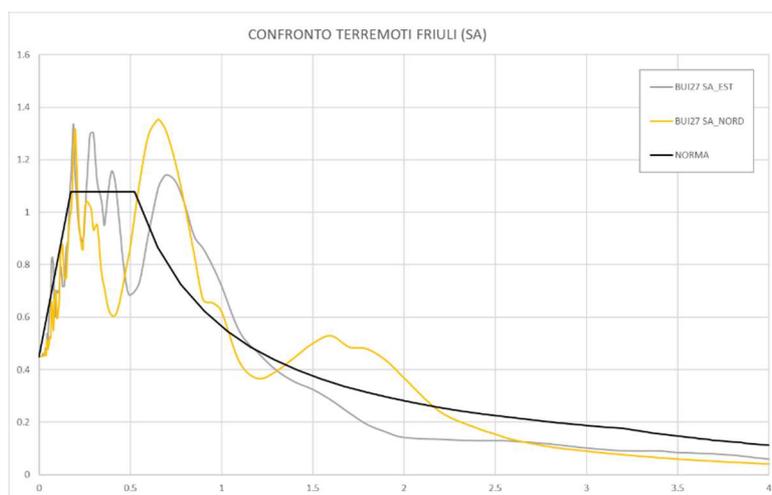




Fig. 6.32-Spettri scalati.

Confronto spettri:

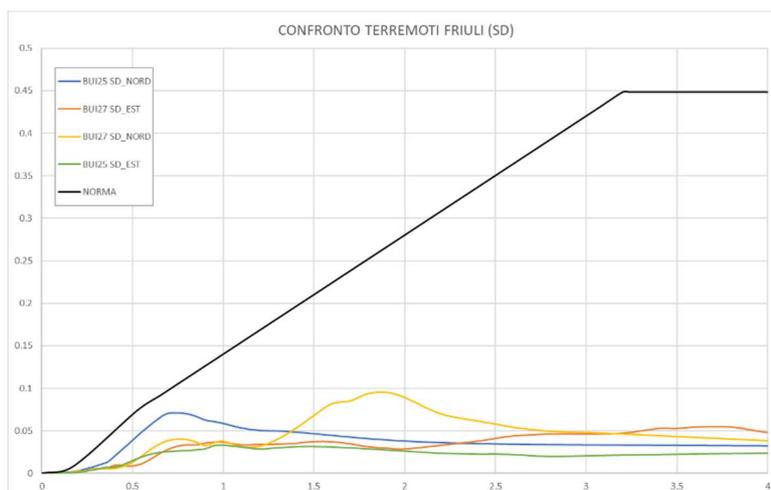
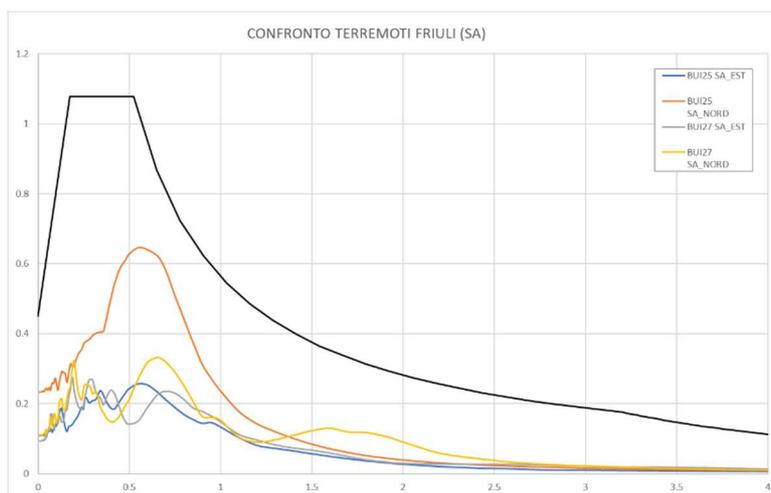


Fig. 6.33-Spettri reali.

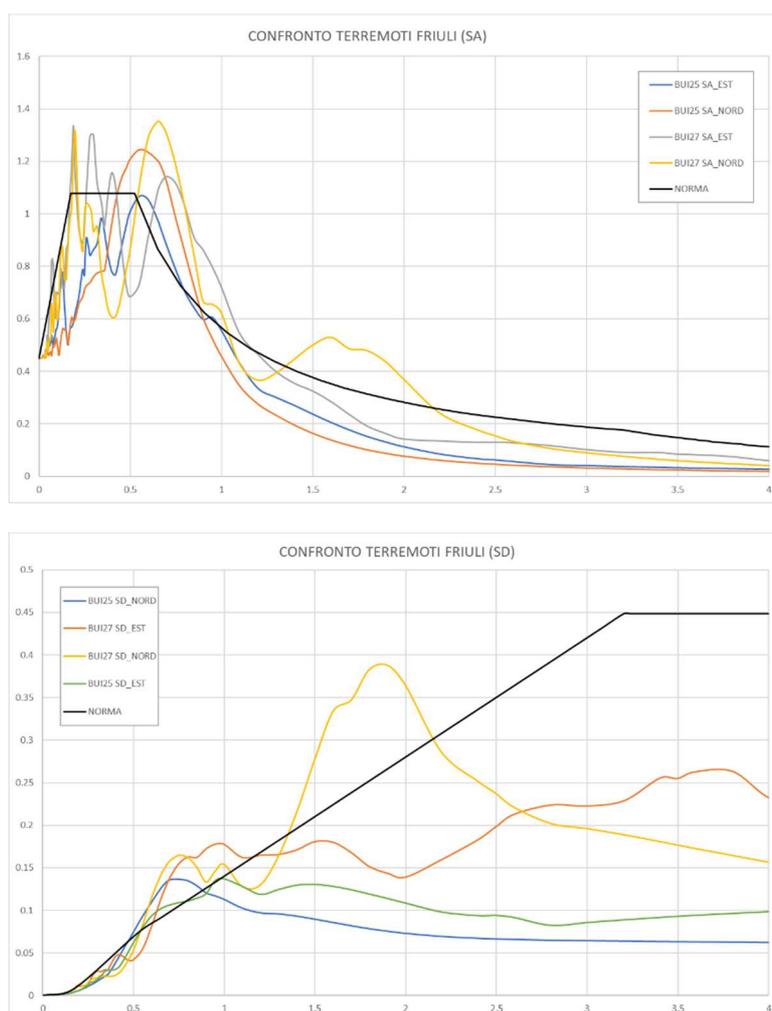


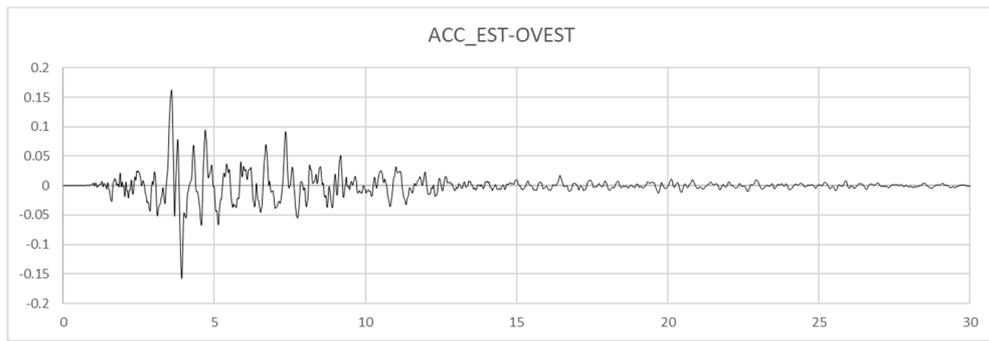
Fig. 6.34-Spettri scalati.

4. TERREMOTO DEL GOLFO DI PATTI 1978

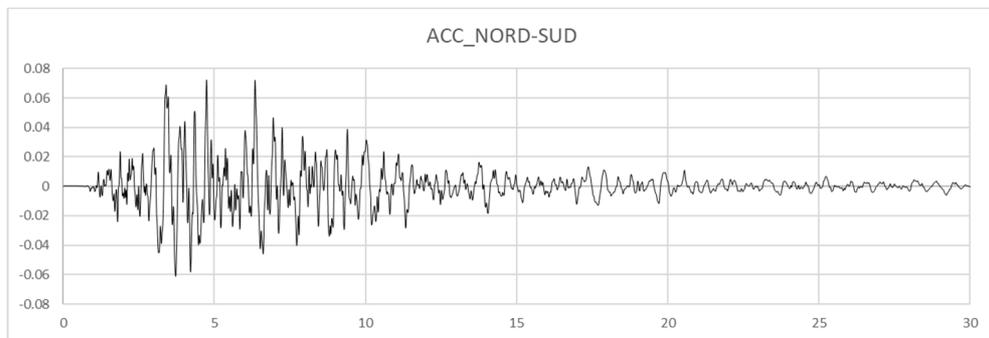
Registrazione N.1: PATTI\_GULF (IT-1978-0004)

PTT1	PL	SI
	PGA_E	0.1623
	PGA_N	0.0707
	M <sub>w</sub>	6
	d [km]	18.3

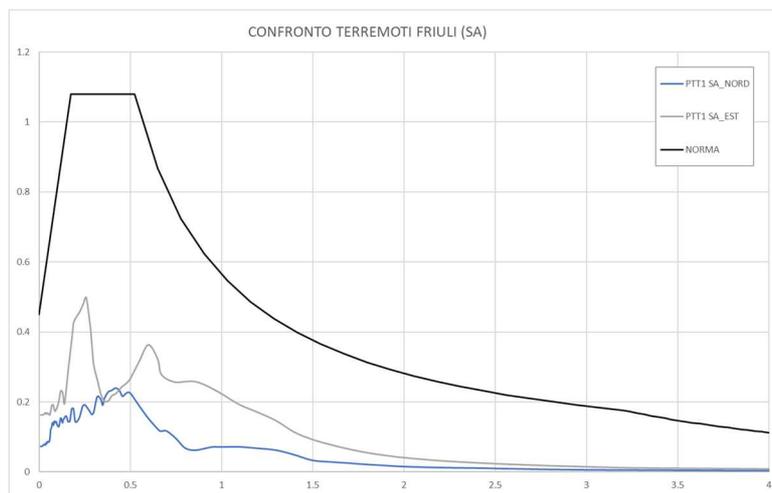
Tab. 6.9-Specifiche PTT1.

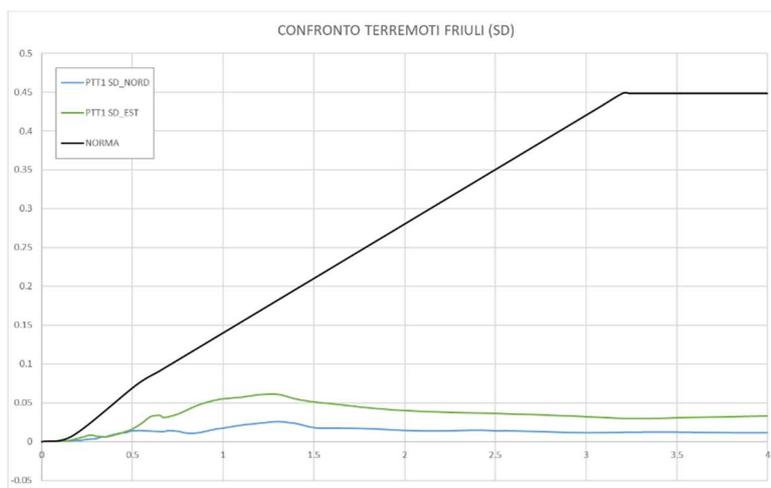


**Fig. 6.35**-Accelerogramma Est-Ovest.

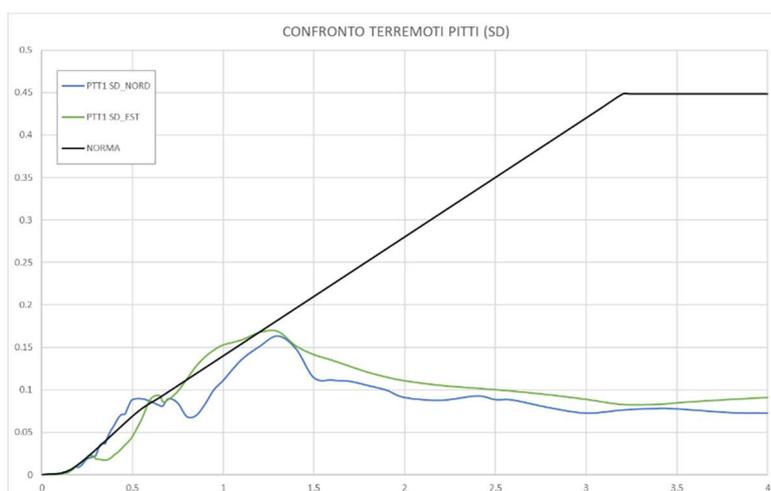
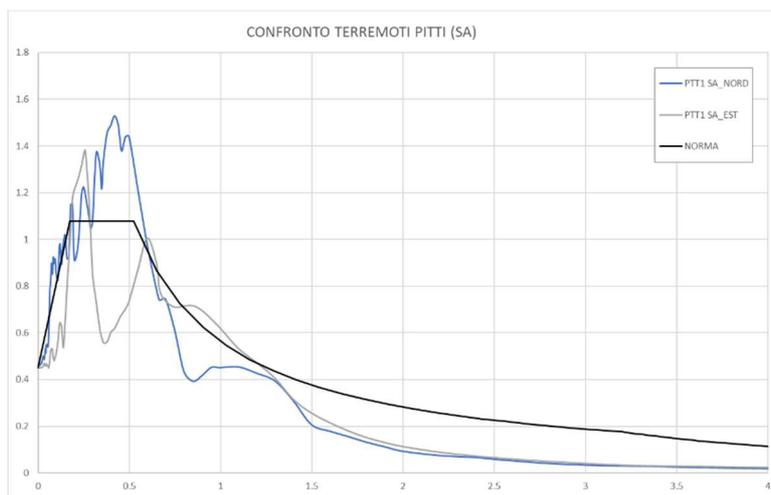


**Fig. 6.36**-Accelerogramma Nord-Sud.





*Fig. 6.37-Spettri reali.*



*Fig. 6.38-Spettri scalati.*

In ambito nazionale sono stati riportati fenomeni *pulse like* e *non pulse like* in modo tale da poter avere un confronto tra le diverse tipologie di segnale. In particolar modo, risulta calzante l'analisi dei segnali relativi al terremoto di Norcia dove l'evento, registrato come *pulse like* dalla stazione accelerometrica di Castelluccio (CLO) risulta avere: stessa distanza epicentrale e uno scarto massimo di PGA del 12% tra le due direzioni ortogonali; rispetto alla registrazione di Castelsantangelo sul Nera (CNE) di tipo, invece, *non pulse like*. In questo caso si riesce ad osservare come gli effetti near-fault hanno provocato un'amplificazione di spostamenti e accelerazioni prodotte come mostrato dal confronto tra i diversi spettri in figura 6.23.

I fenomeni di amplificazione per effetti near-fault a causa di assenza di faglie di grandi dimensioni e di fenomeni aventi magnitudo abbastanza elevate non sono in grado di definire un periodo di impulso che si avvicini ai normali valori di periodo di isolamento.

Dal confronto tra registrazioni impulsive o meno emerge infatti il prodursi di un fenomeno di amplificazione ma che per le cause appena descritte riguardano periodi che risultano mantenersi al di sotto dei 2 secondi.

Anche scalando gli spettri in termini di PGA la situazione risulta pressoché invariata.

L'unica registrazione per cui risulta un superamento dello spettro di progetto in termini di spostamento per periodi tipici di un sistema di isolamento ( $2,5 \div 3$  s) è quella in direzione Nord-Sud riferita al terremoto di Mirandola del 19.05.2012.

Dalle registrazioni del terremoto del Friuli, invece, è possibile ipotizzare che la maggior pericolosità dei segnali della registrazione n.2 rispetto alla prima sia dovuta alla minore distanza epicentrale che la caratterizza confermando la dipendenza degli effetti near-fault da tale fattore, come specificato al paragrafo §2.5.2.

6.1.2 *Ambito europeo*

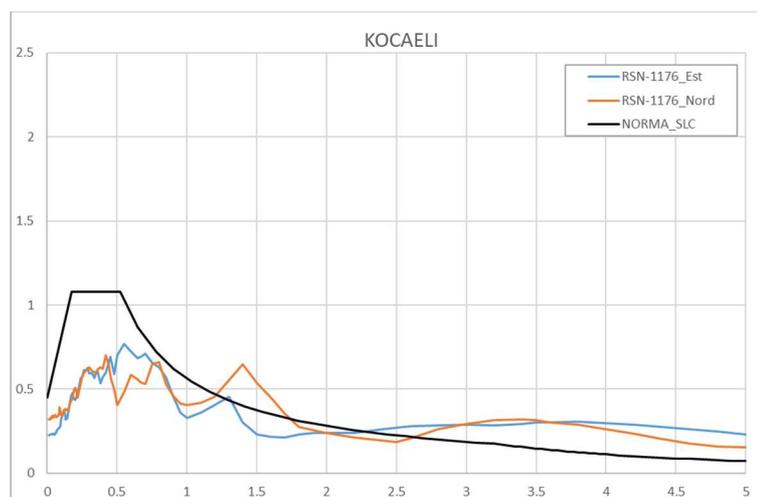
EVENTO	RECORD	PGA_E	PGA_N	M <sub>w</sub>	d [km]	PULSE LIKE
Kocaeli (Turchia) 1999	RSN1176	0.2268	0.3221	7.51	1.38	SI
Bolu (Turchia) 1999	RSN1602	0.7512	0.8171	7.14	12.02	SI
Montenegro 1979	RSN4458	0.2944	0.2490	7.10	3.97	SI

**Tab. 6.10-** *Eventi pulse like registrati in ambito europeo.*

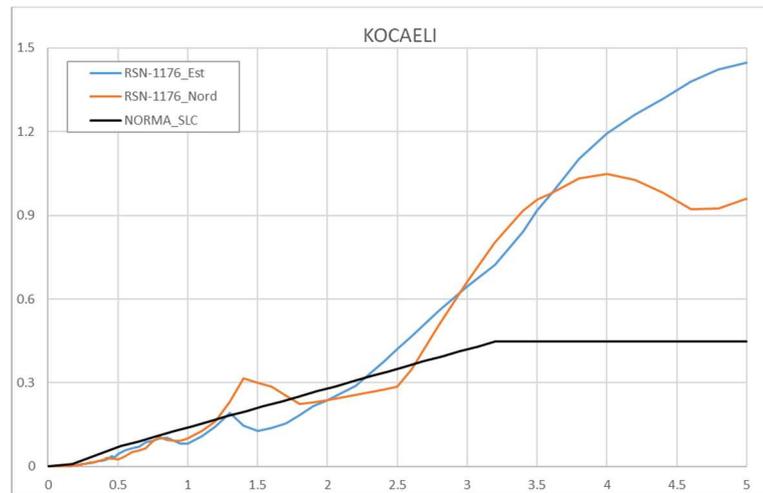
1. KOCAELI (TURCHIA) 1999:

Kocaeli (Turchia) 1999	PL	SI
	PGA_E	0.2268
	PGA_N	0.3221
	M <sub>w</sub>	7.51
	d [km]	1.38

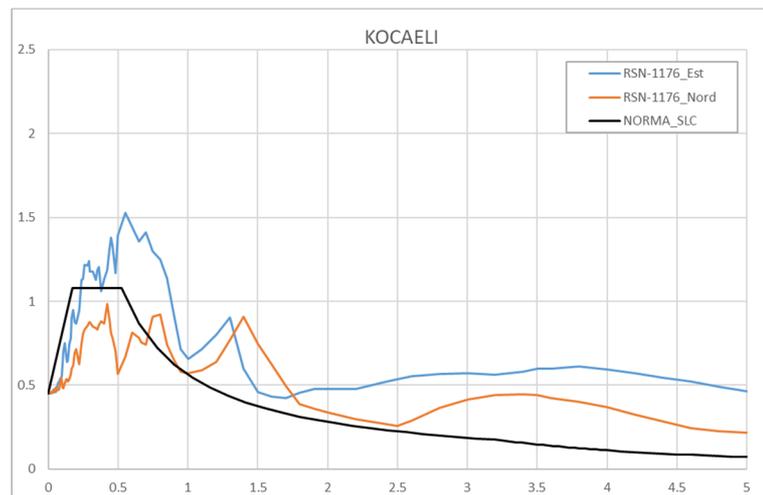
**Tab. 6.11-** *Specifiche Kocaeli.*



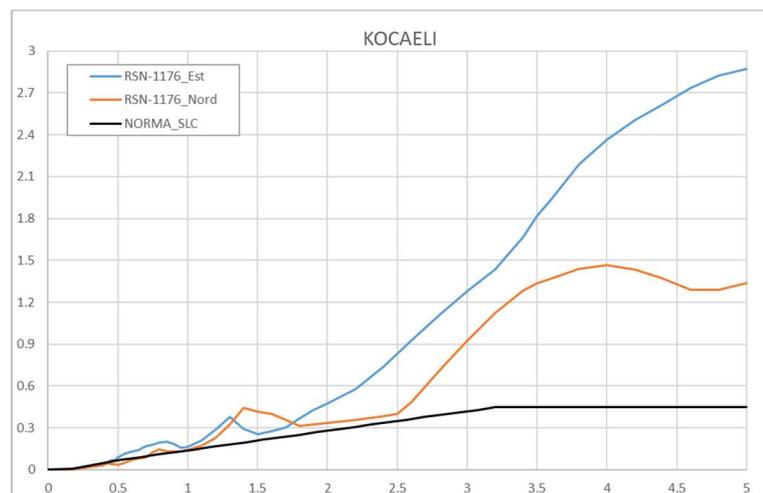
**Fig. 6.39-** *Spettri in pseudoaccelerazione reali.*



*Fig. 6.40-Spettri in pseudostaticamento reali.*



*Fig. 6.41-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.*

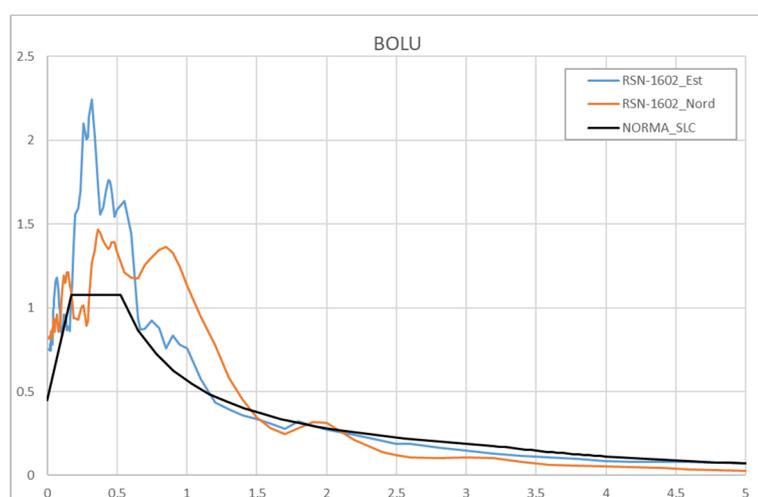


*Fig. 6.42-Spettri in pseudostaticamento scalati in termini di PGA.*

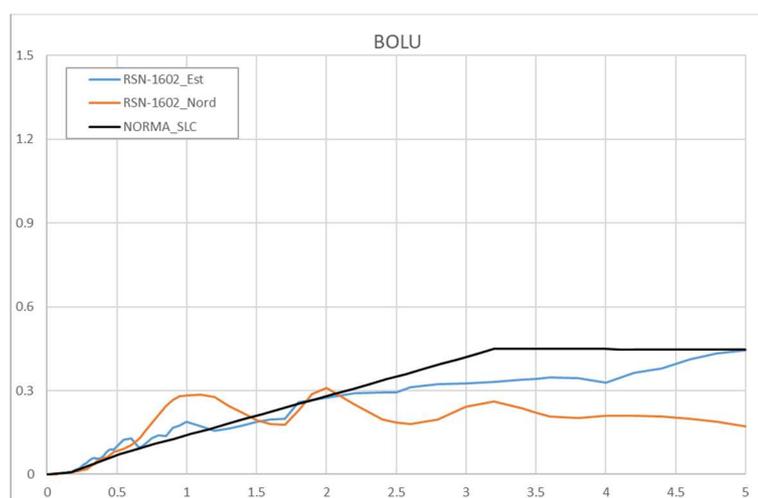
2. BOLU (TURCHIA) 1999:

Bolu (Turchia) 1999	PL	SI
	PGA_E	0.7512
	PGA_N	0.8171
	M <sub>w</sub>	7.14
	d [km]	12.02

*Tab. 6.12-Specifiche Bolu.*



*Fig. 6.43-Spettri in pseudoaccelerazione reali.*



*Fig. 6.44-Spettri in pseudospostamento reali.*

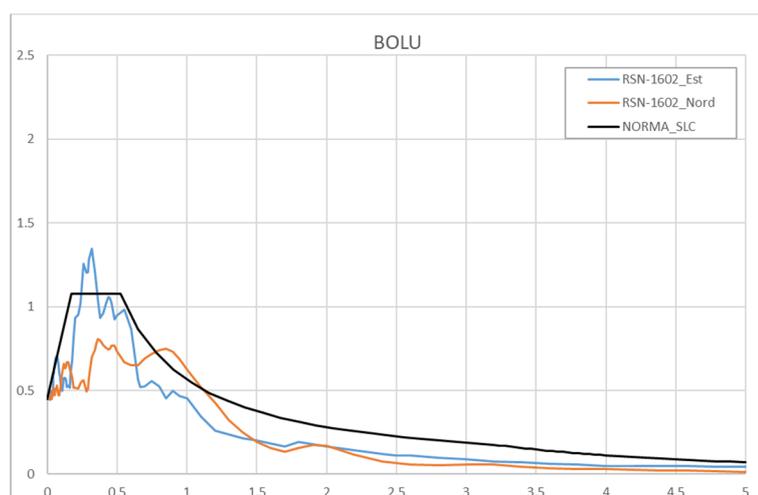


Fig. 6.45-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.

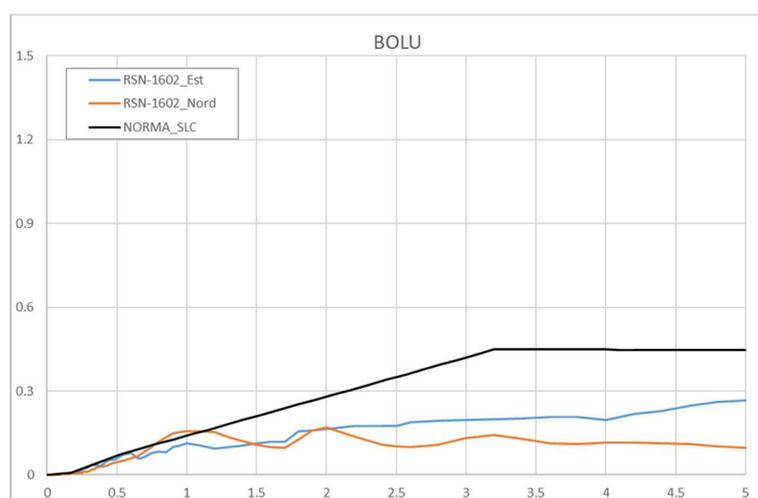
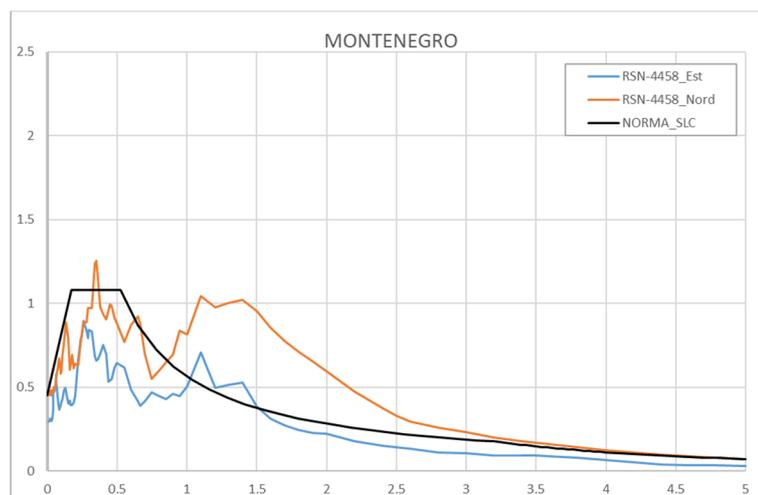


Fig. 6.46-Spettri in pseudospostamento scalati in termini di PGA.

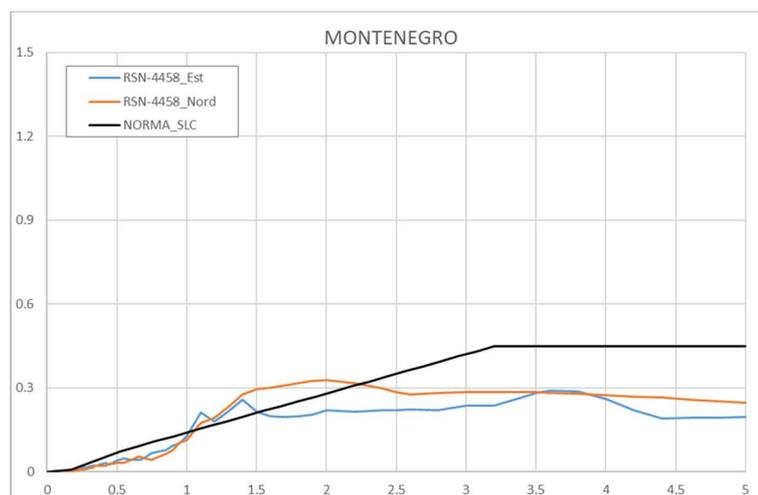
3. MONTENEGRO 1979:

Montenegro 1979	PL	SI
	PGA_E	0.2944
	PGA_N	0.2490
	$M_w$	7.10
	d [km]	3.97

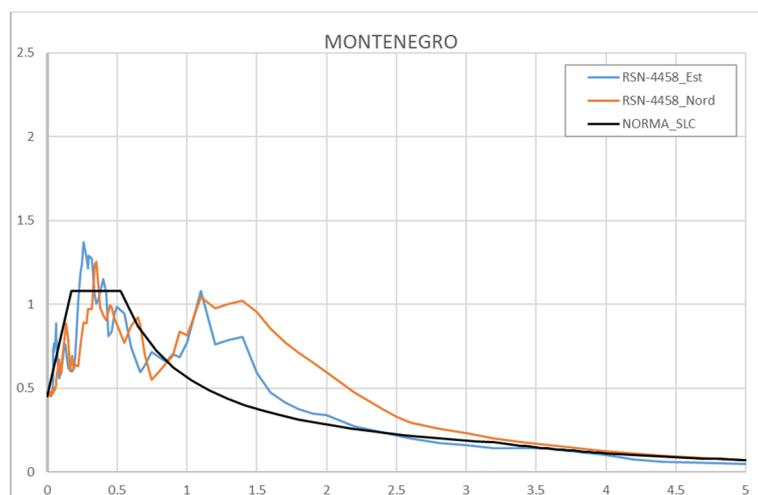
Tab. 6.13-Specifiche Montenegro.



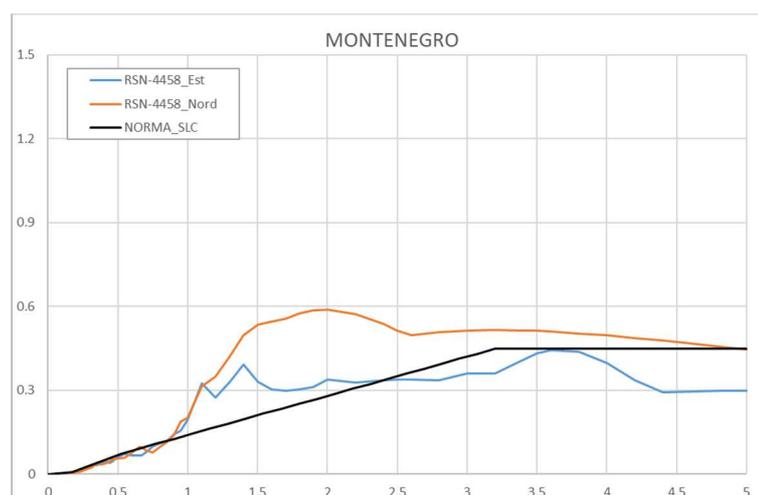
**Fig. 6.47-Spettri in pseudoaccelerazione reali.**



**Fig. 6.48-Spettri in pseudospostamento reali.**



**Fig. 6.49-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.**



*Fig. 6.50-Spettri in pseudospostamento scalati in termini di PGA.*

In ambito europeo le regioni che presentano la massima sismicità assieme all'Italia sono la penisola balanica ma soprattutto la Turchia, attraversata dalla faglia anatolica settentrionale che la percorre da Est a Ovest.

Le maggiori dimensioni delle faglie che caratterizzano queste zone sono di fatto in grado di generare terremoti di magnitudo maggiore rispetto a quelli che possono verificarsi in Italia e di conseguenza se di tipo near-fault risultano caratterizzati da periodi di impulso più elevati che raggiungono i normali valori di periodo di isolamento solitamente utilizzati nel nostro Paese.

In particolare, tra i diversi fenomeni analizzati, singolare è l'input sismico prodotto dal terremoto di Kocaeli (Turchia, 1999) che, registrato a soli 1,38 km dall'epicentro e con una magnitudo pari a 7,51, è caratterizzato da uno spettro in pseudo-spostamenti che risulta mantenere una crescita lineare anche oltre i 4 secondi, definendo per tali periodi spostamenti addirittura superiori al metro.

## 6.1.3 Ambito mondiale

TERREMOTO	RECORD	PGA	T <sub>P</sub>	M <sub>W</sub>	d (km)	PULSE LIKE
Imperial Valley (California) 1979	RSN159	0.2887	2.338	6.53	0	SI
	RSN161	0.2197	4.396	6.53	8.54	SI
	RSN170	0.2362	4.417	6.53	7.31	SI
	RSN171	0.3178	3.423	6.53	0.07	SI
	RSN173	0.2317	4.515	6.53	8.6	SI
	RSN179	0.4848	4.788	6.53	4.9	SI
	RSN180	0.5303	4.13	6.53	1.76	SI
	RSN181	0.4666	3.773	6.53	0	SI
	RSN182	0.4692	4.375	6.53	0.56	SI
	RSN184	0.4815	6.265	6.53	5.09	SI
	RSN185	0.2586	4.823	6.53	5.35	SI
Loma Prieta (California) 1989	RSN764	0.2853	1.638	6.93	10.27	SI
	RSN766	0.3698	1.729	6.93	10.38	SI
	RSN767	0.5592	2.639	6.93	12.23	SI
	RSN803	0.3313	5.649	6.93	8.48	SI
Northridge (California) 1994	RSN1044	0.5977	1.372	6.69	3.16	SI
	RSN1045	0.4203	2.982	6.69	2.11	SI
	RSN1054	0.5603	1.232	6.69	5.54	SI
	RSN1063	0.8799	1.246	6.69	0	SI
	RSN1084	0.9257	2.982	6.69	0	SI
Kobe (Giappone) 1995	RSN1106	0.8389	1.092	6.9	0.94	SI
	RSN1114	0.3488	2.828	6.9	3.31	SI
	RSN1119	0.7062	1.806	6.9	0	SI
	RSN1120	0.6825	1.554	6.9	1.46	SI
Chi-Chi (Taiwan) 1999	RSN1244	0.3982	5.341	7.62	9.94	SI
	RSN1491	0.2353	10.381	7.62	7.64	SI
	RSN1503	0.7938	5.74	7.62	0.57	SI
Parkfield (California 2004)	RSN4098	0.4429	1.33	6	1.66	SI
	RSN4102	0.5797	1.022	6	2.55	SI
	RSN4115	0.3068	1.19	6	0.88	SI

	RSN4126	0.8393	0.574	6	2.85	SI
Darfield (Nuova Zelanda) 2010	RSN6897	0.2573	7.826	7	5.28	SI
	RSN6906	0.7808	6.23	7	1.22	SI
	RSN6911	0.4794	9.919	7	7.29	SI
	RSN6927	0.4615	7.371	7	5.07	SI
	RSN6960	0.2336	9.394	7	13.64	SI
	RSN6962	0.3917	7.14	7	0	SI
	RSN6975	0.3007	8.932	7	6.11	SI
El Mayor Cucapah (Messico) 2010	RSN8161	0.4061	8.722	7.2	9.98	SI
	RSN8606	0.2839	7.084	7.2	10.31	SI

Tab. 6.14- Eventi pulse like registrati in ambito modiale.

1. IMPERIAL VALLEY (CALIFORNIA) 1979:

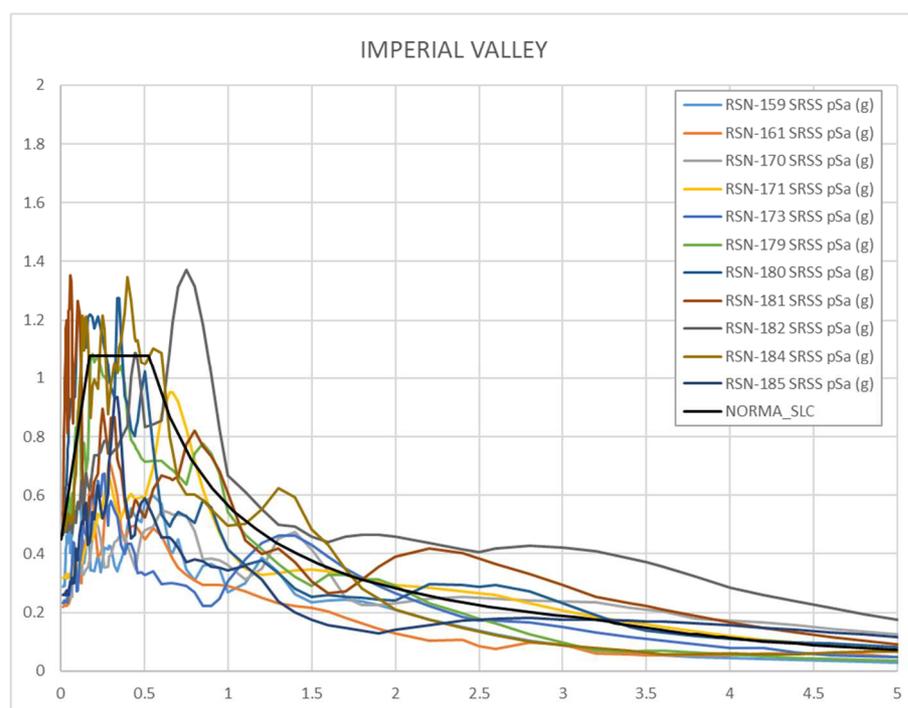


Fig. 6.51-Spettri in pseudoaccelerazione reali.

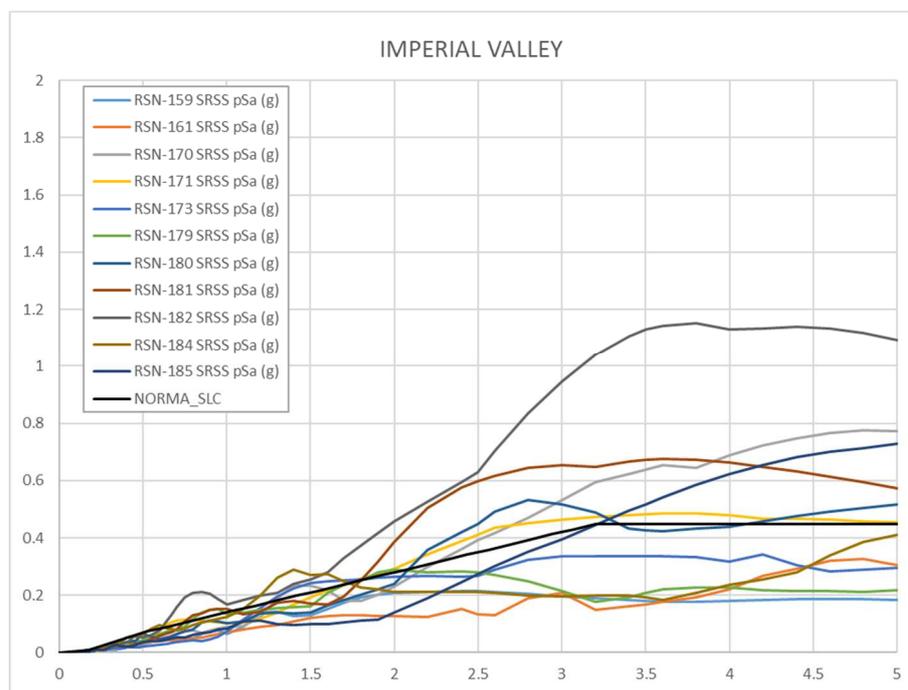


Fig. 6.52-Spettri in pseudospostamento reali.

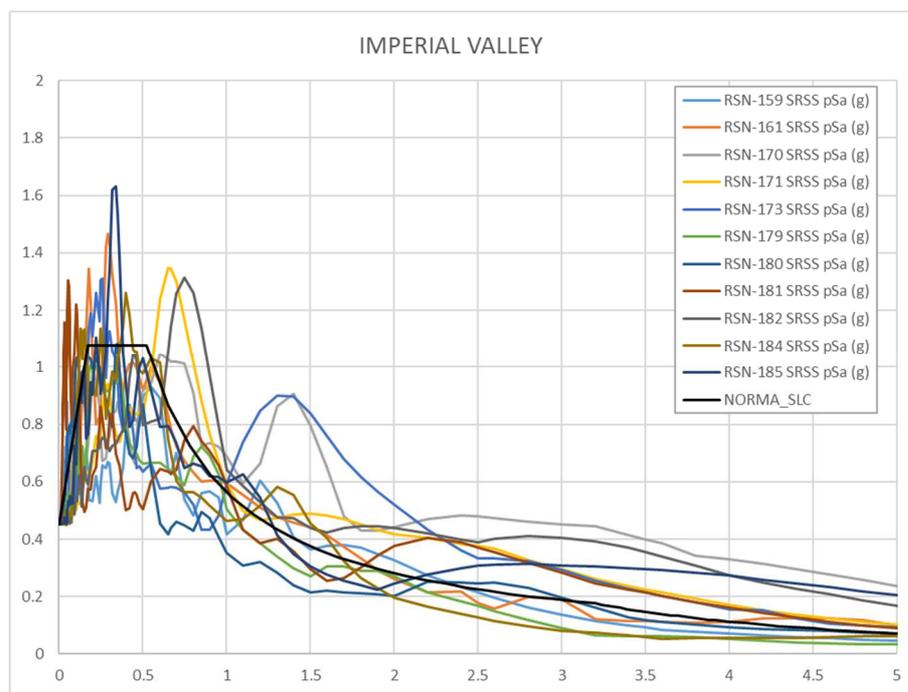


Fig. 6.53-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.

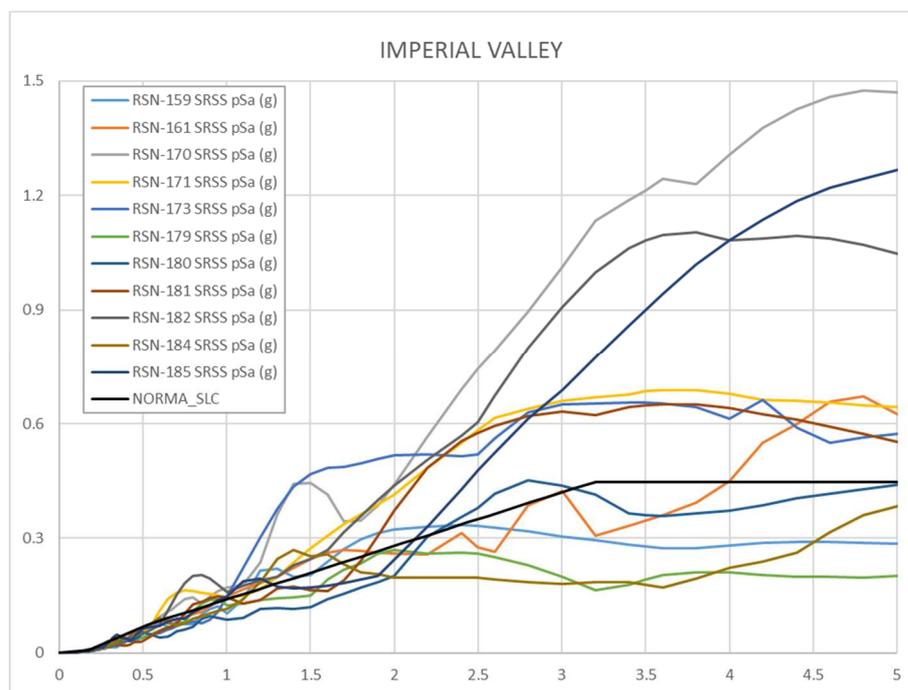


Fig. 6.54-Spettri in pseudostamento scalati in termini di PGA.

2. LOMA PRIETA (CALIFORNIA) 1989:

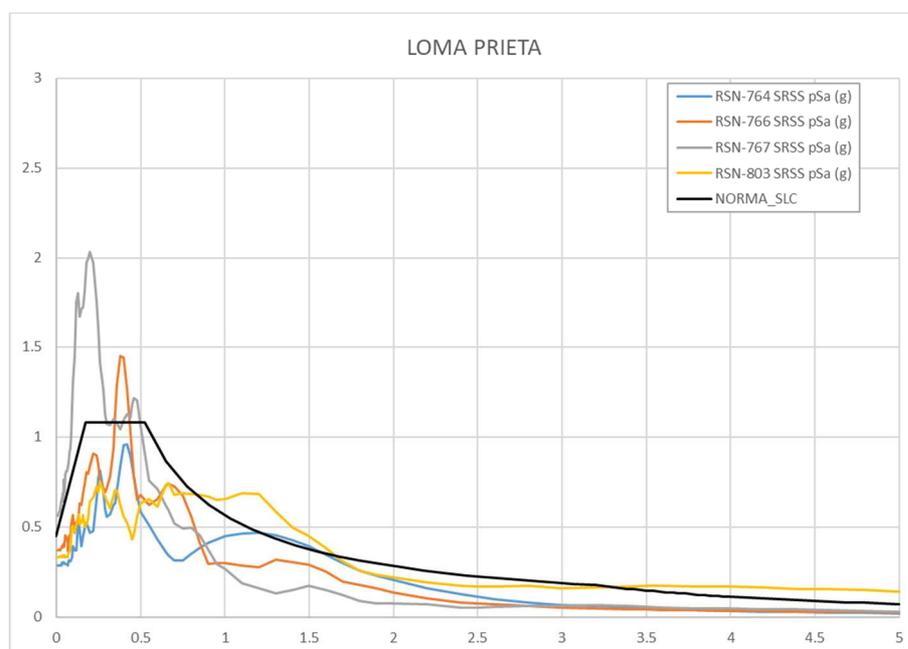
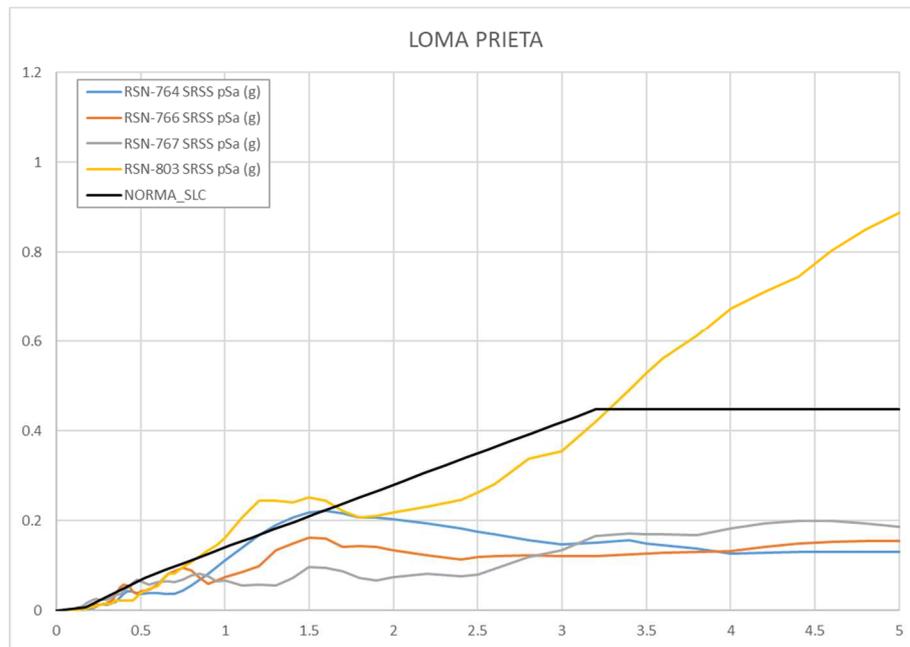
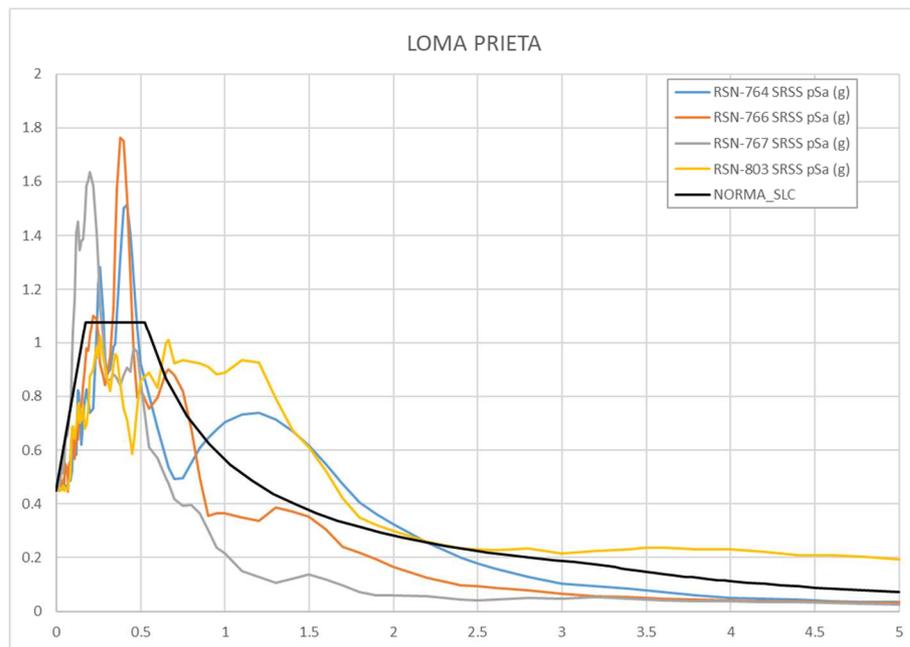


Fig. 6.55-Spettri in pseudoaccelerazione reali.



**Fig. 6.56**-Spettri in pseudospostamento reali.



**Fig. 6.57**-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.

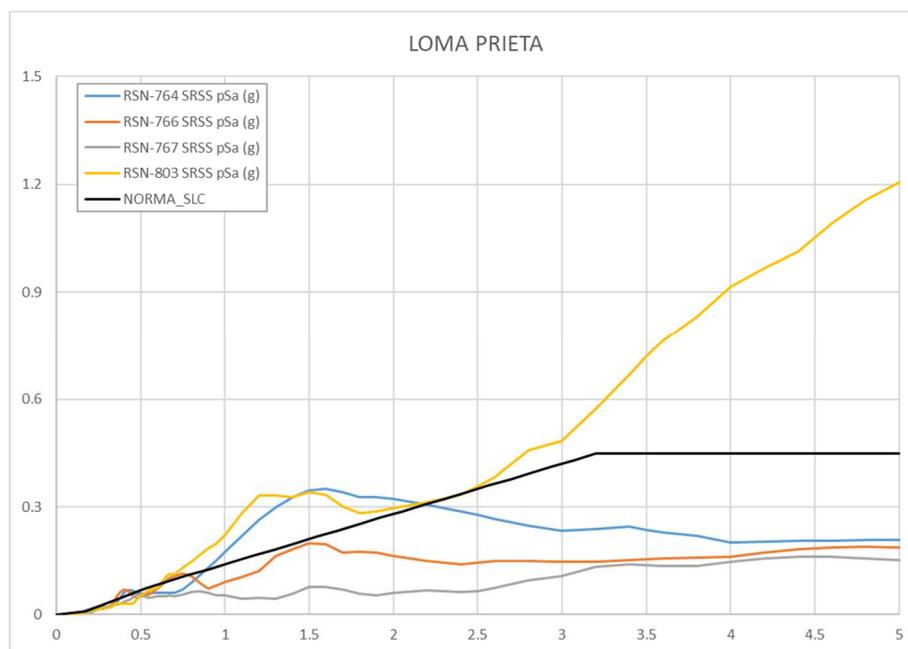


Fig. 6.58-Spettri in pseudopostamento scalati in termini di PGA.

3. NORTHRIDGE (CALIFORNIA) 1994:

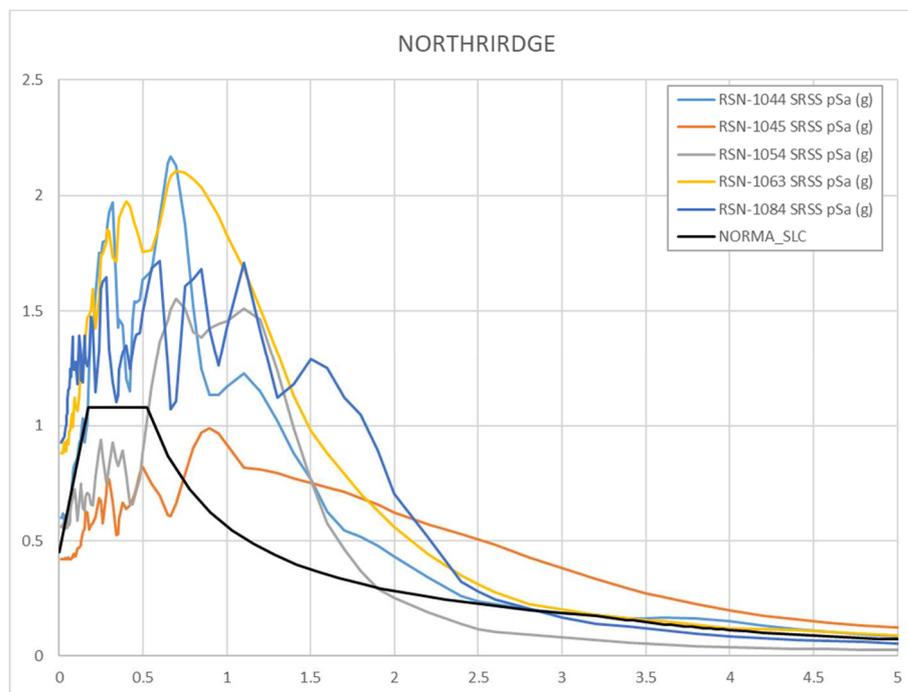
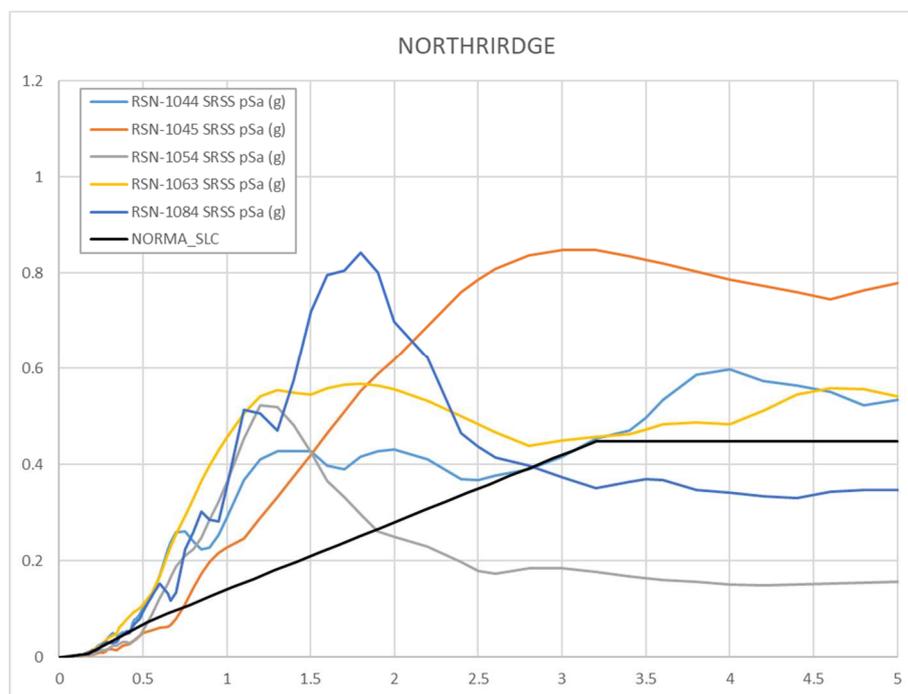
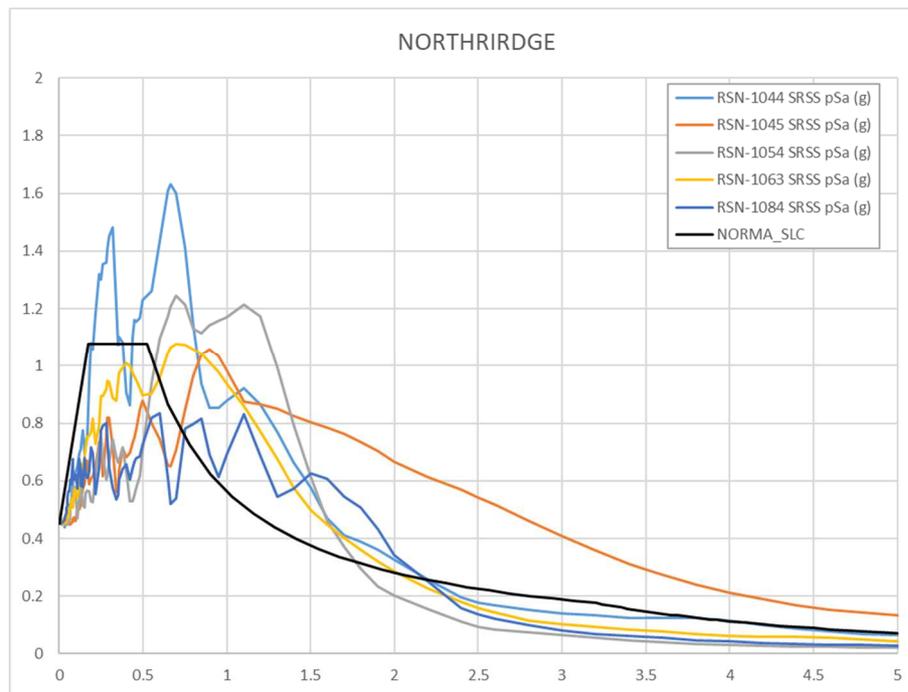


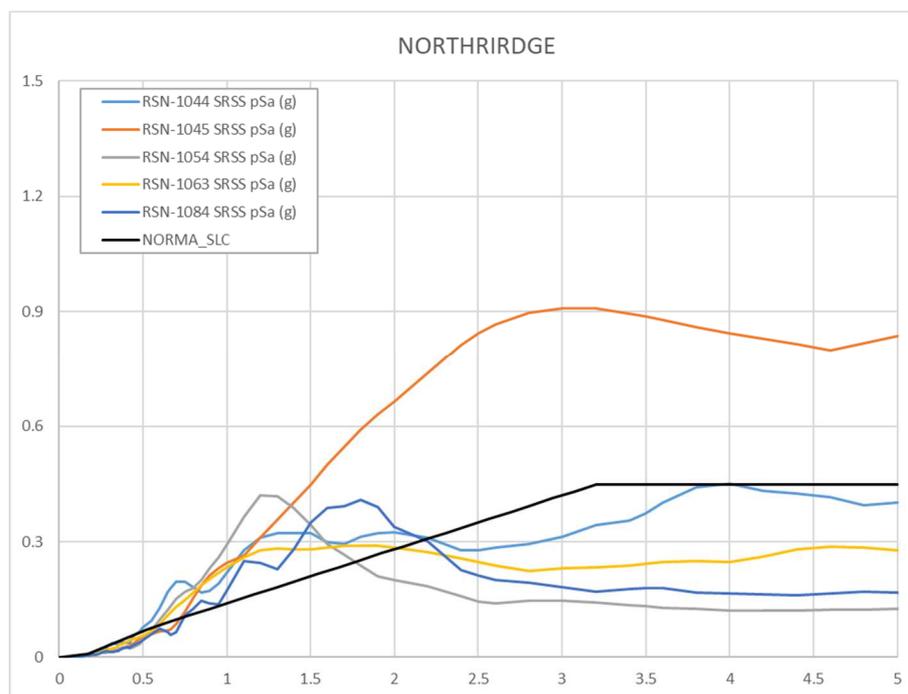
Fig. 6.59-Spettri in pseudoaccelerazione reali.



*Fig. 6.60-Spettri in pseudospostamento reali.*

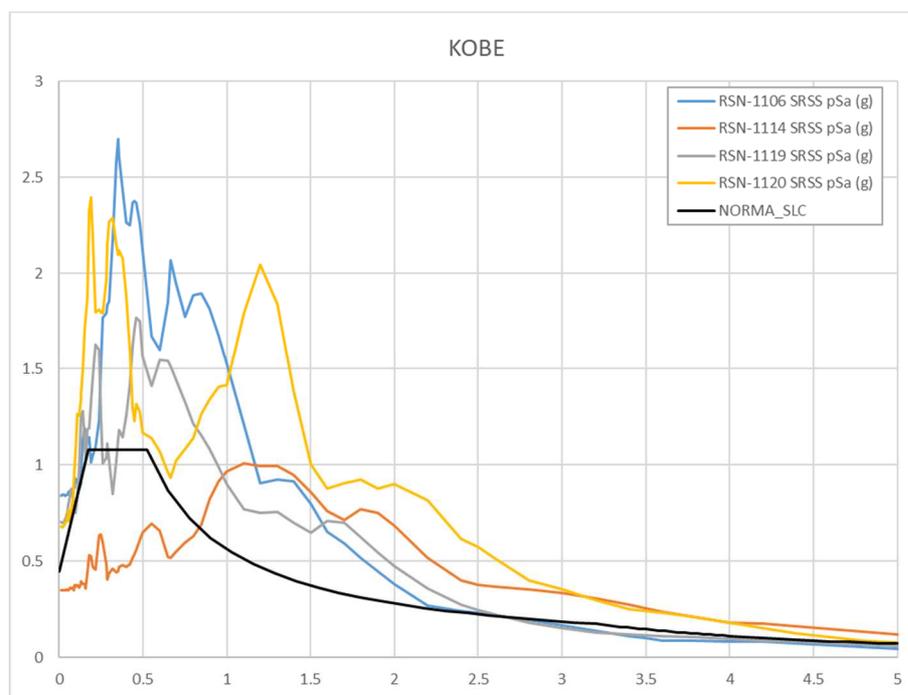


*Fig. 6.61-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.*

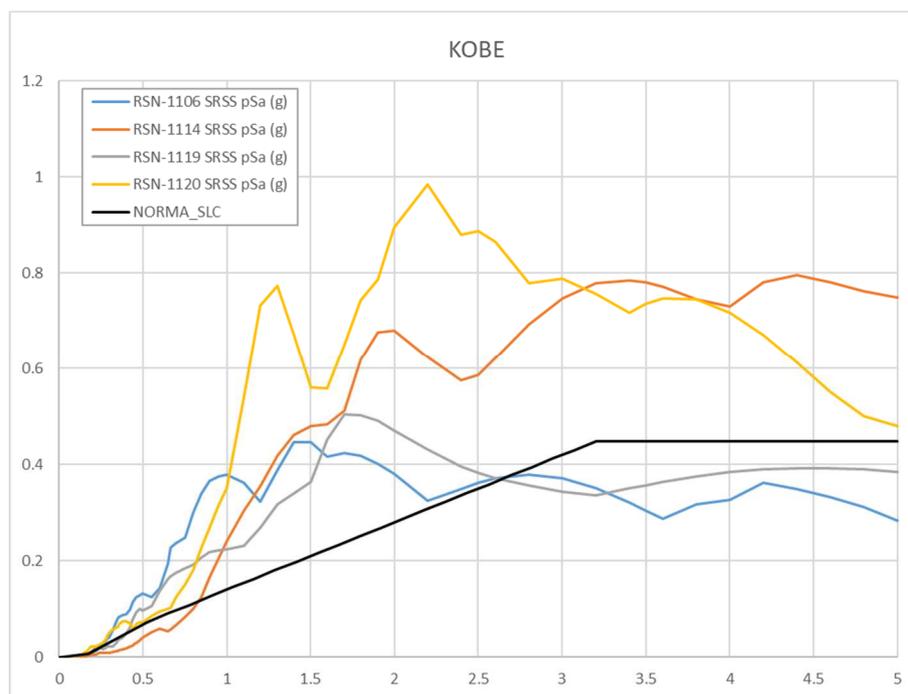


*Fig. 6.62-Spettri in pseudopostamento scalati in termini di PGA.*

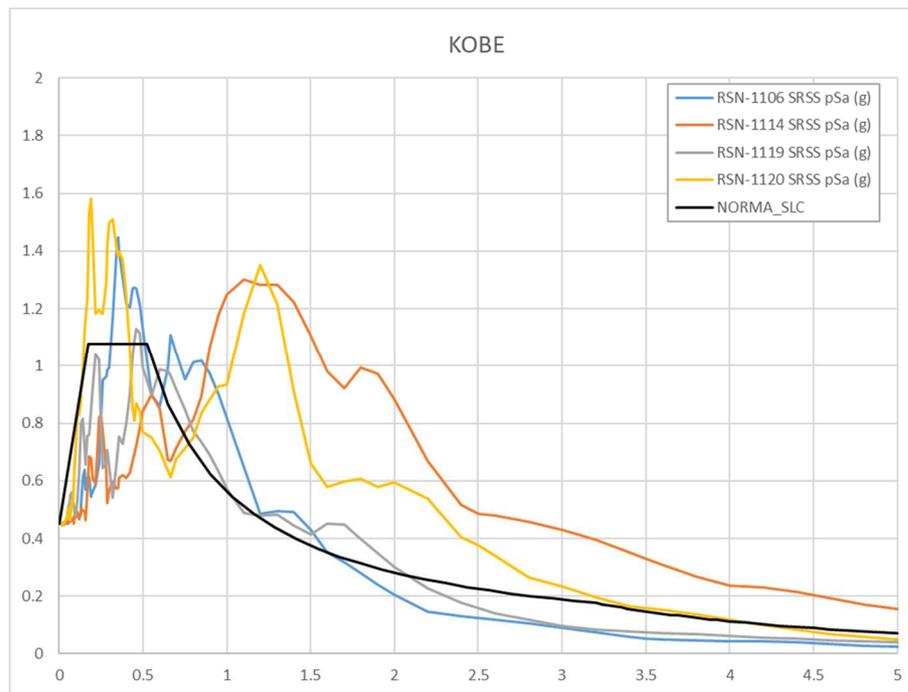
4. KOBE (GIAPPONE) 1995:



*Fig. 6.63-Spettri in pseudoaccelerazione reali.*



*Fig. 6.64-Spettri in pseudospostamento reali.*



*Fig. 6.65-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.*

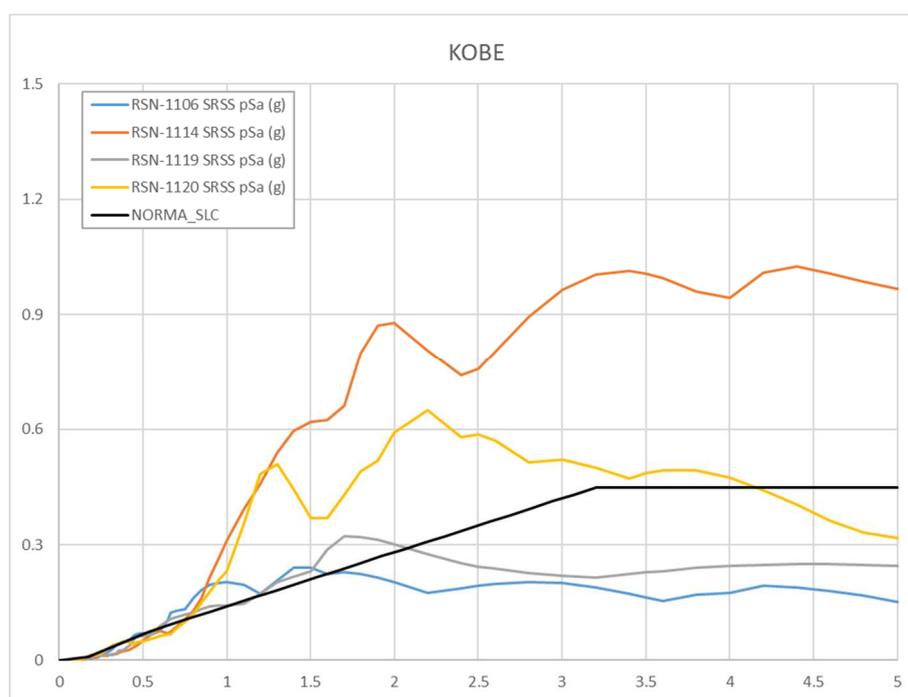


Fig. 6.66-Spettri in pseudospostamento scalati in termini di PGA.

5. CHI-CHI (TAIWAN) 1999:

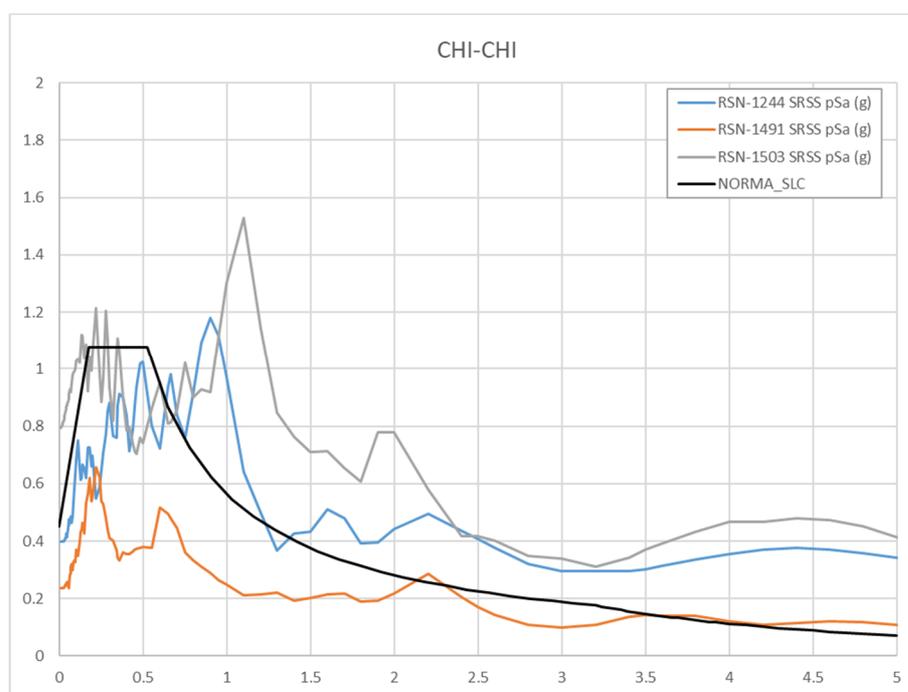


Fig. 6.67-Spettri in pseudoaccelerazione reali.

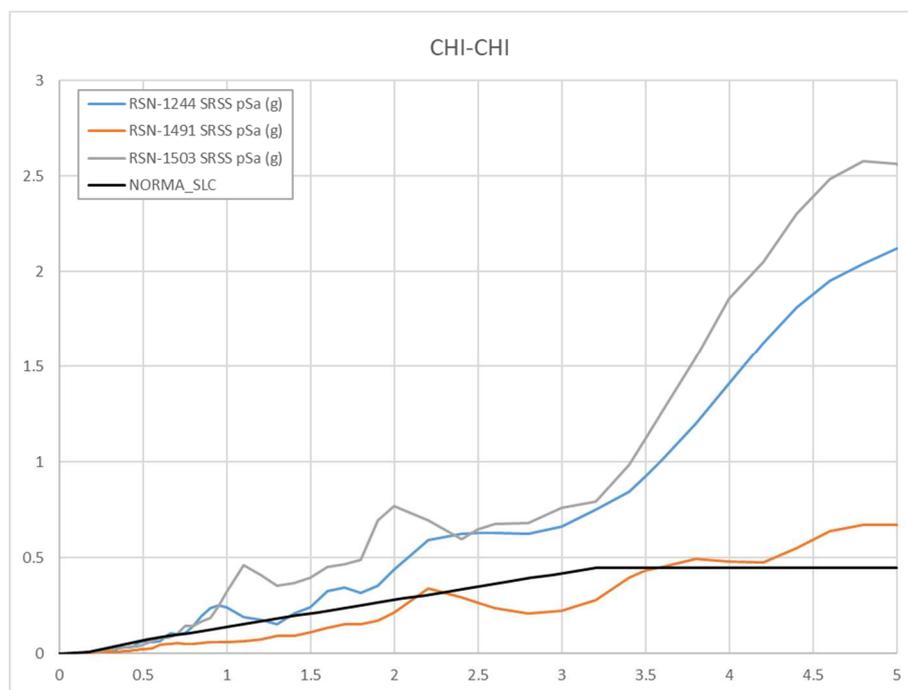


Fig. 6.68-Spettri in pseudospostamento reali.

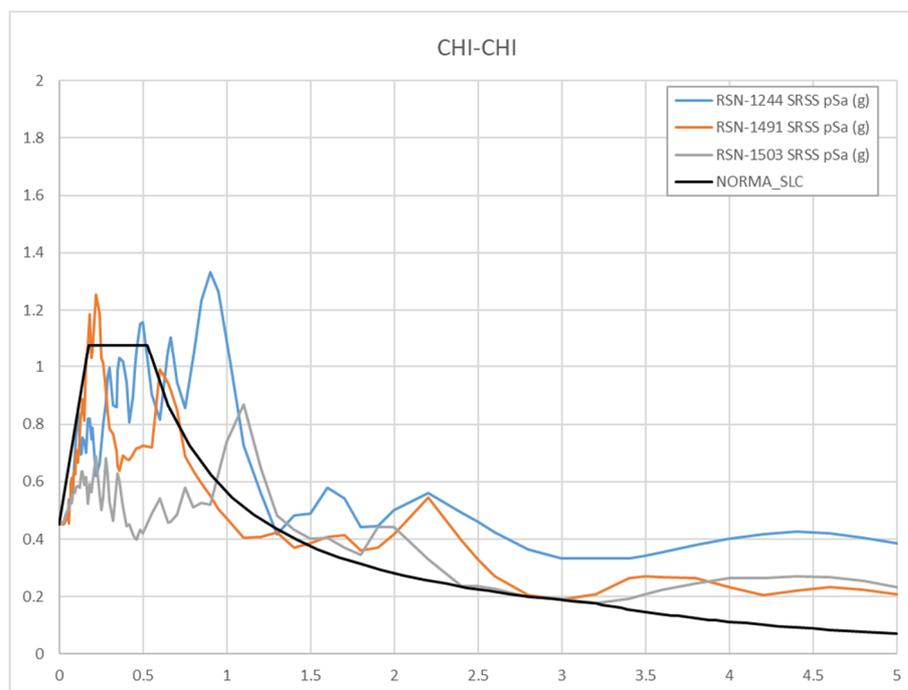


Fig. 6.69-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.

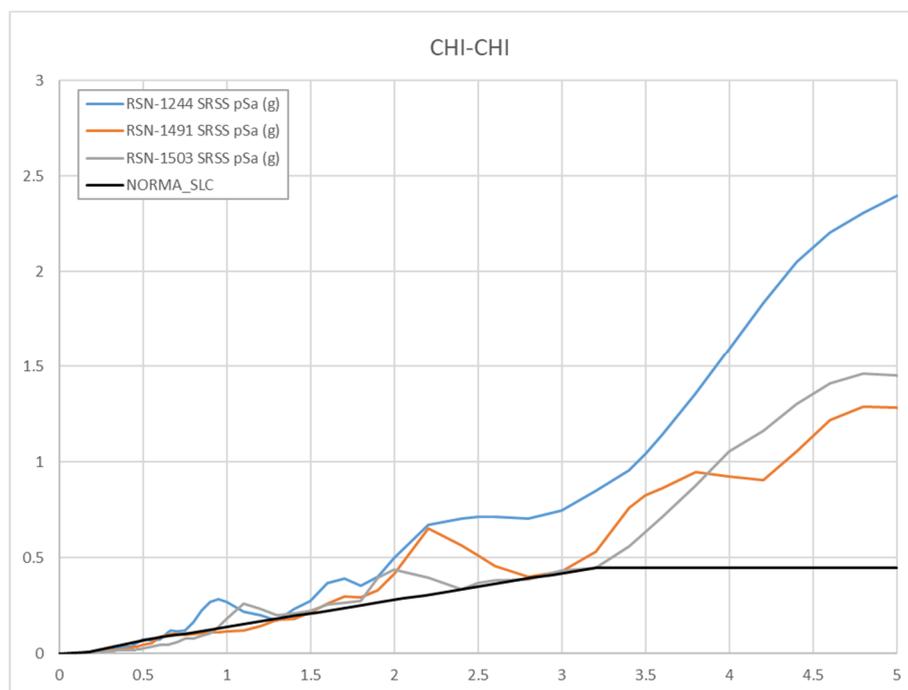


Fig. 6.70-Spettri in pseudospostamento scalati in termini di PGA.

6. PARKFIELD (CALIFORNIA) 2004:

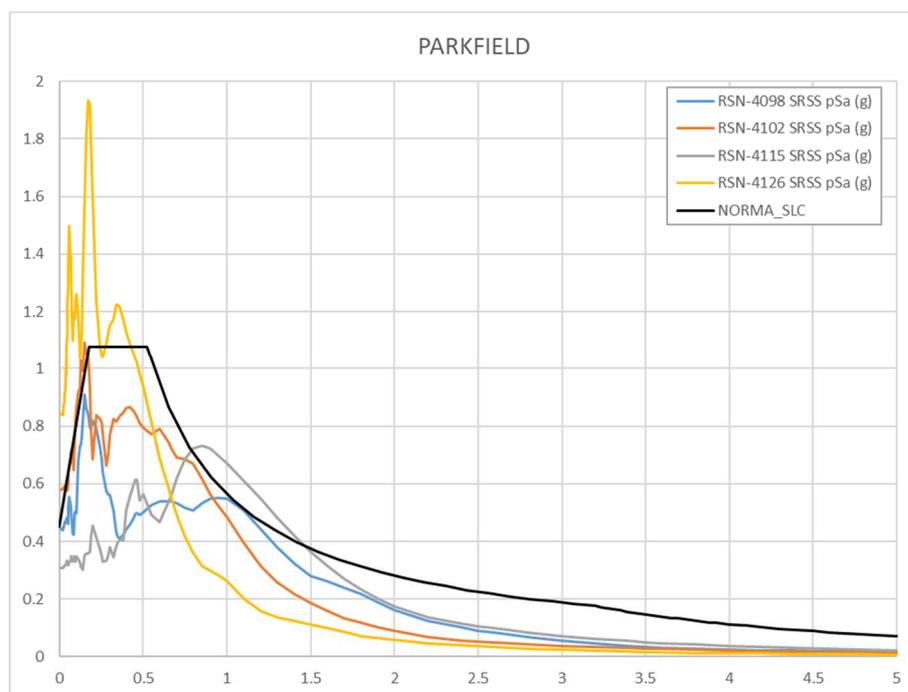
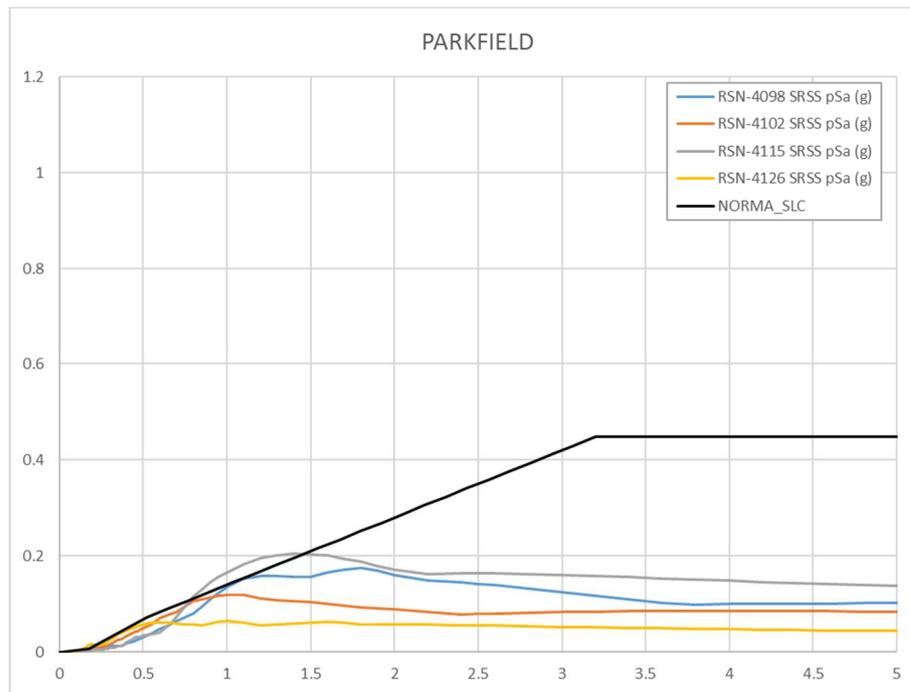
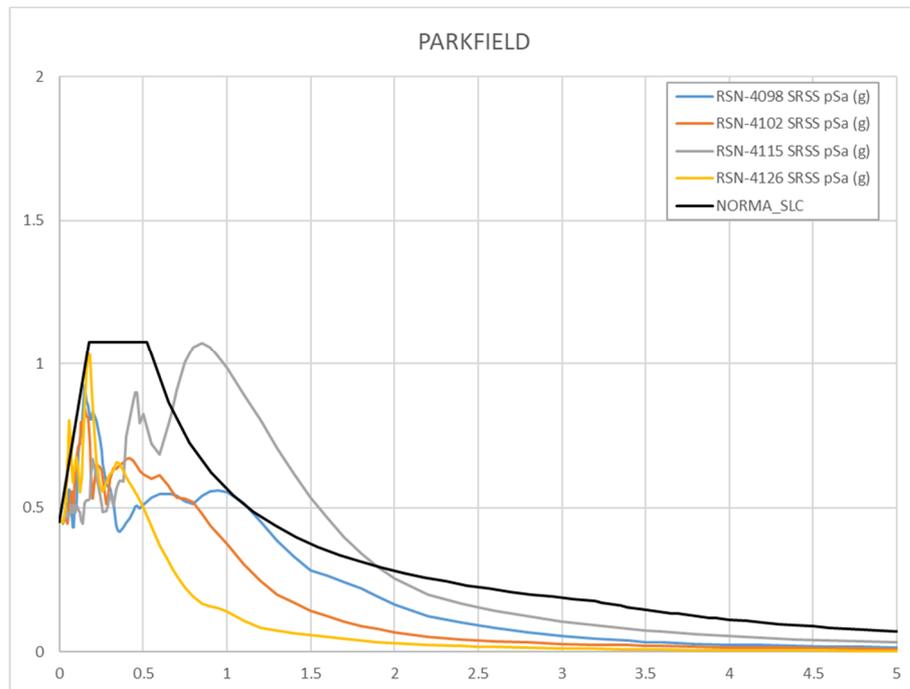


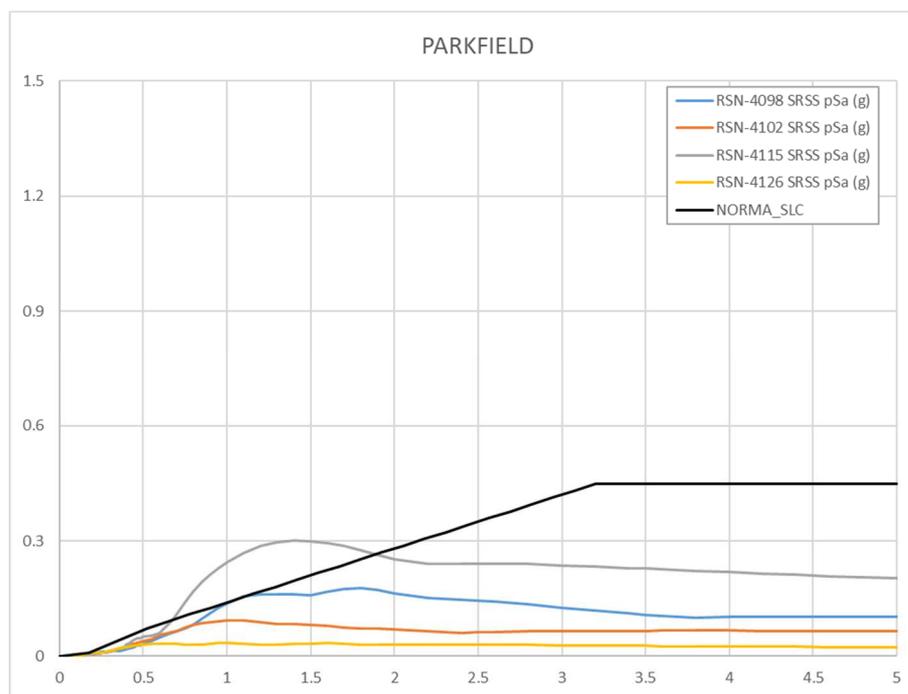
Fig. 6.71-Spettri in pseudoaccelerazione reali.



*Fig. 6.72-Spettri in pseudostamento reali.*

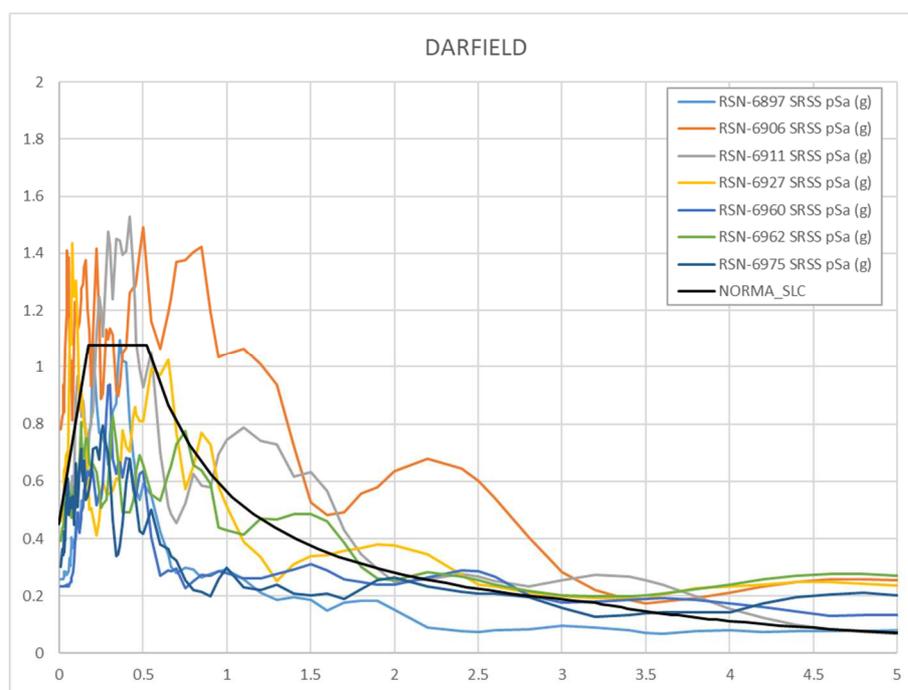


*Fig. 6.73-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.*



**Fig. 6.74-**Spettri in pseudospostamento scalati in termini di PGA.

7. DARFIELD (NUOVA ZELANDA) 2010:



**Fig. 6.75-**Spettri in pseudoaccelerazione reali.

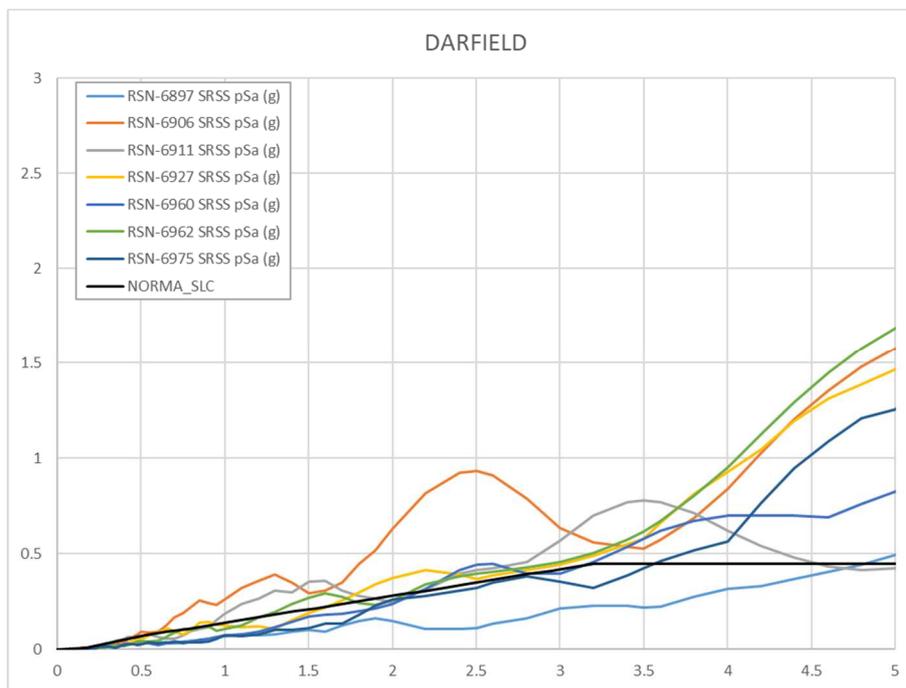


Fig. 6.76-Spettri in pseudospostamento reali.

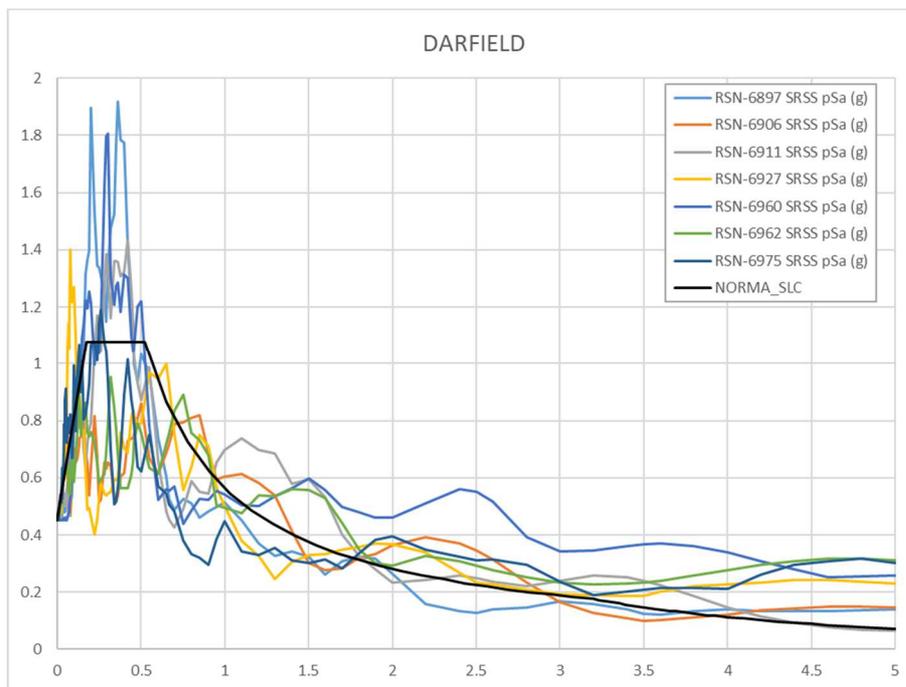


Fig. 6.77-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.

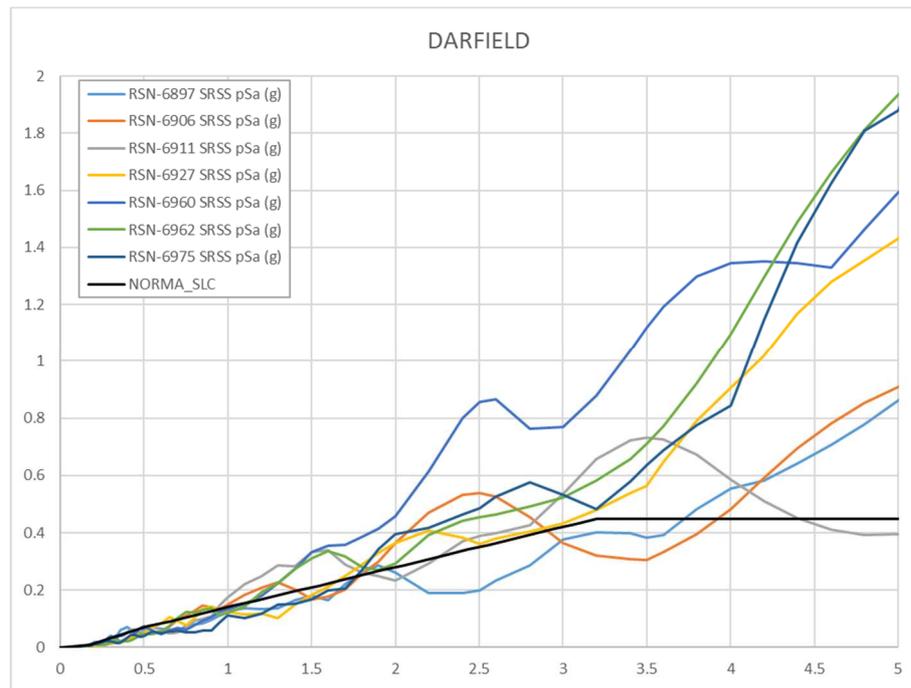


Fig. 6.78-Spettri in pseudopostamento scalati in termini di PGA.

8. EL MAYOR CUCAPAH (MESSICO) 2010

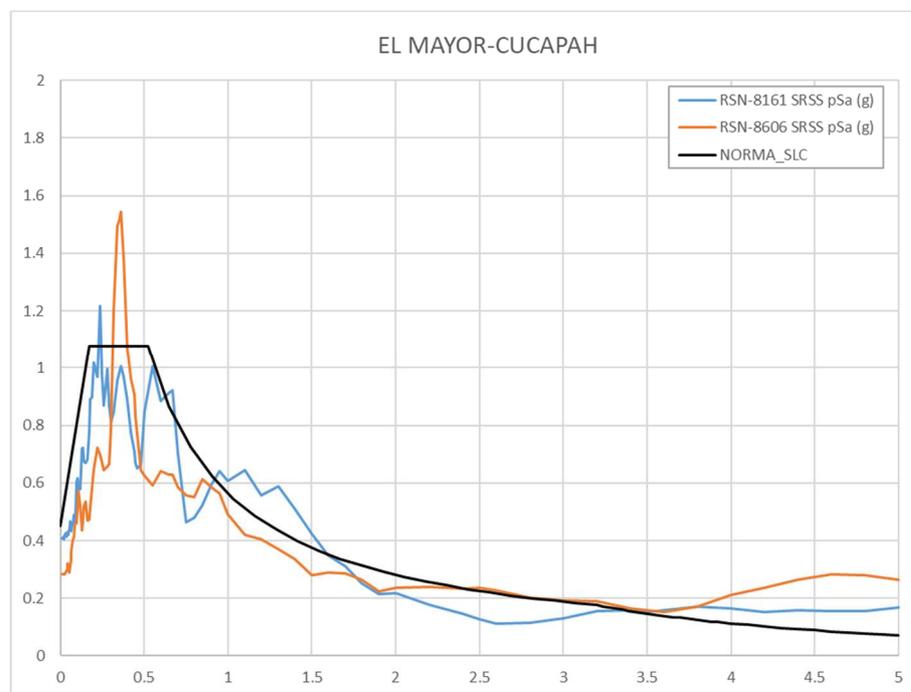
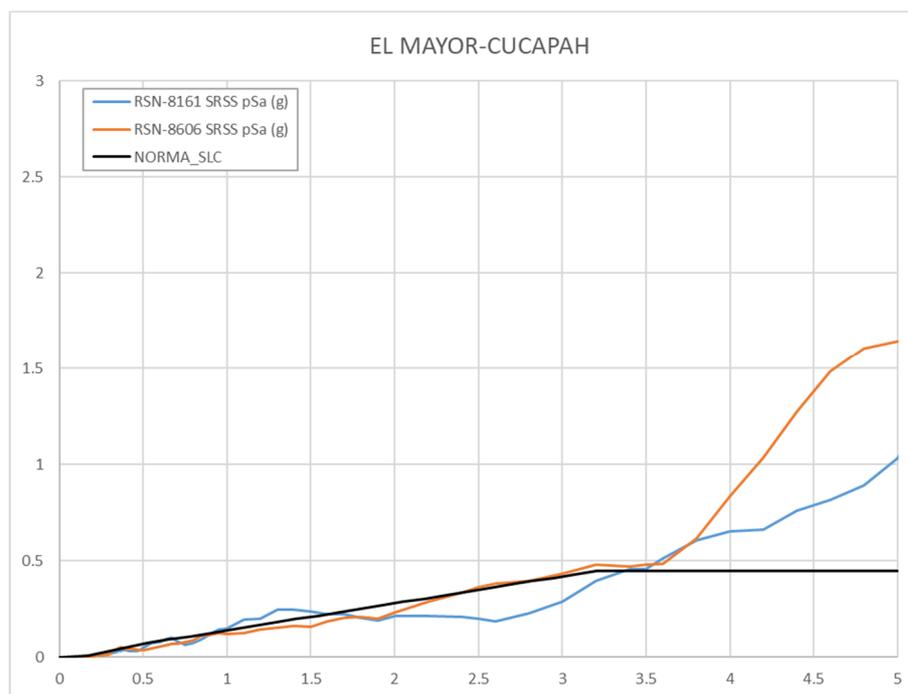
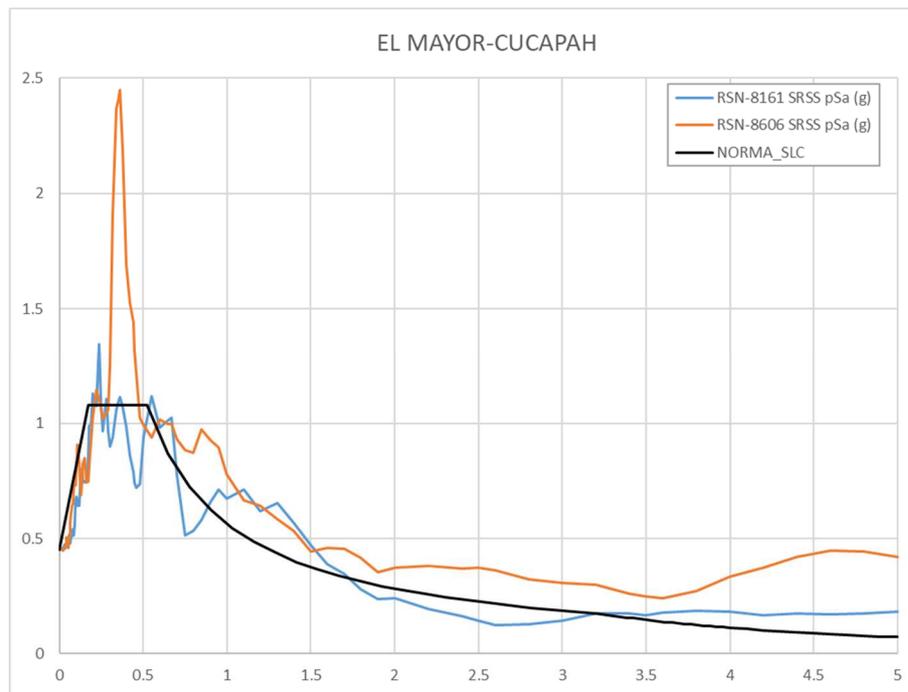


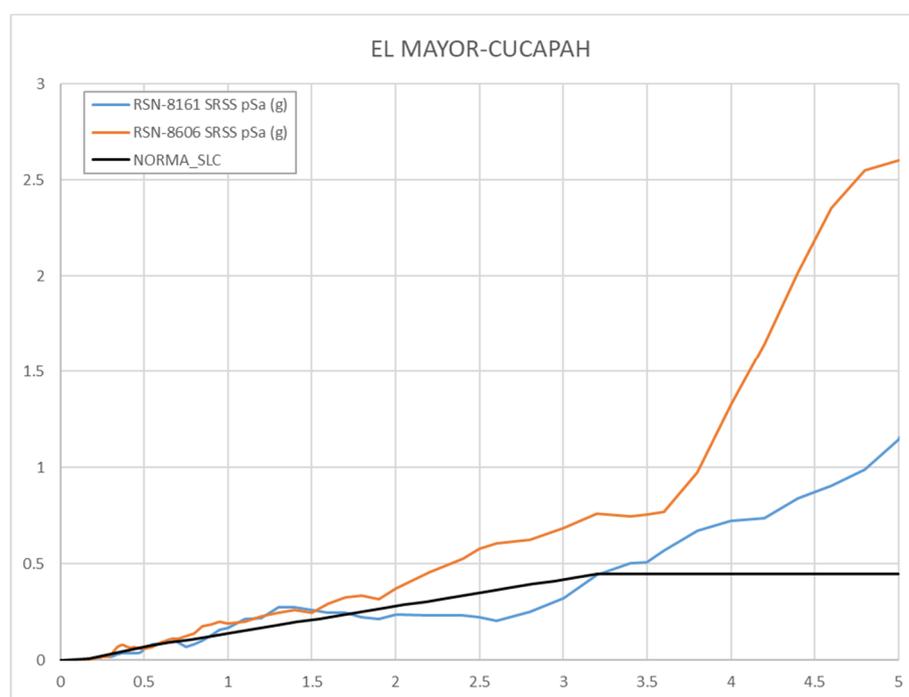
Fig. 6.79-Spettri in pseudoaccelerazione reali.



*Fig. 6.80-Spettri in pseudospostamento reali.*



*Fig. 6.81-Spettri in pseudoaccelerazione scalati in termini di PGA.*



*Fig. 6.82-Spettri in pseudospostamento scalati in termini di PGA.*

In ambito mondiale la ricerca di fenomeni near-fault ha ovviamente prodotto migliori risultati e ha permesso la definizione di una base statistica più ampia.

Per l'analisi e il confronto tra queste tipologie di eventi e quelli europei e soprattutto italiani fondamentale è stata l'operazione di scalatura dello spettro. Come è possibile osservare dalla tabella 6.14 gli eventi near-fault registrati su scala globale raggiungono spesso valori di PGA di oltre  $8 \text{ m/s}^2$  (Northridge, Kobe, Chi-Chi). Quasi il doppio dei massimi registrati in Italia.

Anche in questo caso si osserva come questi fenomeni siano accompagnati da magnitudo piuttosto alte, perché per lo più registrati nei territori notoriamente a più alto rischio sismico (California, Messico, Giappone, ecc.), con  $M_w \geq 6$  e come siano fortemente dipendenti dalla magnitudo stessa.

Tale dipendenza si può osservare ad esempio confrontando gli eventi di Parkfield (2004) e Chi-Chi (1999) caratterizzati rispettivamente dalla minima e massima magnitudo all'interno del database di ricerca. Dal confronto si evince come, se Parkfield è l'unico evento che si mantiene

su valori di accelerazione e spostamento tipici degli spettri di progetto; Chi-Chi invece risulta essere completamente fuori scala, con accelerazioni che, nel range tra 2,5 e 3 secondi, raggiungono e superano i  $4 \text{ m/s}^2$  e spostamenti che si avvicinano al metro per continuare ad aumentare velocemente per periodi superiori.

Ciò conferma la dipendenza del periodo di impulso  $T_p$  per cui si ha amplificazione degli effetti dalla magnitudo, come spiegato nel paragrafo § 2.5.2.

Caratteristica tipica che accomuna quasi tutte le registrazioni near-fault riportate, in termini di spostamento orizzontale, è il progressivo aumento di quest'ultimo in modo praticamente lineare fin oltre periodi di 5 secondi, con un aumento progressivo a partire da valori pari al  $30 \div 50\%$  del periodo di impulso  $T_p$ .

È chiaro che per fenomeni di questo tipo la ricerca di elevati periodi di vibrazione per le strutture ricercando minori accelerazioni deve essere per forza di cose accompagnata da meccanismi di dissipazione di energia che permettano di abbattere spostamenti che imporrebbero l'utilizzo di dispositivi di dimensioni esagerate.

## 7 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di tesi, dopo aver sviluppato il progetto di una struttura di natura strategica multipiano e multifunzionale isolata alla base, sono state valutate le prestazioni dell'edificio ai diversi stati limite sia in termini di accelerazioni di piano che di spostamenti di interpiano attraverso delle analisi dinamiche non lineari.

I risultati delle analisi non lineari con accelerogrammi artificiali in termini di spostamento del sistema di isolamento sono molto simili ai valori ottenuti in fase di progettazione con le analisi lineari basate sull'utilizzo dello spettro, confermando che la struttura isolata è assimilabile ad un oscillatore semplice, con sovrastruttura considerabile come infinitamente rigida che trasla sul sistema di isolamento. Sono stati inoltre valutati sia gli spostamenti di interpiano che le accelerazioni di piano ai diversi stati limite, i cui valori sono risultati inferiori alle soglie di danneggiamento confermando l'elevato grado di protezione sismica dell'edificio soggetto a sismi da normativa.

Tuttavia, vista la vicinanza della struttura in oggetto con le faglie attivate nel 2016, si è voluto analizzare l'effetto di possibili eventi near-fault, cioè eventi particolarmente vicini (distanza del sito dalla faglia minore di 15 km) e pertanto caratterizzati da un segnale impulsivo (pulse-like) capace di produrre spostamenti elevati a strutture molto deformabili come quelle isolate alla base.

A tal fine, data la somiglianza di comportamento della struttura isolata con un sistema ad un grado di libertà, gli effetti in termini di spostamento del sistema di isolamento dovuti a segnali reali opportunamente selezionati e classificati come near-fault e pulse-like sono stati valutati tramite un confronto diretto sul piano ADRS (spettro in pseudoaccelerazione – spettro in spostamento).

In particolare, sono stati considerati in primo luogo fenomeni relativi all'effettiva localizzazione dell'edificio per poi passare agli eventi appositamente selezionati in riferimento ad ambiti territoriali di diversa scala (nazionale, europeo e mondiale).

Da questo confronto è emerso che tra gli eventi valutati in ambito nazionale l'unico che provocherebbe il superamento delle azioni di progetto, sia in termini di accelerazioni che di spostamento, è il terremoto di Mirandola e solo per il segnale registrato in direzione Nord-Sud. Questo è dovuto all'assenza di faglie di grandi dimensioni e di fenomeni aventi magnitudo abbastanza elevate tali da produrre un periodo di impulso che si avvicini al valore del periodo di isolamento usualmente adottato ( $2,5 \div 3$  s).

Anche i risultati dell'analisi sismica locale eseguita in fase di progettazione, hanno mostrato chiaramente come sul territorio italiano o per lo meno nell'area del centro Italia (che comunque è una delle aree con rischio sismico più elevato e caratterizzata da valori di PGA attesa tra i più alti) i normali eventi sismici risultano avere effetti importanti soprattutto a bassi periodi ma tendono a diminuire velocemente per periodi più alti. Pertanto, nel territorio nazionale l'isolamento alla base risulta essere un'ottima scelta progettuale, anche nelle zone a più elevata sismicità.

Passando dal territorio italiano a quello europeo e infine mondiale la necessità di considerare gli effetti near-fault in fase di progettazione risulta invece via via crescente.

In ambito europeo in realtà l'unica area che è risultata interessata da fenomeni di questo tipo è la Turchia Occidentale, laddove avviene l'incontro tra faglia africana ed europea e quindi i meccanismi di rottura liberano evidentemente maggiori quantitativi di energia.

Per questi eventi come per tutti gli altri "pulse-like" registrati in ambito mondiale con magnitudo almeno 6,5, si vede come l'effetto dell'impulso è quello di determinare uno spettro in pseudo-spostamenti che risulta essere crescente in modo più o meno lineare almeno fino a periodi superiori ai 5 secondi, posticipando quindi il tratto a spostamento costante rispetto ai

terremoti lontani e quindi non impulsivi. In territori caratterizzati da tali fenomeni (Giappone, California, ecc.) è necessario associare al sistema di isolamento dei sistemi aggiuntivi di dissipazione di energia che possano garantire smorzamenti maggiori del 15% associati agli isolatori generalmente utilizzati.



## **BIBLIOGRAFIA**

### Articoli e testi consultati:

Shrey Kumar Shahi, “A probabilistic framework to include the effects of near-fault directivity in seismic hazard assessment”, 2013;

R. S. Jangid and J.M. Kelly, “Base isolation for near-fault motions”, 2001;

Georgios Baltzopoulos, Lucia Luzi and Iunio Iervolino, “Analysis of Near-Source Ground Motion from the 2019 Ridgecrest Earthquake Sequence”, 2019;

Deepak R. Pant and Anil C. Wijeyewickrema, “influence of near-fault ground motions and seismic pounding on the response of base-isolated reinforced concrete buildings”, March 6-8, 2012, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan;

Iervolino et al., “L’azione sismica registrata durante il mainshock del 6 aprile 2009 a L’Aquila e le prescrizioni del DM 14/01/2008 V.1.”, 2010;

Fabio Mazza, Alfonso Vulcano, “Risposta dinamica non lineare di strutture intelaiate in c.a. isolate alla base soggette a terremoti near-fault”, XII convegno ANIDIS, 2007;

M. Dolce, A. Martelli, G. Panza, “Proteggersi dal terremoto: le moderne tecnologie e metodologie e la nuova normativa sismica”, 2004;

M. Dolce, F.C. Ponzo, A. Di Cesare, G. Arleo, “Progetto di edifici con isolamento sismico”, 2010;

M. Dolce, M. Laterza, A. Masi, F.R. Telesca, “criteri metodologici e soluzioni tecnologiche per l’applicazione dell’isolamento alla base all’adeguamento sismico di edifici in c.a.”, 2001.

### Normativa di riferimento:

Legge n. 1086 del 05 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso”;

Legge n. 64 del 02 febbraio 1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”;

Circolare 21 gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;

D.M. 16/02/2007 “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”;

UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo” – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio” – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

UNI EN 15129:2018 “Dispositivi antisismici”;

UNI EN 1337 “Appoggi strutturali”.

Sitografia:

Database Rete Accelerometrica Nazionale: <http://ran.protezionecivile.it>;

Engineering Strong Motion Database: <https://esm-db.eu>;

Database NGA West 2: <https://ngawest2.berkeley.edu>;

Catalogo “FIP Industriale”: <https://www.fipmec.it>.