



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in ingegneria Civile
A.A. 2022/2023
Sessione di Laurea 03/2023

**MODELLAZIONE E ANALISI DINAMICA
DI FACCIATE IN VETRO A CAVI
SOGGETTE AD AZIONE SISMICA**

Relatori:

Prof. Mauro Corrado
Prof.ssa Anna Reggio

Candidato:

Giorgio Brancasi

Sommario

Le costruzioni moderne utilizzano sempre più spesso facciate in vetro. In questo lavoro di tesi, condotto in collaborazione con Permasteelisa S.p.A., multinazionale italiana di costruzioni specializzata in rivestimenti architettonici in vetro e acciaio, si è voluto indagare il comportamento dinamico e sismico delle facciate realizzate con reti di cavi pretesi e pannelli in vetro. Utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, si è costruito il modello della facciata a partire dai disegni esecutivi di progetto. Attraverso lo studio della letteratura più recente, si sono identificati i dati di input più coerenti per l'analisi e le metodologie di modellazione più consone. Utilizzando come riferimento normativo l'Eurocodice 8, si sono forniti in input accelerogrammi artificiali spettro-compatibili generati per le diverse categorie del sottosuolo e con valori crescenti dell'accelerazione di picco del suolo. Analisi non lineari di tipo p-delta e p-delta con grandi spostamenti sono state necessarie date la flessibilità e le forti non linearità geometriche dovute alla presenza dei cavi. Sono state eseguite analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo delle equazioni del moto modulando il passo di integrazione e prestando particolare attenzione alla modellazione dello smorzamento strutturale.

Si sono ottenute e valutate le misure statistiche delle storie temporali della risposta sismica della facciata, mostrando in particolare gli spostamenti sotto azione sismica, le accelerazioni che subiscono i connettori di collegamento tra i cavi tesi ed i pannelli in vetro ed infine le variazioni di forza assiale nei cavi.

Abstract

Modern buildings are increasingly using glass facades. In this thesis work, conducted in collaboration with Permasteelisa SpA, an Italian multinational construction company specializing in glass and steel architectural cladding, we wanted to investigate the dynamic and seismic behavior of the facades made with networks of prestressed cables and glass panels. Using the finite element calculation program SAP2000, the model of the facade was built starting from the executive drawings of the project. Through the study of the most recent literature, the most consistent input data for the analysis and the most appropriate modeling methodologies have been identified. Using Eurocode 8 as normative reference, artificial spectrum-compatible time histories generated for the different subsoil categories with increasing values of the peak acceleration of the soil have been provided as input.

Nonlinear analyzes of p-delta and p-delta with large displacements were necessary due to the flexibility and the strong geometric non-linearities arising from the presence of cables. Non-linear dynamic analyzes with step integration of the equations of motion were performed by modulating the integration step and paying particular attention to the modeling of the structural damping.

The statistical measurements of the time histories of the seismic response of the facade were obtained and evaluated, showing in particular the displacements under seismic action, the accelerations experienced by the connectors that join the tensioned cables to the glass panels, and finally the variations of axial force in the cables.

INDICE

INDICE	IV
INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1	3
1.1 DESCRIZIONE DELLE FACCIATE IN VETRO A CAVI TESI	3
1.1 VETRO.....	10
1.1.1. <i>Annealed glass</i>	10
1.1.2. <i>Vetro temprato</i>	11
1.1.3. <i>Vetro laminato</i>	12
1.1.4. <i>Strato intermedio di PVB</i>	14
1.1.5. <i>Insulating glass units IGU</i>	15
1.2 SISTEMA DI FISSAGGIO	16
1.3 RETE DI CAVI.....	18
1.4 COMPORTAMENTO SOTTO L'AZIONE DEL SISMA	19
1.5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	21
CAPITOLO 2	23
2.1 VETRO.....	24
2.1.1 <i>Proprietà e caratteristiche del vetro</i>	24
2.1.2 <i>Proprietà e caratteristiche del PVB</i>	25
2.1.3 <i>Resistenza alla flessione di progetto del vetro</i>	26
2.1.4 <i>Tipologia di pannelli</i>	27
2.2 ACCIAIO.....	30
2.2.1 <i>Cavi orizzontali e verticali</i>	30
2.2.2 <i>Connettori e struttura principale</i>	32
CAPITOLO 3	37
3.1 ANALISI MODALI	38
3.1.1 <i>Proprietà modali e tiro nei cavi</i>	38
3.1.2 <i>Modellazione delle masse su SAP2000</i>	39
3.1.3 <i>Modellazione dello smorzamento</i>	42
3.2 AZIONI STATICHE	45
3.3 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI CON INTEGRAZIONE AL PASSO.....	47

3.3.1	<i>Non linearità geometrica del cavo</i>	47
3.3.2	<i>Analisi P-Delta in grandi spostamenti</i>	49
3.3.3	<i>Condizioni di stabilità ed accuratezza</i>	51
3.4	INPUT SISMICO	55
3.4.1	<i>Normativa di riferimento</i>	55
3.4.2	<i>Analisi non lineare nel dominio del tempo</i>	55
3.4.3	<i>Categoria di terreni</i>	56
3.4.4	<i>Azione sismica</i>	57
3.4.5	<i>Spettro di risposta elastico</i>	58
3.4.6	<i>Accelerogrammi spettro-compatibili</i>	62
3.5	ANALISI DINAMICHE: SCHEMA ANALISI TIPO	69
CAPITOLO 4		72
4.1	ANALISI STATICHE	72
4.2	ANALISI MODALE	76
4.2.1	<i>Mass participation factor e analisi modale della sola rete di cavi</i>	78
4.3	ANALISI SISMICHE	80
4.4	ANALISI SISMICA: CAVO ORIZZONTALE	80
4.4.1	<i>Facciata in zona a bassa sismicità</i>	81
4.4.2	<i>Facciata in zona a media sismicità</i>	88
4.4.3	<i>Facciata in zona ad alta sismicità</i>	95
4.5	ANALISI SISMICA: CAVO VERTICALE	102
4.5.1	<i>Facciata in zona a bassa sismicità</i>	103
4.5.2	<i>Facciata in zona a media sismicità</i>	110
4.5.3	<i>Facciata in zona ad alta sismicità</i>	117
CAPITOLO 5		124
BIBLIOGRAFIA		127
APPENDICE A		130

INTRODUZIONE

La presente tesi ha come oggetto lo studio del comportamento sismico di una facciata in vetro composta da cavi tesi e pannelli di vetro collegati ad una struttura principale in acciaio. L'importanza di questo studio risiede nella necessità di comprendere come le facciate in vetro possano reagire sotto l'azione di un terremoto, analizzarne le prestazioni rispetto a diverse eccitazioni sismiche e valutare la sua capacità di resistere alle sollecitazioni derivanti da tali eventi.

L'utilizzo di facciate in vetro è sempre più diffuso nell'ambito dell'architettura moderna, ma il loro comportamento in caso di evento sismico non è ancora sufficientemente conosciuto, inoltre non è stata ancora prescritta una normativa specifica per l'analisi di questo tipo di facciate. La complessità di questi sistemi rende necessario uno studio accurato, che tenga conto di tutte le variabili in gioco.

Sebbene queste strutture siano progettate per garantire una grande resistenza alle sollecitazioni, il loro comportamento dinamico in caso di terremoto può essere molto complesso e difficile da prevedere; durante un evento sismico, infatti, i componenti strutturali della facciata possono subire diverse tipologie di sollecitazioni, come ad esempio le vibrazioni orizzontali o le oscillazioni verticali. Queste sollecitazioni possono provocare un aumento delle tensioni interne nella struttura, con il rischio di causare danni e deformazioni permanenti.

Grazie alla collaborazione con Permasteelisa S.p.A., multinazionale italiana di costruzioni specializzata in rivestimenti architettonici in vetro e acciaio, si è voluto analizzare il comportamento dinamico e sismico di una facciata con cavi pretesi e pannelli di vetro al fine di valutarne la risposta strutturale.

Gli eventi sismici rappresentano una delle più grandi minacce per le costruzioni di questo tipo, e la loro forza e durata possono variare notevolmente a seconda della loro natura e della tipologia del terreno su cui si verificano. Al fine di comprendere a pieno la risposta strutturale di questa facciata, si sono voluti simulare differenti scenari, posizionando la struttura

su zone differenti appartenenti al territorio Europeo, facendo così riferimento a differenti input sismici e considerando i possibili scenari di collocamento di una facciata di questo genere.

CAPITOLO 1

FACCIAE IN VETRO

1.1 Descrizione delle facciate in vetro a cavi tesi

Le facciate in vetro a cavi tesi rappresentano una delle soluzioni architettoniche più innovative e affascinanti degli ultimi decenni. Questa tipologia di facciata è il risultato di una lunga evoluzione tecnologica e architettonica che ha avuto inizio negli anni '50 del XX secolo. Il primo prototipo di facciata in vetro a cavi tesi venne sviluppato negli Stati Uniti nel 1955, grazie alle ricerche del noto architetto e ingegnere Buckminster Fuller. La sua idea era quella di creare una struttura portante in grado di sostenere grandi superfici vetrate senza bisogno di montanti verticali. Negli anni '60, grazie alla diffusione di nuovi materiali e alla nascita di nuove tecnologie, le facciate in vetro a cavi tesi cominciarono a diffondersi anche in Europa. In particolare, i primi progetti di queste facciate furono realizzati in Germania, grazie alla collaborazione tra architetti e ingegneri.

Negli anni '70, con l'ulteriore sviluppo delle tecnologie di produzione e posa in opera dei cavi e dei pannelli in vetro, queste facciate cominciarono a diffondersi anche in altre parti del mondo, diventando uno dei simboli dell'architettura moderna, un esempio è John Hancock Tower a Boston (1975). Arrivando poi negli ultimi decenni, le facciate in vetro a cavi tesi hanno subito un processo di miglioramento notevole, grazie alla ricerca di nuovi materiali e tecnologie che consentono di aumentare le prestazioni strutturali e termiche di questi sistemi. Oggi, sono utilizzate in numerosi progetti di architettura di alto livello in tutto il mondo, confermando la loro importanza e la loro centralità nel dibattito sull'architettura contemporanea.[1]

Al giorno d'oggi, le facciate a vetro continue sorrette da cavi tesi in acciaio rappresentano una soluzione architettonica innovativa e sempre più utilizzata nella costruzione di edifici moderni dati i sistemi costruttivi notevolmente avanzati. Questa tipologia di facciata permette di ottenere una grande trasparenza e luminosità degli spazi interni, grazie alla presenza di grandi vetrate che vanno da pavimento a soffitto.

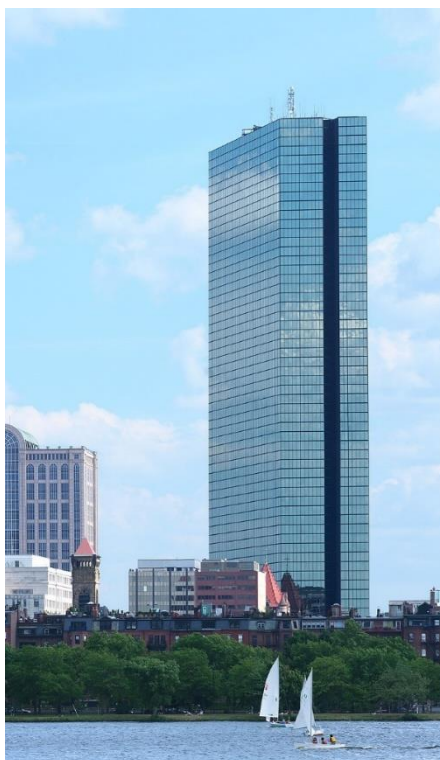


Figura 1.1 - John Hancock Tower a Boston (1975)

L'utilizzo di cavi tesi in acciaio come elemento strutturale portante consente di eliminare l'impiego di montanti verticali che potrebbero limitare la trasparenza della facciata e permette una maggiore libertà progettuale. La facciata risulta così leggera e slanciata, conferendo all'edificio un'immagine moderna ed elegante permettendone l'utilizzo in differenti edifici per diversi contesti. La trasparenza di questa, inoltre, consente una maggiore penetrazione della luce naturale negli ambienti interni, riducendo l'utilizzo di energia per l'illuminazione, mentre l'impiego di materiali di ultima generazione consente di migliorare l'isolamento termico ed acustico degli edifici.[2]

Tra gli esempi più noti di edifici che utilizzano le facciate a vetro continue sorrette da cavi tesi in acciaio ci sta il Sony Center – Hotel Esplanade, Berlino



Figura 1.2 - Sony Center – Hotel Esplanade, Berlino

Questa è una facciata retta solamente da tiranti verticali per il sistema strutturale; in particolare, il sistema strutturale primario è formato da una coppia di tiranti.

Sede della Bayer, Leverkusen

In questo caso la struttura sfrutta dei cavi a spirale aperti con supporti a molla distanziati, collegando i pannelli in vetro tramite dei punti di fissaggio ai quattro angoli del vetro. Questo sistema permette di minimizzare la deformazione dei pannelli in vetro che compongono la facciata.



Figura 1.3 - Sede della Bayer, Leverkusen

Time Warner Building, New York:

Rappresenta una struttura architettonica imponente che si estende per 55 piani, la facciata è composta da grandi pannelli di vetro blu scuro che riflettono la luce in modo sorprendente. Ci sono anche degli elementi in acciaio inossidabile, che creano un effetto di contrasto con il vetro.



Figura 1.4 - Time Warner Building, New York

Market Hall, Rotterdam

La facciata, che si estende per oltre 120 metri, è interamente rivestita da pannelli di vetro colorato che creano un effetto cromatico cangiante a seconda dell'ora del giorno e delle condizioni atmosferiche. Grazie alla sua audace architettura e al suo impatto visivo è considerato uno dei simboli della città.



Figura 1.5 - Market Hall, Rotterdam

In tutti questi casi, la facciata in vetro continua ha permesso di creare edifici iconici, con un forte impatto visivo e una grande attenzione alla sostenibilità ambientale, grazie all'utilizzo di materiali innovativi e all'ottimizzazione dell'efficienza energetica. [3]

Il sistema strutturale della facciata in vetro è caratterizzato da una distribuzione uniforme dei carichi sulla struttura, grazie alla tensione uniforme dei cavi che sostengono i pannelli di vetro. In particolare, i cavi sono tesi con una determinata forza, che viene calcolata in modo da garantire una distribuzione uniforme dei carichi sulla struttura e da evitare deformazioni eccessive dei pannelli di vetro.

L'omogeneità dei pannelli in vetro garantisce una uguaglianza nelle risposte alle diverse azioni a cui è soggetta la facciata, evitando la concentrazione di tensioni in punti specifici e riducendo il rischio di rottura dei pannelli di vetro.

Inoltre, la struttura portante presenta un grado di rigidità appositamente superiore rispetto alla rete di cavi in modo da evitare delle deformazioni eccessive; il tiro nel cavo gioca un ruolo importante nel far sì che queste deformazioni siano compensate il più possibile, mantenendo così la stabilità della facciata.

Come si può notare, sotto è stato riportato uno schema con la composizione degli elementi che rappresentano lo scheletro della struttura; si fa riferimento alla struttura principale collegata direttamente all'edificio che oltre a fornire rigidità al sistema di cavi ha anche il compito di trasferire le sollecitazioni che si verificano alla base lungo tutta la lunghezza della struttura; i cavi orizzontali e verticali appartenenti alla rete, che sono appositamente tesi, i pannelli in vetro collegati direttamente alla struttura tramite i nodi, ed un dettaglio dei nodi di collegamento tra la maglia dei cavi ed il pannello di vetro.

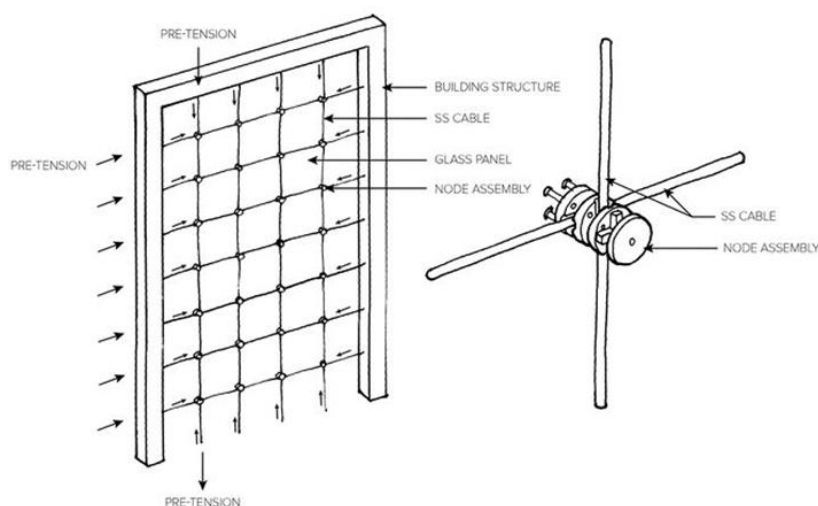


Figura 1.6 – Sistema strutturale di una facciata a cavi tesi con dettaglio collegamento del nodo cavi [4]

Va considerato anche che questo tipo di strutture presentano diverse caratteristiche che le distinguono dalle tradizionali facciate in vetro. Tuttavia, tra queste caratteristiche ci sono anche alcuni svantaggi che possono rappresentare delle sfide in fase di progettazione, costruzione e manutenzione di queste strutture.

In primo luogo, una delle principali criticità delle facciate in vetro a cavi tesi è rappresentata dai costi elevati. Infatti, queste facciate richiedono un'attenzione particolare nella scelta dei materiali e nella messa in opera dei cavi tesi, il che può comportare dei costi maggiori rispetto alle scelte più comuni usate.

In secondo luogo, un'altra criticità è rappresentata dalla difficoltà di installazione. Questo tipo di facciate richiede un'attenta attenzione e cura nella messa in opera dei cavi tesi per garantire la stabilità e la resistenza della struttura, nonché una particolare cura nella progettazione delle fasi di montaggio e della ricalibrazione del tiro dei cavi sotto il peso dei pannelli, il che complica le procedure di installazione. Inoltre, la manutenzione per garantire il corretto funzionamento dei cavi tesi deve essere sempre assicurata. Questo aspetto rappresenta un'ulteriore criticità in quanto i cavi devono essere controllati periodicamente per assicurarsi che non si siano allentati. Infine, un altro svantaggio delle facciate in vetro a cavi tesi è rappresentato dalla loro sensibilità ai danni. La limitazione degli spostamenti è uno dei parametri principali nella progettazione di questa tipologia di facciate

1.1 Vetro

1.1.1. Annealed glass

Il vetro di tipo Annealed viene prodotto attraverso un processo di raffreddamento lento ed a temperatura ambiente. La composizione chimica di questo vetro varia a seconda dell'utilizzo e delle prestazioni che si vogliono ottenere, comunemente ha la sabbia silicea come componente principale, insieme a una serie di additivi come la soda, il calcare e il potassio. La quantità e il tipo di additivi che si possono usare sono strettamente correlate alle proprietà meccaniche ricercate.

Tabella 1.1– composizione chimica dell'Annealed glass [5]

Chemical compound	Chemical formula	Percentage of mass (%)
Silicon dioxide	SiO ₂	69 to 74
Calcium oxide	CaO	5 to 12
Sodium oxide	Na ₂ O	12 to 16
Magnesium oxide	MgO	0 to 6
Aluminium oxide	Al ₂ O ₃	0 to 3
Others	-	0 to 5

Per la comodità di produzione il processo più usato è quello inerente al vetro float. Questo processo di produzione è un metodo molto comune per produrre lastre di vetro piatte, utilizzate in molte applicazioni. Il vetro float viene prodotto tramite un processo di laminazione continua che implica l'uso di un bagno di stagno fuso. Questo processo viene utilizzato per produrre vetro piatto di qualità superiore rispetto ad altri metodi di produzione.[6]

Il processo inizia con la miscelazione di materie prime, tra cui sabbia, soda, calcare e altri additivi, all'interno di un forno ad alta temperatura. Una volta che la miscela è fusa, viene versata sulla superficie del bagno di stagno fuso, dove viene rapidamente estesa a formare una lastra uniforme di vetro. La superficie inferiore della lastra è in contatto con il bagno di stagno fuso, che

lisciando la superficie del vetro, produce un effetto simile ad un vetro liscio e uniforme.

Successivamente, la lastra viene raffreddata gradualmente attraverso una serie di zone di raffreddamento controllate in modo da evitare la formazione di tensioni interne nel vetro. Durante il processo di raffreddamento, il vetro passa attraverso una serie di roller che lo mantengono in tensione, mantenendo così la sua uniformità di spessore.

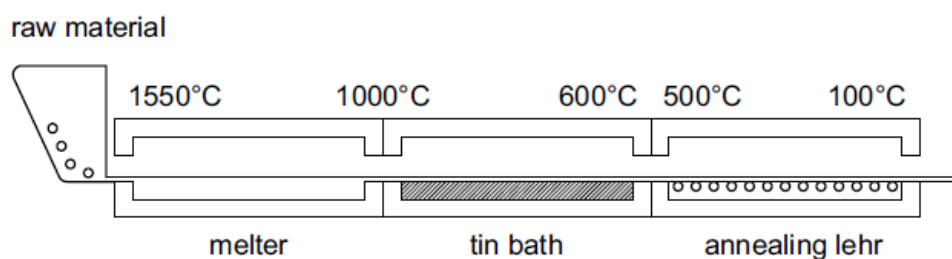


Figura 1.7 – schema di produzione del vetro Float

Una volta completato il processo di raffreddamento, il vetro viene tagliato in lastre di dimensioni specifiche e sottoposto a controlli di qualità per verificare che non ci siano difetti o imperfezioni. In seguito, le lastre di vetro possono essere sottoposte a ulteriori lavorazioni, come il taglio, la foratura o la tempera. [7]

1.1.2. Vetro temprato

Il vetro temprato è una variante del vetro comune (Annealed glass) che, attraverso un processo di riscaldamento e raffreddamento rapido, ottiene una maggiore resistenza meccanica rispetto alla versione non temprata. In questo modo, il vetro temprato diventa uno dei materiali preferiti per applicazioni in cui è richiesta una maggiore resistenza alle sollecitazioni meccaniche e termiche.

Il processo di tempra inizia con la pulizia accurata del vetro, che viene poi tagliato alle dimensioni desiderate. Il vetro viene quindi posto in un forno, dove viene riscaldato ad una temperatura di circa 620 °C per circa 10-15 minuti, in base al suo spessore. In questo modo, il vetro raggiunge uno stato di rammollimento e diventa plasmabile.[8] A questo punto, il vetro viene

raffreddato rapidamente attraverso un getto di aria compressa che lo raffredda a una velocità di circa 30-60 °C al secondo. Questo processo, chiamato "tempra", fa sì che il vetro si raffreddi in modo disomogeneo e crei tensioni residue nella struttura interna del vetro. Il risultato finale è un vetro che ha una resistenza meccanica e termica maggiore rispetto alla versione Annealed. Il vetro temprato ha infatti una resistenza a trazione che è quattro o cinque volte superiore rispetto al vetro Annealed, mentre la resistenza alla flessione è circa due volte maggiore. Inoltre, il vetro temprato ha la proprietà di rompersi in piccoli frammenti non taglienti in caso di rottura, riducendo così il rischio di lesioni gravi.

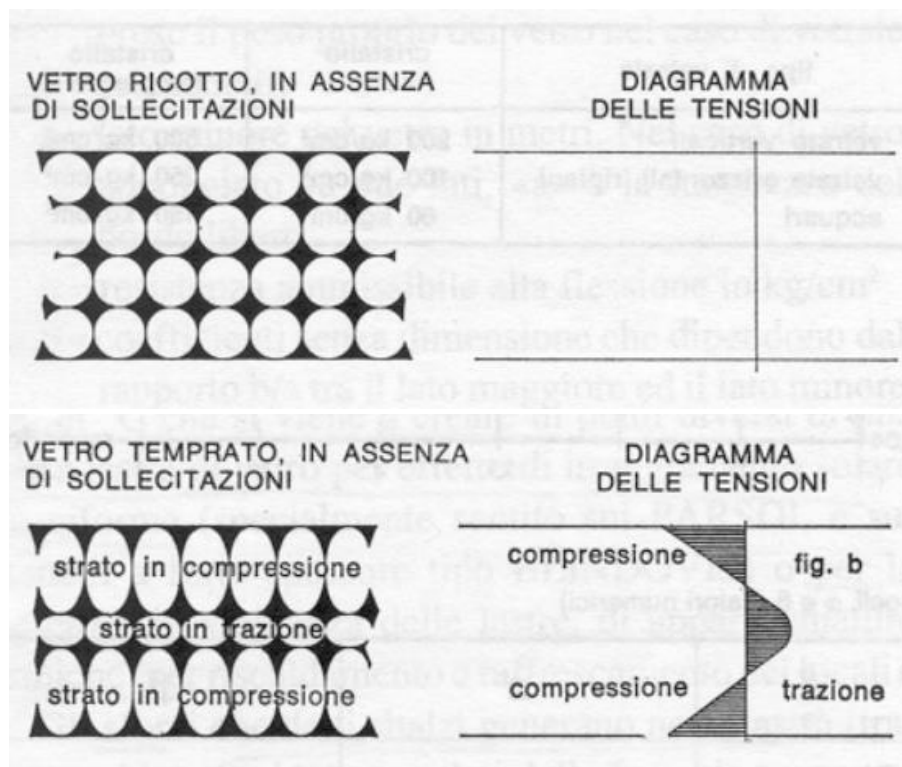


Figura 1.8 – Variazione dello stato tensionale del vetro temprato [8]

1.1.3. Vetro laminato

Il vetro laminato è un tipo di vetro di sicurezza costituito da due o più fogli di vetro uniti insieme da un'intercalare di materiale plastico. Questo processo di laminazione migliora la resistenza del vetro alle sollecitazioni meccaniche

e ne aumenta la sicurezza in caso di rottura; si può notare un comportamento decisamente migliore nella fase post rottura.

Il processo di produzione del vetro laminato prevede l'assemblaggio di due o più lastre di vetro attraverso un'intercalare di materiale plastico, chiamato solitamente polivinilbutirale (PVB). Il vetro e l'intercalare sono posti in una pressa a caldo e sottoposti ad una temperatura elevata e ad una pressione costante, in modo da creare una fusione tra le varie componenti. Il risultato finale è un vetro laminato che presenta un elevato livello di aderenza tra le lastre di vetro e l'intercalare di PVB.

A differenza del vetro temperato, il vetro laminato non subisce un cambiamento significativo nelle proprietà meccaniche come la resistenza alla trazione, ma piuttosto nei comportamenti di rottura e deformazione. Infatti, il vetro laminato è in grado di mantenere la sua forma in caso di rottura, grazie all'intercalare di PVB che agisce come uno strato di supporto per i frammenti di vetro. Inoltre, il vetro laminato offre una maggiore resistenza alle sollecitazioni dinamiche come quelle provocate da eventi sismici o esplosioni.

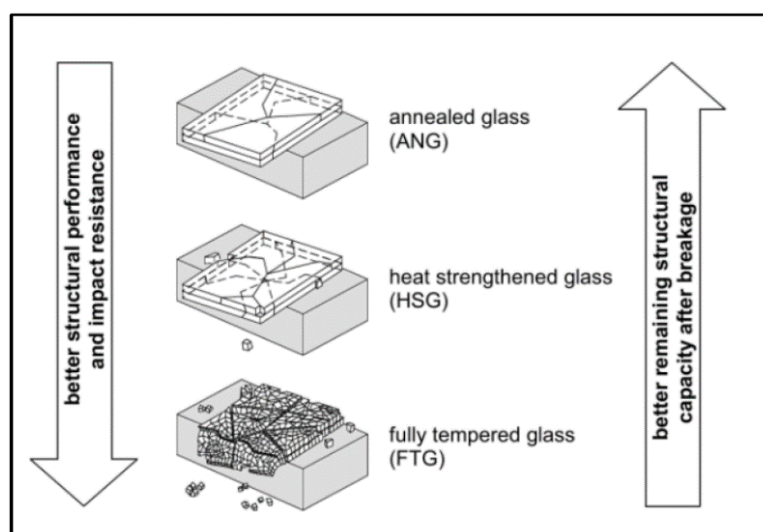


Figura 1.9 – Performance e capacità strutturali delle tipologie di vetro [10]

In generale, il vetro laminato è considerato un materiale molto sicuro e resistente. La sua capacità di mantenere la sua forma in caso di rottura lo rende particolarmente adatto per l'uso in applicazioni come le facciate esterne degli edifici, dove la sicurezza degli occupanti dell'edificio è una priorità assoluta.[7]

1.1.4. Strato intermedio di PVB

Il PVB (Polivinil Butirrale) è un materiale termoplastico utilizzato come interlayer per il vetro laminato. Si presenta come uno strato sottile e trasparente che si interpone tra due o più fogli di vetro, fornendo un'ottima resistenza agli urti e alle sollecitazioni meccaniche.

Le proprietà meccaniche del vetro laminato con interlayer PVB sono notevoli: la presenza dell'interlayer conferisce una maggiore resistenza a urti e impatti rispetto al vetro monolitico tradizionale, riducendo il rischio di rottura e scheggiature. In caso di rottura del vetro, l'interlayer PVB agisce come un adesivo che mantiene i frammenti di vetro uniti, impedendone la caduta e prevenendo il rischio di ferite. Inoltre, è un materiale altamente resistente agli agenti atmosferici, agli agenti chimici e alla luce solare. Inoltre, essendo un materiale plastico, ha una notevole capacità di deformazione elastica, che gli consente di assorbire e dissipare l'energia generata da sollecitazioni meccaniche. In particolare, un parametro fondamentale nella progettazione di questo strato è il parametro G , o modulo di taglio. Rappresenta la capacità del materiale di resistere alle deformazioni torsionali. Questo parametro è importante perché il vetro laminato viene sottoposto a sollecitazioni sia di tipo trasversale che di tipo torsionale, e il PVB svolge un ruolo fondamentale nel trasferimento delle sollecitazioni tra i due strati di vetro. Il comportamento del vetro laminato dipende quindi dalle proprietà meccaniche del PVB, che possono variare in base al grado di cristallinità, al tipo di materiale e allo spessore dello strato intermedio e queste influiscono sulla distribuzione delle sollecitazioni tra i due strati di vetro e sulle deformazioni del pannello in caso di sollecitazioni termiche.

Generalmente, il PVB utilizzato per il vetro laminato ha uno spessore di 0,38 mm o 0,76 mm, ma possono essere prodotti anche strati con spessori maggiori o minori a seconda delle specifiche del progetto, il parametro di riferimento è il modulo di taglio G in riferimento alle azioni agenti sulla struttura, ed al tempo di applicazione di queste, nonché dalla temperatura di riferimento nella progettazione dell'azione sollecitante.[9]

1.1.5. Insulating glass units IGU

Le IGU (Insulated Glass Units), o vetri camera, sono costituite da due o più lastre di vetro separate da uno spazio intermedio che può essere riempito da aria o gas nobili come argon o kripton. Questa tipologia di vetro è utilizzata soprattutto per il miglioramento dell'isolamento termico e acustico delle costruzioni.

Il processo di produzione delle IGU inizia con il taglio delle lastre di vetro alla dimensione desiderata. Le lastre vengono poi pulite e asciugate. Successivamente, vengono posizionate su un telaio e incollate insieme con uno spessore uniforme di polisolfuro o silicone, che funge da adesivo e sigillante.

Lo spazio intermedio tra le lastre viene mantenuto costante grazie all'utilizzo di distanziatori in alluminio o acciaio inossidabile. Questi distanziatori possono essere vuoti o riempiti con del materiale isolante come la schiuma di poliuretano o la fibra di vetro.

Infine, le IGU vengono sottoposte ad un processo di essiccazione e tenuta in vuoto per garantire la massima efficienza termica e acustica.

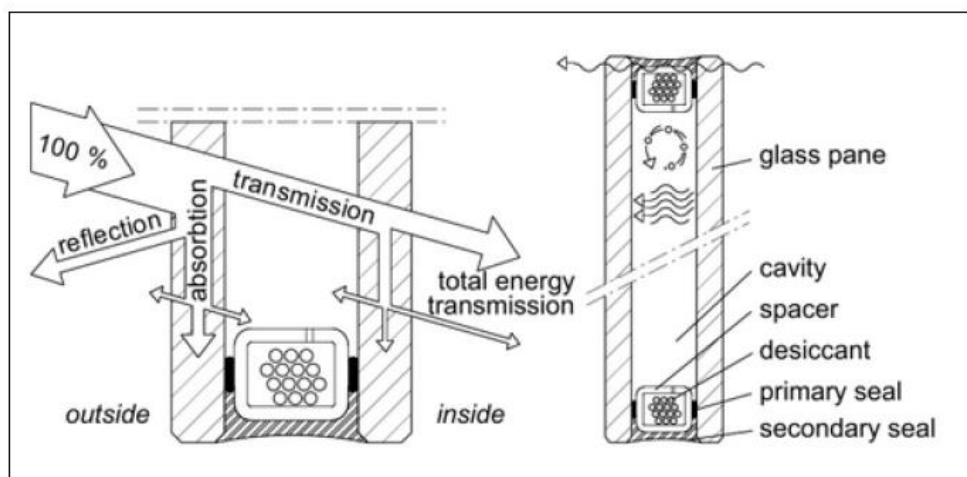


Figura 1.10 – sezione e comportamento delle IGU [10]

Le proprietà meccaniche delle IGU dipendono dalla composizione e dallo spessore delle lastre di vetro utilizzate, così come dalla larghezza dello spazio intermedio e dal tipo di gas utilizzato. Solitamente, l'isolamento termico delle IGU viene migliorato con l'uso di lastre di vetro a bassa emissività e l'utilizzo di gas nobili come argon o kripton. [7]

1.2 Sistema di fissaggio

I sistemi di fissaggio Point-fixed sono utilizzati per sostenere i pannelli di vetro mediante l'utilizzo di elementi di fissaggio, come ad esempio i bulloni, che li tengono in posizione. Questo tipo di sistema è utilizzato principalmente per strutture in vetro trasparente, dove l'obiettivo è di minimizzare la presenza di elementi di fissaggio, dando la massima enfasi al vetro.

Il sistema di fissaggio Point-fixed si basa sull'uso di fori attraverso i quali passano i bulloni. Questi bulloni possono essere ancorati al muro o al telaio principale della struttura mediante l'utilizzo di piastre di supporto. In alcuni casi, possono essere utilizzati anche i dispositivi di ancoraggio adesivo, che permettono una maggiore flessibilità nella scelta della posizione dei bulloni. Una volta che i bulloni sono stati fissati, i pannelli di vetro vengono posti sopra i fori dei bulloni e fissati in posizione. In genere, i pannelli di vetro vengono fissati alle piastre di supporto mediante l'utilizzo di guarnizioni e rondelle, che permettono di distribuire uniformemente le forze sui bordi del vetro.

Il vantaggio principale del sistema di fissaggio Point-fixed è la capacità di sostenere grandi superfici di vetro con una minima presenza di elementi di fissaggio. Questo consente di creare pareti in vetro trasparente con una visione completamente priva di ostacoli, dando una grande sensazione di spazio e di leggerezza.

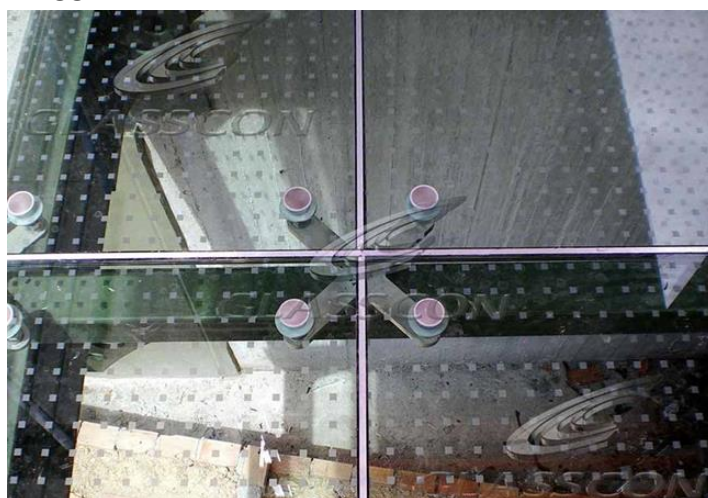


Figura 1.11 – sistema di fissaggio Point – fixed [11]

Un altro vantaggio importante del sistema di fissaggio Point-fixed è la facilità di manutenzione. Grazie alla possibilità di rimuovere singoli pannelli di vetro senza dover smontare l'intera struttura, la manutenzione può essere effettuata in modo più efficiente e meno costoso.

Inoltre, il sistema di fissaggio Point-fixed permette una grande libertà di design. Grazie alla vasta gamma di forme e dimensioni disponibili, è possibile creare pareti in vetro trasparente con forme e geometrie personalizzate, adattandole alle esigenze specifiche di ogni progetto.

Tuttavia, va considerato che il sistema di fissaggio Point-fixed richiede una maggiore precisione nell'installazione rispetto ad altri sistemi di fissaggio. Inoltre, l'uso di pannelli di vetro di grandi dimensioni può aumentare i rischi di deformazioni e tensioni indesiderate; quindi, è importante valutare attentamente il progetto e la scelta dei materiali.



Figura 1.12 – diverse tipologie di morsetti per i sistemi di fissaggio [11]

1.3 Rete di cavi

I cavi orizzontali e verticali del cable-net system sono elementi strutturali cruciali per il sostegno delle facciate in vetro. Il loro comportamento strutturale dipende dalla sezione trasversale, dalla tensione di tiro e dal loro modo di ancoraggio. In genere, i cavi orizzontali hanno una sezione trasversale relativamente grande rispetto a quella dei cavi verticali perché devono sopportare carichi maggiori dovuti al peso del vetro e alle azioni del vento che agiscono principalmente in direzione orizzontale.

Inoltre, i cavi orizzontali devono essere sufficientemente rigidi per evitare eccessivi spostamenti delle superfici vetrate, che potrebbero comprometterne la stabilità. Al contrario, i cavi verticali, che sostengono il peso delle pareti in vetro solo in piccola parte, possono avere sezioni più sottili e sono più flessibili per consentire la deformazione della facciata sotto le azioni sismiche o del vento.

Il vento, inoltre, esercita una forza sui vetri, che a sua volta viene trasferita ai cavi attraverso i punti di fissaggio. In presenza di vento, i cavi si deformano e si tensionano, generando forze reattive che contrastano quelle del vento; data la grandezza di queste facciate questa componente di carico è una delle principali nel dimensionamento dei cavi e nella scelta dei materiali da usare. Il peso del vetro rappresenta uno dei principali carichi a cui i cavi orizzontali e verticali sono soggetti. L'effetto del peso del vetro sui cavi può essere valutato mediante l'analisi strutturale, che consente di determinare le tensioni e le deformazioni a cui sono soggetti i cavi.

L'effetto del peso del vetro sui cavi può anche essere mitigato mediante l'utilizzo di acciaio ad alta resistenza, che consente di ridurre la sezione trasversale dei cavi senza compromettere la loro capacità portante. Inoltre, la corretta scelta dei materiali e delle dimensioni dei cavi, nonché la corretta tensione dei cavi, sono fondamentali per garantire la stabilità e la sicurezza del sistema.

Il peso dei pannelli di vetro ed il carico del vento vengono scaricati sui cavi tramite i dispositivi di fissaggio tra pannelli e cavi, che sono progettati per distribuire uniformemente il carico sui cavi e quindi sulla struttura portante. Ciò avviene attraverso un processo di trasmissione del carico, che avviene principalmente in due modi: a compressione e a taglio. I dispositivi di

connessione, infatti, sono progettati per distribuire uniformemente il carico del vetro sui cavi in modo che il carico su ciascun cavo sia bilanciato per far evitare la formazione di tensioni disomogenee nei cavi e per bloccare il movimento laterale del vetro e trasferire il carico ai cavi in modo che possano resistere alle forze laterali.[7]

Queste strutture presentano un comportamento genericamente considerato flessibile in quanto sono costituite da elementi architettonici che si muovono e si adattano alle variazioni di carico e di temperatura, combinati alla composizione di materiali leggeri e resistenti come vetro e acciaio. Il sistema di facciata a cavi tesi si compone di una serie di cavi che attraversano la struttura e la tengono sospesa. Questi cavi sono tesi in modo da generare una trama di linee che formano una rete di supporto per i pannelli che costituiscono la facciata. I cavi sono solitamente realizzati in acciaio e sono ancorati a dei punti di fissaggio presenti sull'edificio.

La flessibilità di queste facciate deriva dalla capacità di assorbire e distribuire i carichi in modo uniforme, grazie alla presenza dei cavi che formano una rete di sostegno. Inoltre, la tensione dei cavi può essere regolata in base alle esigenze strutturali, in modo da adattarsi alle variazioni di carico.

Il principio dietro la progettazione della facciata, che garantisce la flessibilità, è inerente alle sollecitazioni esterne: quando la facciata viene sollecitata da azioni come, ad esempio, l'azione sismica o il vento, i cavi tesi si deformano, senza subire danni permanenti, reagendo con una forza di trazione che contrappone l'azione in gioco. In questo modo la facciata risulta in grado di dissipare l'energia dell'azione sismica, senza subire danni strutturali.[7]

Grazie a questo principio si è in grado di sfruttare la possibilità di creare forme geometriche complesse e di ottenere una maggiore trasparenza della facciata stessa.

1.4 Comportamento sotto l'azione del sisma

Durante un evento sismico le strutture tendono ad avere una reazione alle accelerazioni date in input al suolo che sono combinazioni di componenti

orizzontali e verticali, manifestando spostamenti fuori piano e nel piano nonché rotazioni importanti. La risposta sismica della struttura è notevolmente influenzata dagli elementi, strutturali a non, che la compongono.

Le sollecitazioni trasferite dalla struttura portante agli elementi secondari possono risultare un problema e superare le soglie di danneggiamento dei materiali provocando notevoli danni, per questo non vanno assolutamente trascurate; per questo nonostante da un punto di vista strutturale l'edificio possa risultare perfettamente progettato, non bisogna trascurare gli elementi non strutturali. Il collasso o danneggiamento di questi potrebbe risultare un pericolo per chi dovesse trovarsi nelle immediate vicinanze oltre che poter rendere inagibile la struttura.

Durante un evento sismico, gli elementi non strutturali sono collegati alla struttura portante che è assoggettata a valori molto elevati di spostamento e deformazioni; in particolare, una facciata continua come da oggetto della tesi in questione, ha un comportamento molto singolare nei confronti dell'azione sismica. Il movimento della struttura a cui è collegata costituisce la maggior parte delle deformazioni nel piano della facciata stessa, deformazioni che possono essere molto variabili in base ai collegamenti di piano a cui si fa riferimento. Pertanto, il comportamento di queste facciate è strettamente collegato agli spostamenti interpiano ed i collegamenti a cui è soggetta ma non solo da questa: le deformazioni fuori piano su questo tipo di struttura rappresentano la componente deformativa più gravosa.

Le caratteristiche di flessibilità dei cavi tesi, e le proprietà modali e di oscillazione di questa struttura comportano molto spesso fenomeni di risonanza che, anche se non intaccano i periodi brevi della struttura principale, possono risultare un grave problema per la facciata continua data la forte differenza di rigidità.

Per una facciata in rete di cavi, le estremità dei cavi sono ancorate alla struttura primaria lungo la sua elevazione e la sua risposta sismica è innescata dalla vibrazione indotta dal terremoto sulla struttura primaria. La risposta sismica della facciata potrebbe essere alterata dalle proprietà della struttura primaria e quindi è necessario verificarne l'effetto lungo tutta la sua altezza.

Tramite alcuni studi abbiamo una conoscenza più completa degli effetti dei sismi su questo tipo di facciate e la relazione tra la struttura primaria e la struttura a rete di cavi.

Casagrande et al. [12] hanno studiato l'interazione dinamica tra il telaio del grattacielo e il sistema di facciata vetrata. Lu et al. e Huang et al. hanno valutato la sicurezza sismica della facciata della Torre di Shanghai utilizzando l'eccitazione dinamica compatibile con la risposta della struttura primaria. [13] [14]

Tramite lo studio effettuato da si è domandato e verificato l'effetto della struttura primaria sulla risposta sismica delle facciate a rete di cavi. In primo luogo, le accelerazioni al suolo sono applicate uniformemente ai modelli di reti-cavo. In questo caso, l'effetto della struttura primaria viene trascurato. In secondo luogo, le accelerazioni al suolo sono applicate a una serie di modelli strutturali primari, generando eccitazioni dinamiche non uniformi in altezza per le reti di cavi, e le reti di cavi sono soggette alle eccitazioni non uniformi. In questo caso, l'effetto della struttura primaria è pienamente considerato. Viene effettuato un confronto dettagliato tra i due gruppi di risultati. È stato dimostrato che la struttura primaria influenza in modo significativo la risposta di picco della facciata a rete, e che tale influenza è Tali influenze sono fortemente influenzate dal rapporto di periodo fondamentale tra la rete a fune e la struttura primaria.[13]

Il rapporto di frequenze tra la struttura primaria e la rete di cavi è di fondamentale importanza per il comportamento di tutti gli elementi non strutturali assoggettati al terremoto. Le eventuali rotture e verifiche da effettuare sugli elementi riguardano sia i cavi, dato l'eventuale tiro maggiorato a seguito delle deformazioni della struttura, sia i valori di deformazione e gli spostamenti che subiscono i nodi della facciata, nonché le forze sui collegamenti dei sistemi vetro-cavo e le verifiche da effettuare per la rottura lato vetro. [15]

1.5 Normativa di riferimento

Al fine di poter analizzare il comportamento di questo tipo di struttura non solo in Italia ma in un contesto più generale, si è deciso di far riferimento ad

una normativa internazionale come quella europea, ovvero l'Eurocodice 8 in particolare: UNI EN 1998-1:2013 e UNI EN 1998-5:2005.[16] [17]

All'interno della norma europea ci sono tutte le informazioni per l'identificazione dell'azione sismica e le verifiche da fare per gli elementi non strutturali.

Nella sezione 4.3.5, dove si parla dei requisiti degli elementi non strutturali, si hanno una serie di appunti che è importante sottolineare. Questi elementi vengono indicati tutti come "appendici" per definire la loro relazione con la struttura principale, inoltre, vengono scritti una serie di esempi di questi elementi, tra cui le facciate continue.

Uno dei requisiti espressi dall'Eurocodice è quello che questi elementi siano verificati unitamente ai loro supporti, per resistere all'azione sismica di progetto. Il sistema di supporto, fa notare la norma, ha un ruolo di fondamentale importanza per questi elementi, perché ne rappresenta un meccanismo di cedimento; inoltre, "elementi non strutturali di grande importanza o di natura particolarmente pericolosa, l'analisi sismica dovrà basarsi su un modello realistico delle strutture interessate e sull'utilizzo di spettri di risposta appropriati derivati dalla risposta degli elementi strutturali portanti del principale sistema sismico resistente". Questo ci porta a determinare un'azione sismica di progetto specifica ma non vi è alcuna specifica e considerazione sul comportamento o sulla categoria ed importanza della struttura. Quindi un elemento strutturale appartenente ad un edificio di normale o di civile abitazione verrà verificato come uno appartenente ad un edificio di grande importanza, come potrebbe essere un ospedale.

In seguito, verranno affrontate più in dettaglio tutte le specifiche che vengono trattate nella normativa rispetto alle scelte d'analisi e all'input di progetto dell'azione sismica elaborata.

Per il vetro si è fatto riferimento ad alle normative BS EN 16612:2019 ed alle diverse parti della normativa FIN DOC CEN/TS-19100 in particolare alla parte 1-2-3[18]

CAPITOLO 2

MATERIALI E CARATTERISTICHE

In questa sezione, procederemo con l'illustrazione dei sistemi precedentemente esposti, fornendo una descrizione dettagliata del modello di calcolo utilizzato per la struttura. In particolare, ci soffermeremo sugli aspetti che compongono la struttura e sui parametri dell'analisi dinamica della struttura, in modo da ottenere risultati precisi ed affidabili.

Grazie alla collaborazione con l'azienda Permasteelisa, abbiamo ottenuto dei solidi riferimenti nella modellazione di una struttura a cavi tesi, che ci hanno permesso di considerare degli aspetti rilevanti per quanto riguarda la progettazione di queste facciate, risaltando le criticità progettuali dei singoli elementi che la compongono, e cercando di avvicinarci il più possibile ad un caso di applicazione reale di questi componenti.

Inoltre, forniremo una panoramica delle proprietà dei materiali utilizzati nella struttura, compresi gli aspetti riguardanti le loro prestazioni e le loro caratteristiche fisiche. Considereremo anche le diverse sezioni della struttura e le loro proprietà di riferimento, con particolare attenzione ai fattori che influiscono sulla loro resistenza e sulla loro capacità di supportare il carico. Infine, descriveremo le metodologie utilizzate per conseguire le analisi dinamiche più conformi per la struttura considerata, tenendo conto della complessità e della varietà delle azioni che agisce sulla struttura.

2.1 Vetro

2.1.1 Proprietà e caratteristiche del vetro

Essendo il vetro un materiale definito in gergo fragile, sotto carico la risposta del vetro alla sollecitazione è perfettamente lineare fino al raggiungimento della rottura improvvisa.

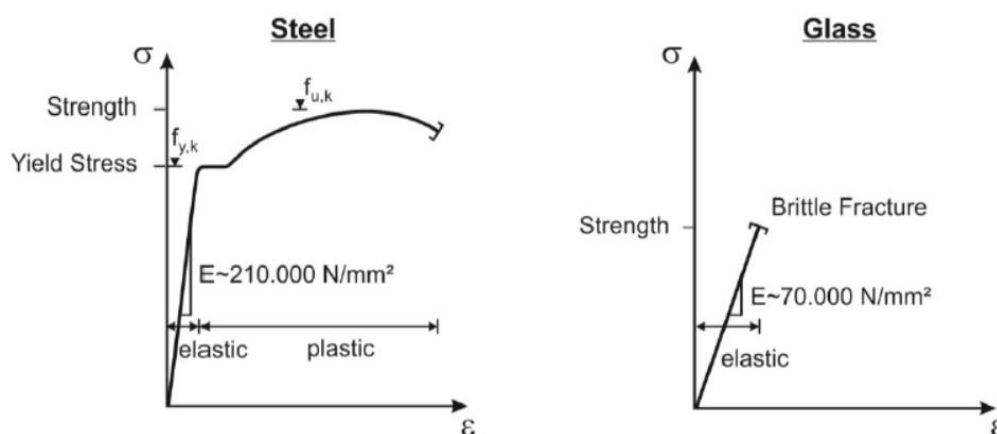


Figura 2.1 – Diagramma stress-deformazione del vetro e dell'acciaio [19]

Dal confronto sopra esposto si può notare come manchi totalmente il ramo di deformazione plastica ed incrudimento ed al suo posto ho una rottura istantanea. Questa fragilità del materiale comporta una specifica differenza nella risposta a compressione e trazione del materiale; pertanto, bisogna prestare molta attenzione alle componenti flessionali che possono verificarsi.

Tabella 2.1 – valori caratteristici di resistenza a flessione [5]

Glass material per product (whichever composition)	Values for characteristic bending strength $f_{b,k}$ for prestressed glass processed from:		
	thermally toughened safety glass to EN 12150-1, and heat soaked thermally toughened safety glass to EN 14179-1	heat strengthened glass to EN 1863-1	chemically strengthened glass to EN 12337-1
float glass or drawn sheet glass	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²
patterned glass	90 N/mm ²	55 N/mm ²	100 N/mm ²
enamelled float or drawn sheet glass	75 N/mm ²	45 N/mm ²	
enamelled patterned glass	75 N/mm ²	45 N/mm ²	

In questo caso si sono considerati dei vetri induriti termicamente ottenuto da un processo di produzione di vetro float. Quindi la resistenza considerata sarà di 70 Mpa dovuta allo stato tensionale di precompressione alterato del vetro che permette una resistenza a flessione migliore, resistendo maggiormente dalla parte in trazione.

Come altre caratteristiche da considerare, va tenuto conto coefficiente di Poisson ν ed il coefficiente di espansione termica αT :

il primo fa riferimento alla risposta elongazione/restringimento della sezione quando questa è soggetta ad un'alterazione dello stato tensionale, ovvero quando ho un allungamento in una direzione il provino restringe la sezione in risposta; il coefficiente di espansione termica αT indica come il materiale risponde una dilatazione lineare per effetto termico espresso dalla misura dell'allungamento dell'unità di lunghezza di provino per variazione di temperatura di 1 °K.

Di seguito viene riportata una tabella con le caratteristiche esposte:

Tabella 2.2 – proprietà caratteristiche del vetro in uso

Caratteristica	Simbolo	Valore
densità (a 20°C)	ρ	2500 kg/m ³
modulo elastico	E	70000 MPa
coefficiente di Poisson	ν	0.2
resistenza caratteristica a flessione	f_{gk}	70 MPa
coefficiente di dilatazione termica	αT	9·10-6 K ⁻¹

2.1.2 Proprietà e caratteristiche del PVB

Le lastre di vetro laminate sono tenute insieme da un foglio incollante costituito da PVB (polivinilbutirrale), un polimero che viene posto tra i due pannelli e pressato all'interno di un'autoclave a una temperatura di 250 °C. Questo tipo di interlayer conferisce alle lastre un'eccezionale resistenza agli urti, migliorando le proprietà del vetro come la trasparenza, l'isolamento termico e acustico. Le proprietà di resistenza di questi vetri sono strettamente legate alla temperatura di esercizio e al grado di adesione tra il materiale plastico e il vetro. L'aumento del contenuto di umidità diminuisce l'adesione

e aumenta il rischio di delaminazione, ovvero la perdita di capacità di trattenere i frammenti di vetro da parte dell'interlayer, con conseguente perdita di sicurezza e minore resistenza agli urti; per questo è fondamentale mantenere un una condizione di isolamento dei pannelli. Un parametro rilevante è quello della temperatura a cui il vetro è esposto; può influenzare in modo sensibile le sue proprietà di resistenza dato che queste proprietà sono reologiche e variano notevolmente al variare della temperatura di azione della sollecitazione.

Tabella 2.3 – proprietà caratteristiche del PVB

Caratteristica	Valore
densità (a 20°C)	1060 kg/m ³
modulo elastico	2,1 MPa
coefficiente di Poisson	0.49
coefficiente di dilatazione termica	8·10 ⁻⁵ K ⁻¹

2.1.3 Resistenza alla flessione di progetto del vetro

Il parametro cardine dell'azione di design dei pannelli di vetro è la resistenza a flessione di design che viene disposta al calcolo in modi differenti dalle diverse normative; la formula che usiamo come riferimento è quella proposta da EN 16612:2019:

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{sp} f_{g;k}}{\gamma_{M;A}} + \frac{k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{\gamma_{M;v}}$$

k_{mod} : fattore che tiene conto della durata dell'azione;

$f_{g,k}$: valore di resistenza caratteristica a flessione;

$f_{b,k}$: Valore caratteristico della resistenza alla flessione del vetro

$f_{g,d}$: Valore di progetto della resistenza alla flessione per il vetro

k_{sp} : fattore di superficie

γ_{MA} : fattore correttivo per vetro ricotto

γ_{MV} : fattore correttivo per vetro pretensionato.

In particolare, il valore più incidente che varia al variare del tipo di carico è il K_{mod} . Questo valore varia ogni volta che l'azione che siamo considerando sul vetro cambia; nella tabella sotto si mostrano i valori proposti per k_{mod} dalla EN 16612:2019[18] per diverse durate di carico e per diverse tipologie di azioni.

Tabella 2.4 – valori del K_{mod} in variazione al tempo di carico [18]

Action	Load duration	k_{mod}
Wind gusts ^a	5 s (or less)	1,0
Wind storm accumulative	10 min equivalent ^b	0,74
Balustrade loads - no crowds (e.g. building use categories A, B, C1 and E)	30 s ^c	0,89
Balustrade loads - crowds	5 min ^c	0,77
Maintenance loads	30 min	0,69
Snow	3 weeks ^d	0,45
Cavity pressure variations on insulating glass units	8 h ^e	0,58
Dead load, self weight, altitude effects on insulating glass units	permanent (50 years)	0,29

Per ogni azione considerata sul pannello e per ogni tipologia di combinazione, si è proceduto a calcolare il valore di resistenza a flessione del pannello ed al calcolo delle proprietà di progetto del pannello, date che vanno ricalcolate ogni volta che si considera un'azione differente sulla struttura. per questi pannelli, si sono calcolate nelle diverse condizioni di carico, le massime sollecitazioni ammissibili e la condizione sotto al carico del vento in SLU è la più gravosa mostrando uno sforzo massimo ammissibile di 41,6 MPa.

2.1.4 Tipologia di pannelli

La pannellatura di vetro che compone la facciata è formata da doppi vetri di circa 1,2 m di larghezza ed un'altezza variabile compresa tra i 1,9 e 2,1 m di altezza.

I pannelli della facciata in vetro a cavi tesi saranno principalmente supportati da supporti di bloccaggio in acciaio inossidabile lavorati a macchina, che

saranno posizionati ai quattro angoli del pannello; questi serviranno a collegare i pannelli ai nodi della rete di cavi in acciaio. Inoltre, per garantire un supporto continuo, le giunzioni orizzontali e verticali dei pannelli di vetro saranno realizzate mediante l'uso di una doppia guarnizione siliconica ventilata, che fornirà una tenuta sicura e affidabile. Questo sistema di supporto garantisce un'ottima performance strutturale assicurando un confort di isolamento per la parte interna della facciata.

Grazie a questa soluzione, è possibile evitare la caduta dei frammenti di vetro in caso di rottura, riducendo il rischio di danni a persone o oggetti sottostanti. Inoltre, l'utilizzo di doppi vetri stratificati termoinduriti rappresenta un'ulteriore garanzia di sicurezza considerato che offrono una adeguata rigidità residua post rottura, garantendo la stabilità e la tenuta della facciata anche in caso di eventi improvvisi o accidentali.

Come accennato precedentemente, si sono voluti considerare delle dimensioni variabili dei pannelli in vetro per distanziarci il più possibile ad una condizione ideale di calcolo e quindi ottenere una modellazione delle masse del vetro, concentrate nei nodi della facciata, non uniforme.

Questo aspetto, è di fondamentale importanza dato che incide notevolmente nel modo di vibrare della struttura, è una scelta di modellazione che è stata attuata e più avanti si parlerà più in dettaglio di questo aspetto.

I pannelli che sono applicati sulla facciata sono delle IGU formate da due strati di vetro stratificato rinforzato tramite processo termico; in questo caso si considera uno strato esterno, formato da due strati da 8 mm di vetro rinforzato termicamente con 4 strati di PVB da 0,38mm all'interno, per uno spessore di 1,52 mm; lo strato interno della IGU è formato da 2 lastre di vetro rinforzato termicamente di 4 mm con sempre 4 strati di PVB come interlayer ed infine, tra questi 2 vetri stratificati, si ha una camera d'aria con dentro un gas, in questo caso l'argon, in uno strato spesso 16 mm. Nonostante la differenza dimensionale che si ha nei pannelli, la sezione descritta viene considerata tale per tutti i pannelli sulla facciata.

Tabella 2.5 –spessori degli strati dei pannelli

Caratteristica	dimensione	spessore
sezione esterna	vetro + PVB	8+1,52+8 mm
cavità	argon	16 mm
sezione interna	vetro + PVB	4+1,52+4 mm

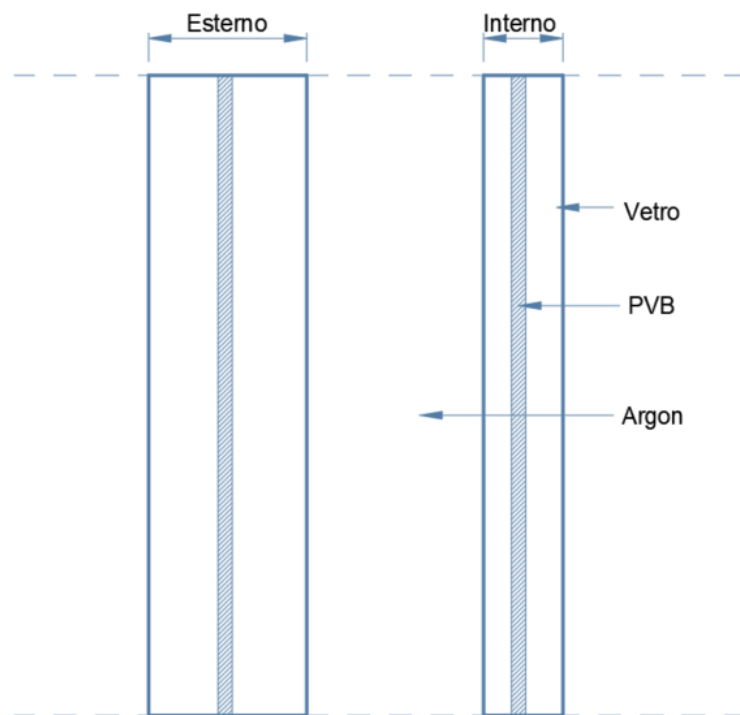


Figura 2.2 – sezione di un generico pannello in vetro

2.2 Acciaio

2.2.1 Cavi orizzontali e verticali

2.2.1.1 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

Per la tipologia di cavi viene applicato un acciaio inossidabile, in particolare AISI 316: questo materiale è una lega di acciaio inossidabile a base di ferro, cromo, nichel e molibdeno. Viene largamente usate nei cavi tesi date le sue eccellenti caratteristiche di resistenza alla corrosione, alla fatica e alla deformazione permanente sotto carichi statici e dinamici.

In base alla sezione del cavo possono variare di molto le proprietà meccaniche del cavo, anche se in generale, la resistenza alla trazione del cavo in acciaio inossidabile AISI 316 è di circa 550 MPa. Questo valore indica la massima tensione che il cavo in acciaio inossidabile può sopportare prima di rompersi, ma ovviamente è molto assoggettato a variazioni rispetto alla geometria delle sezioni dei cavi e soprattutto dalla temperatura di esercizio; la resistenza ad alte temperature tende a diminuire notevolmente.

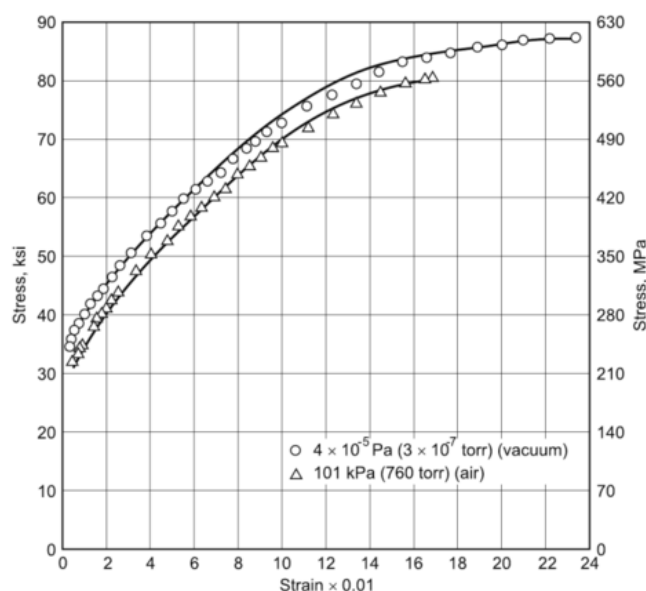


Figura 2.3 – relazione stress – deformazione per un cavo di sezione 45 mm a temperatura ambiente [19]

Tabella 2.6 – caratteristiche dell'acciaio usato per i cavi

Caratteristica	valore
densità	8000 kg/m ³
modulo elastico	200 GPa
coefficiente di Poisson	0.30
coefficiente di dilatazione termica	15.9x 10 ⁻⁶ K ⁻¹

2.2.1.2 Sezioni dei cavi

I cavi che sono stati progettati fanno riferimento a dei trefoli, ovvero sono costituiti da numerosi fili attorcigliati elicoidalmente, suddivisibili in due categorie utilizzate per formare la fune metallica e il solo filo d'acciaio, come le funi a spirale e a corda bloccata. Aggiungendo uno o più strati esterni costituiti da fili interbloccati a forma speciale, si può ottenere la fune metallica bloccata che è una forma di fune a spirale.

Utilizzando questa tipologia di cavo, rispetto quelli a sezione semplice, si raggiungono livelli di resistenza a trazione notevolmente maggiori e dunque si possono applicare dei precarichi maggiori sui cavi.

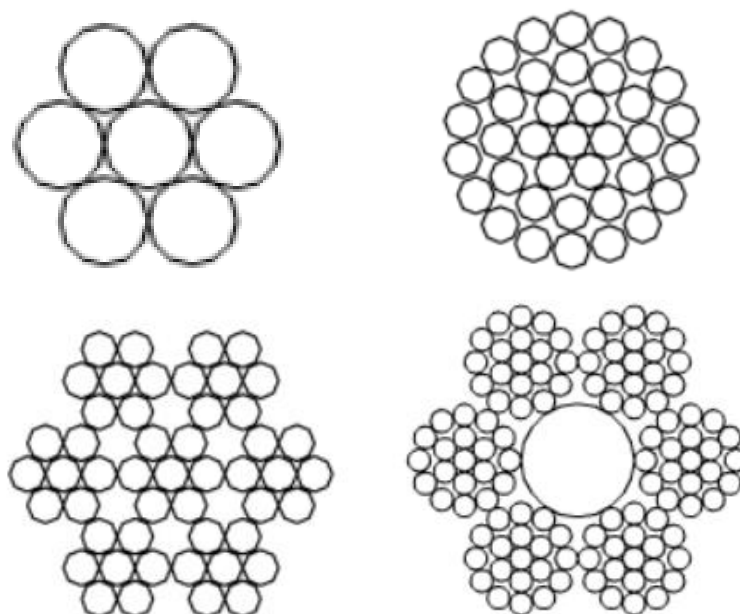


Figura 2.4 – sezioni di trefoli e cavi in acciaio[19]

Inoltre, si tende a dar peso a quella che è la deformazione costruttiva, ovvero una condizione in cui i fili e le corde delle funi interagiscono tra di loro quando sono sottoposti a carichi. Tale condizione avvicina gli elementi delle funi e comprime il nucleo della fune. In genere, la deformazione costruttiva viene ridotta o eliminata quando la fune metallica viene sottoposta a carichi ciclici. Le funi metalliche formate da molteplici corde sono molto più flessibili, assialmente e in flessione, rispetto a quelle a spirale.

Nel cavo del progetto si è fatta la differenza rispetto ai cavi che compongono la maglia della rete: il cavo orizzontale, molto più teso che prende direttamente le azioni del vento, ha una sezione di 32 mm in diametro; il cavo verticale, presentando un tiro minore ha una sezione di 10 mm in diametro. Di seguito riportiamo una tabella con la descrizione dei parametri dei cavi orizzontali e verticali:

tabella2.7 – caratteristiche dei cavi di acciaio orizzontale e verticale

Caratteristica	cavo orizzontale	cavo verticale
diametro	32 mm	10 mm
lunghezza	15 m	28 m
resistenza massima di progetto (ULS)	504 kN	52 kN
pretensione	350 kN	30 kN

2.2.2 Connettori e struttura principale

2.2.2.1 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

L'acciaio strutturale è un materiale molto popolare per la costruzione di edifici e altre strutture. Ciò è dovuto alle sue eccellenti proprietà meccaniche e alla sua duttilità. Ad esempio, l'acciaio strutturale è noto per la sua alta resistenza alla trazione, alla compressione e alla flessione, il che significa che può sostenere pesi e sollecitazioni elevate senza deformarsi o cedere, date le caratteristiche speculari tenso-deformative sia a compressione che a trazione. Possiede un buon grado di tenacità, ovvero può resistere a sollecitazioni dinamiche come urti e vibrazioni. Questa proprietà è importante in situazioni di carico variabile e sismiche. Inoltre, l'acciaio strutturale può essere protetto dalla corrosione attraverso l'utilizzo di rivestimenti protettivi o leghe

resistenti alla corrosione. Il legame tensione-deformazione dell'acciaio da costruzione è un importante fattore da considerare nella progettazione di strutture in acciaio.

In particolare, è caratterizzato da una fase elastica e una fase plastica. Nella prima l'acciaio si deforma proporzionalmente alla tensione applicata, e quando la tensione viene rimossa, l'acciaio ritorna alla sua forma originale senza subire deformazioni permanenti. Superata la fase elastica si passa al regime plastico, dove l'acciaio subisce una deformazione permanente non reversibile quando viene applicata una tensione superiore alla sua resistenza a trazione. In questa fase, l'acciaio continua a deformarsi anche dopo che la tensione è stata rimossa, fino a quando si verifica una rottura. Il punto di snervamento rappresenta la transizione dalla fase elastica a quella plastica. Dopo questo punto la sezione inizia a deformarsi permanentemente anche sotto tensioni relativamente basse, e indica la massima tensione che l'acciaio può sostenere senza subire deformazioni permanenti.

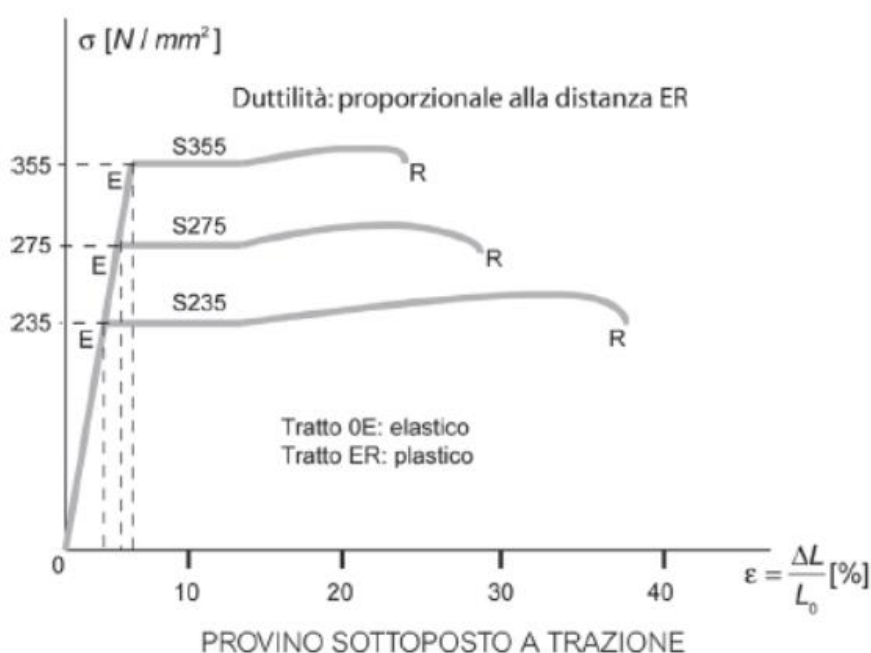


Figura 2.8 – diagramma stress – deformazione dell'acciaio per categorie S235, S275 e S355. [20]

In questo grafico possiamo notare non solo le fasi precedentemente descritte ma anche un confronto tra le diverse tipologie di acciai strutturali. Gli acciai S355, S275 e S235 sono classificati in base alla loro resistenza alla trazione

minima garantita; in termini di resistenza alla trazione, l'acciaio S355 è il più resistente tra i tre, con una resistenza alla trazione minima garantita di 355 MPa. Analogamente gli altri due avranno rispettivamente una resistenza di 275 MPa e 235 MPa. Per quanto riguarda la duttilità, l'acciaio S355 è generalmente meno duttile rispetto agli acciai S275 e S235 che sono generalmente più duttili dell'acciaio grazie alla loro minore resistenza alla trazione., questo comporta che possono deformarsi più facilmente senza rompersi, il che li rende ideali per le applicazioni strutturali in cui la flessibilità è importante.

Tabella 2.8 – caratteristiche dell'acciaio strutturale usato nel modello

Caratteristica	simbolo	valore
densità	ρ	7860 kg/m ³
modulo elastico	E	200 GPa
coefficiente di Poisson	ν	0.3
coefficiente di dilatazione termica	αT	1,17·10 ⁻⁵ K ⁻¹

Riportiamo una tabella riassuntiva presa dall' EN 10025-2:2019 che mostra le proprietà meccaniche dell'acciaio S355 a cui facciamo riferimento:

Tabella 2.9 – Caratteristiche dei diversi tipi di acciaio strutturale [20]

Designation		Minimum yield strength R_{eH}^a MPa Nominal thickness mm									Tensile strength R_m^a MPa Nominal thickness mm				
Steel name	Steel number	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	> 200 ≤ 250	> 250 ≤ 400	< 3	≥ 3 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250	> 250 ≤ 400
S235JR	1.0038	235	225	215	215	215	195	185	175	165	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	330 to 480
S235J0	1.0114														
S235J2	1.0117														
S275JR	1.0044	275	265	255	245	235	225	215	205	195	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	380 to 540
S275J0	1.0143														
S275J2	1.0145														
S355JR	1.0045	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	450 to 600
S355J0	1.0553														
S355J2	1.0577														
S355K2	1.0596														
S460JR ^b	1.0507	460	440	420	400	390	390	-	-	-	-	550 to 720	530 to 700	-	-
S460J0 ^b	1.0538														
S460J2 ^b	1.0552														
S460K2 ^b	1.0581														
S500J0 ^b	1.0502	500	480	460	450	450	450	-	-	-	-	580 to 760	560 to 750	-	-

^a For plate, strip and wide flats with widths ≥ 600 mm the direction transverse (t) to the rolling direction applies. For all other products the values apply for the direction parallel (l) to the rolling direction.

^b Applicable for long products only.

2.2.2.2 Elementi di fissaggio

I patch fitting sono un elemento fondamentale per il collegamento tra la rete di cavi ed i pannelli di vetro appartenenti alla facciata. Questi sono costituiti da un supporto alla base in acciaio inox, che viene fissato alla struttura portante della facciata. Su di esso vengono poi montati gli appositi terminali di fissaggio, che consentono di agganciare la rete di cavi alle piastre di vetro, i materiali usati in questi casi sono analoghi a quelli sopra elencati precedentemente, per questo nelle verifiche delle resistenze si farà riferimento a quelli. La normativa europea impone, per la verifica di questi elementi, delle prove sperimentali, normate ovviamente, che in questo lavoro di tesi non verranno effettuate, ma verranno usati alcuni risultati ottenuti da precedenti analisi svolte dall'azienda partner al fine di ottenere dei risultati coerenti rispetto alle richieste di normativa.

In particolare, questi elementi verranno schematizzati come elementi puntuali nel modello di carico, elementi in cui verranno concentrati i carichi nodali sulla struttura, per questo motivo non verranno specificate le sezioni.

2.2.2.3 Struttura principale

Tramite letteratura scientifica si è indagato sulla differenza della risposta sismica, di una struttura di questo genere, considerando lo no la struttura principale nell'analisi; includere questa in una struttura a cavi tesi può avere un impatto significativo sulla risposta sismica del sistema. Infatti, la struttura principale in un'analisi sismica può aumentare la rigidità complessiva del sistema e quindi ridurre le deformazioni e accelerazioni sismiche; agendo come un sistema di controventi, può fornire un'ulteriore resistenza alla forza sismica al piede. Questo tipo di struttura fornisce, inoltre, un percorso di trasmissione dell'accelerazione al piede che subisce l'edificio trasmettendo ai cavi le accelerazioni filtrate tramite la rigidità delle reticolari che fanno parte della struttura principale.

Dagli studi effettuati, si è mostrato che se la struttura principale non viene inclusa nell'analisi sismica, il sistema può comportarsi come una struttura a cavi sospesa, che è generalmente più flessibile e può quindi subire maggiori deformazioni e accelerazioni sismiche. Implica maggiormente delle deformazioni al picco maggiori rispetto all'analisi precedente. La struttura

principale scelta è stata considerata tale anche per non esprimere un valore di rigidità eccessivo rispetto alla struttura di soli cavi tesi; infatti, in letteratura si è dimostrato che per un rapporto di rigidità troppo elevato tra la rete di cavi e la struttura primaria, possono aumentare gli effetti delle non linearità geometriche influenzando la deformazione e le rigidità, a sua volta, della rete di cavi stessa. [13]

Si è voluto, dunque, considerare una rigidità dovuta alla struttura principale da usare nelle analisi dinamiche, composta da due colonne che si sviluppano in altezza lungo tutta la facciata, formate da sezioni in acciaio controventate con la caratteristica fondamentale di non essere simmetriche, questo al fine di ottenere una risposta differente delle azioni sismiche sulla facciata. In sommità alle colonne viene predisposta, per il fissaggio dei cavi verticali, una capriata di tipo Warren composta da sezioni tubolari in semplice appoggio alle colonne laterali la facciata.

È da specificare che nelle analisi sismiche questi elementi non sono stati computati, se non al solo fine del contributo di irrigidimento della struttura; pertanto, non riportiamo i materiali o le sezioni in dettaglio della struttura irrigidente, ma viene fornito solo uno schema statico della struttura considerata.

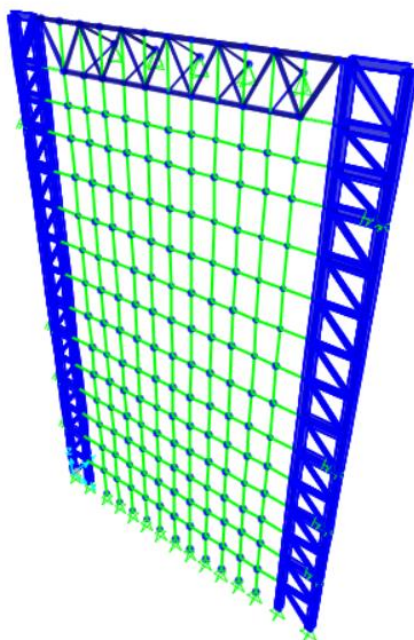


Figura 2.9 – modello della struttura completa su SAP2000

CAPITOLO 3

ANALISI E MODELLAZIONE DELL'INPUT SISMICO

In questo capitolo, esploreremo le metodologie utilizzate per l'analisi strutturale e la modellazione FEM, che sono state impiegate per studiare il comportamento dinamico della struttura a cavi tesi. Come riferimento per la scelta delle analisi effettuate useremo il Software Sap2000 per le analisi FEM, questo software ci permette di effettuare le analisi di nostro interesse in maniera molto agevole e dandoci la possibilità di modificare tutti i parametri delle analisi sismiche effettuate.

Verranno illustrate le scelte di modellazione che giustificano le analisi e le combinazioni dei carichi e delle azioni statiche di riferimento, al fine di creare un modello realistico della struttura in analisi. Successivamente saranno mostrate le scelte inerenti alle analisi modali della struttura a cavi tesi, un aspetto fondamentale per l'analisi dinamica. Queste proprietà, come la frequenza naturale e l'ampiezza di vibrazione, ci hanno permesso di comprendere meglio il comportamento dinamico della struttura e di analizzare le sue risposte in presenza di sollecitazioni sismiche. Inoltre, verranno presentate tutte le scelte sugli input sismici utilizzati per le analisi, con particolare attenzione alla metodologia di analisi applicata al fine di ottenere dei risultati realistici con il tipo di struttura analizzata.

3.1 Analisi modali

3.1.1 Proprietà modali e tiro nei cavi

Al fine di svolgere un'analisi sismica dettagliata è essenziale per comprendere la risposta sismica di una struttura a cavi tesi, e ci sono diversi fattori da considerare. Oltre alla presenza o all'assenza della struttura principale, i fattori che possono influenzare la risposta sismica includono la geometria della struttura, le proprietà dei materiali utilizzati, la frequenza naturale del sistema, la forza sismica applicata e il tipo di terreno su cui si trova la struttura.

Per avere una prima stima della frequenza del modo di vibrare della struttura, si fa riferimento alla frequenza fondamentale di un cavo teso, dove il cavo considerato è quello orizzontale. Al fine di rappresentare la risposta della struttura, in termini oscillatori, si considera la frequenza del cavo orizzontale dato che è quello che prende in maniera diretta e ridistribuisce il carico più gravoso dovuto al vento. Per questo motivo si considera la lunghezza del cavo orizzontale; il tiro del cavo, la massa distribuita sui nodi lungo il cavo e si ottiene il riferimento che poi verrà comparato con una più accurata analisi FEM, nel caso sottostante ci siamo concentrati sul mostrare il primo modo di vibrazione del cavo ma n è inerente ai modi superiori al primo. [21]

$$f_0 = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{T}{\rho}}; \text{ per } n = 1, 2, \dots$$

Tabella 3.1 – calcolo della frequenza del cavo orizzontale.

Caratteristica	simbolo	valore
lunghezza cavo	L	15,16 m
tiro del cavo	T	350 kN
massa distribuita sul cavo	μ	125 Kg/m
frequenza risultante del modo fondamentale	f_0	1,75 Hz

Partendo da questo come riferimento per la frequenza fondamentale della struttura, ci aspettiamo un valore del primo modo di vibrare di tutta la struttura, molto simile a questo appena determinato.

Per quanto riguarda i cavi verticali, questi sono stati tirati, rispettando le tensioni ultime esposte precedentemente, con una forza di 30 kN; questi cavi da collegamento con i cavi orizzontali, creando la maglia e partecipando a portare il peso del vetro. Tuttavia, il comportamento modale della struttura è dato prevalentemente dai cavi orizzontali che prendono il carico del vento e si deformano di conseguenza.

3.1.2 Modellazione delle masse su SAP2000

La modellazione delle masse della facciata è un aspetto fondamentale che incide specialmente nell'analisi modale delle strutture, poiché queste masse influiscono sulla frequenza naturale, sulla forma e sull'ampiezza delle vibrazioni della struttura. In particolare, queste influiscono sull'inerzia della struttura e, come tali, possono condizionare significativamente la risposta dinamica della struttura alle forze esterne.

Una delle scelte fondamentali nell'analisi della facciata è stata quella di semplificare il modello di calcolo riducendo i gradi di libertà della struttura e riducendo la modellazione dei pannelli di vetro alle sole masse da concentrare nei nodi della struttura. Dato il forte onere computazionale dovute alle integrazioni al passo per ottenere la risposta strutturale, la concentrazione nodale delle masse è stata una scelta di notevole rilevanza.

Il processo di determinazione delle masse è stato fatto a priori assegnando ad ogni nodo il carico inerente una fascia d'influenza dei pannelli in vetro ad esso attaccati; in particolare, date le sezioni dei pannelli precedentemente esposte, si è proceduto a ricavare la massa; successivamente, dato che in un nodo convergono 4 pannelli, si è proceduto calcolando l'area di un singolo pannello, dividendola per 4 e sommando le aree degli altri pannelli convergenti nei nodi; essendo che i cavi orizzontali ed i pannelli non presentano tutti le stesse altezze, ma tolti i pannelli di bordo si hanno le stesse larghezze, si è proceduto numerando i cavi in modo crescente e calcolando l'area di influenza dei nodi rispetto ai pannelli.

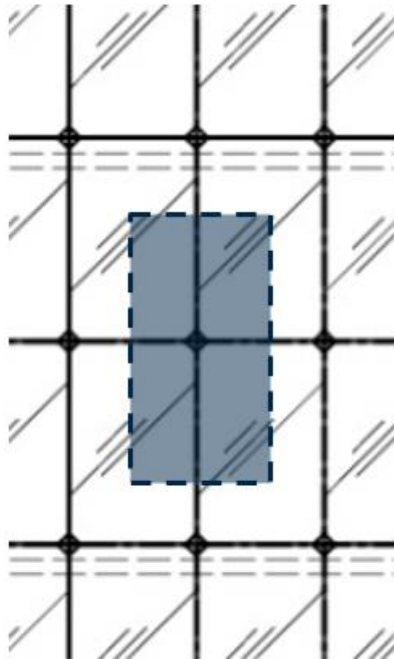


Figura 3.1 – area d’influenza di un generico pannello di facciata

Di sotto si è proceduto a riassumere in una tabella le masse dei nodi da assegnare ad ogni nodo appartenente al cavo, nell’immagine di sopra si possono vedere quali sono i cavi orizzontali di riferimento nella tabella, con una specifica attenzione alla parte finale nella capriata in cui terminano i cavi verticali, in quel punto essendoci dei pannelli in vetro, vengono comunque concentrate delle masse dei nodi.

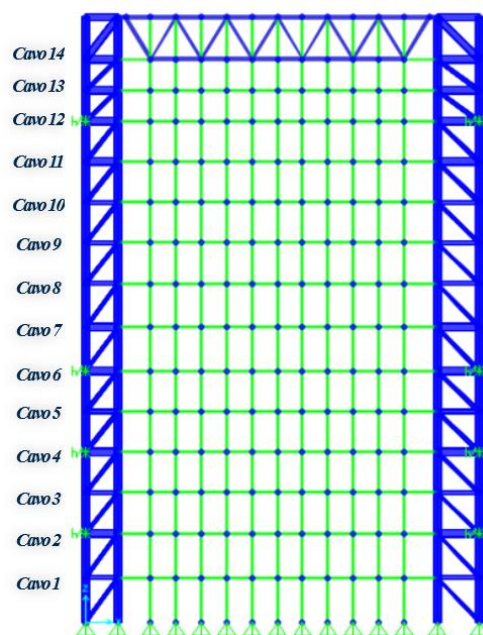


Figura 3.2 – schema ed ordinamento dei cavi orizzontali della facciata

Tabella 3.2 - Calcolo delle masse nodali e delle aree d'influenza dei pannelli

ID cavo	altezza fascia equivalente	larghezza equivalente	peso del vetro N	peso vetro kg
cavo 1	2,100 m	1,2 m	1512 N	154 kg
cavo 2	2,013 m	1,2 m	1449 N	148 kg
cavo 3	1,925 m	1,2 m	1386 N	141 kg
cavo 4	1,925 m	1,2 m	1386 N	141 kg
cavo 5	1,925 m	1,2 m	1386 N	141 kg
cavo 6	20,00 m	1,2 m	1440 N	147 kg
cavo 7	2,075 m	1,2 m	1494 N	152 kg
cavo 8	2,000 m	1,2 m	1440 N	147 kg
cavo 9	1,925 m	1,2 m	1386 N	141 kg
cavo 10	1,925 m	1,2 m	1386 N	141 kg
cavo 11	1,925 m	1,2 m	1386 N	141 kg
cavo 12	1,696 m	1,2 m	1221 N	124 kg
cavo 13	1,467 m	1,2 m	1056 N	108 kg
cavo 14	1,734 m	1,2 m	1248 N	127 kg

3.1.3 Modellazione dello smorzamento

La modellazione dello smorzamento è un aspetto importante per l'analisi dinamica non lineare di strutture, in quanto può influire significativamente sulla risposta strutturale. Nel caso delle analisi dinamiche non lineari con forti non linearità geometriche, la determinazione sul modello dello smorzamento non è scontata come si possa pensare.

Per questa tipologia di struttura non è stato previsto nessun sistema di smorzamento, nessun dispositivo per la dissipazione sismica e quindi la dissipazione è data solamente dalle deformazioni plastiche dei materiali. Per aumentare la capacità di dissipazione dell'energia sismica, si possono adottare diversi sistemi, come ad esempio dispositivi di smorzamento viscoso da collocare direttamente sulla facciata, oppure dissipatori di energia a frizione o isolatori sismici da inserire alla base dell'edificio.

Nel nostro caso, non avendo nessun dispositivo, si va a considerare il coefficiente di smorzamento sulla base della semplice facciata costituita dai cavi e dal vetro: i cavi di acciaio tesi possono contribuire alla dissipazione dell'energia sismica, ma il loro contributo dipende dalle condizioni di tensione e deformazione cui sono sottoposti durante l'evento sismico, nonché dal materiale e dalle sezioni. Per i cavi in questione la capacità dissipativa è veramente bassa, infatti, si è stimato che il coefficiente dissipativo della facciata è solo del 2%

In un'analisi dinamica non lineare, con forti non linearità geometriche, la modellazione dello smorzamento non è immediata. La teoria di Coulomb, infatti, non è facilmente applicabile a questo caso dato che bisogna correlare lo smorzamento e le frequenze della struttura.

Il modello di smorzamento proposto da Rayleigh può essere utilizzato in analisi dinamiche non lineari per modellare l'effetto di smorzamento non proporzionale alla velocità, come quello modellato da Coulomb tra le superfici in contatto. Ci si basa sulla relazione lineare tra lo smorzamento e la frequenza/periodo proprio della struttura. In particolare, il coefficiente di smorzamento viene espresso come una combinazione lineare tra lo smorzamento proporzionale alla frequenza e lo smorzamento non proporzionale alla velocità. Tramite le relazioni:[22]

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k}$$

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n$$

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

dove C è il coefficiente di smorzamento, ω_i e ω_j sono le frequenze dei primi due modi fondamentali della struttura, e a_0 e a_1 sono i coefficienti così derivati dal fattore di smorzamento relazionato alla matrice di rigidità.

La combinazione lineare tra i due fattori di smorzamento consente di modellare l'effetto di smorzamento non proporzionale alla velocità e di considerare la dinamica della struttura a basse e alte frequenze. Questo modello va calibrato attentamente dato che i modi fondamentali della struttura, legati alle frequenze, possono essere sotto smorzati o sovra smorzati in base ai coefficienti scelti.

Il grafico sotto presente riesce ad esprimere chiaramente il concetto di sovra smorzamento per alcune frequenze superiori a quelle dei primi modi

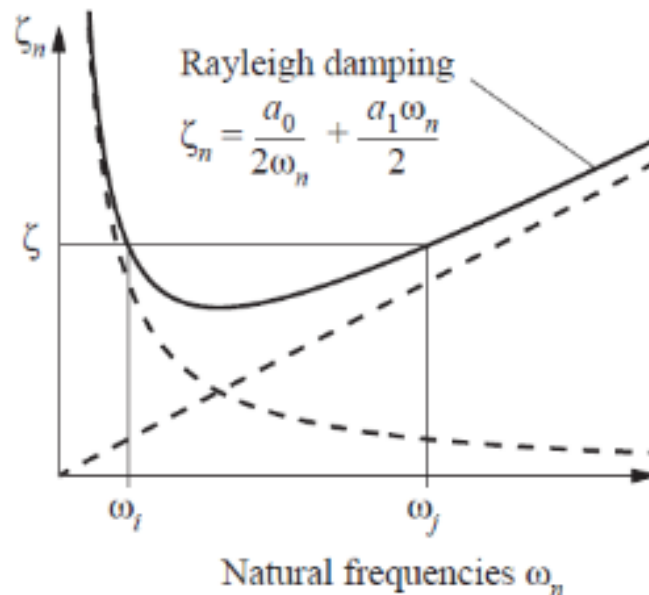


Figura 3.3 – modellazione dello smorzamento secondo Rayleigh [22]

Nell'applicazione di questa procedura a un problema pratico, i modi i e j con i rapporti di smorzamento specificati devono essere scelti in modo da garantire valori ragionevoli per i rapporti di smorzamento in tutti i modi che contribuiscono in modo significativo alla risposta. Il rapporto di smorzamento per i modi superiori al quinto aumenterà monotonamente con la frequenza e le risposte modali corrispondenti saranno essenzialmente eliminate a causa del loro elevato smorzamento.

Per questo motivo si sono scelti, considerando il mass participation factor rispetto ai modi di vibrare, il primo ed il terzo modo nel modello di Rayleigh; questo perché i modi superiori hanno un contributo veramente basso rispetto a questi due, e per garantire un valore costante del 2% del fattore di smorzamento si è deciso di operare così.

Tramite l'utilizzo del software SAP2000 l'impostazione di questo modello di smorzamento è immediata, dopo aver eseguito un'analisi modale ed individuato i periodi fondamentali della struttura.

I coefficienti sono calcolati tramite SAP2000 automaticamente, di sotto sono riportati i risultati ottenuti rispetto alle frequenze del modo 1 e del modo 3, ovvero i principali.

The screenshot shows the 'Direct Integration Damping' dialog box. It is divided into two main sections: 'Viscous Proportional Damping' and 'Additional Modal Damping'.

Viscous Proportional Damping:

- Three radio buttons are present: 'Direct Specification', 'Specify Damping by Period', and 'Specify Damping by Frequency'. The 'Specify Damping by Frequency' option is selected.
- Two input fields for coefficients are shown: 'Mass Proportional Coefficient' (0,2421 1/sec) and 'Stiffness Proportional Coefficient' (1,641E-03 sec).
- A table with three columns: 'Period', 'Frequency', and 'Damping'.

	Period	Frequency	Damping
First	sec	1,78 cyc/sec	0,02
Second	sec	2,1 cyc/sec	0,02
- A 'Recalculate Coefficients' button is located to the right of the table.

Additional Modal Damping:

- An unchecked checkbox labeled 'Include Additional Modal Damping' is present.
- Below it, there are two more unchecked checkboxes: 'Modal Load Case' and 'Maximum Considered Modal Frequency', each followed by an empty input field.
- A 'Modify/Show Modal Damping Parameters...' button is located below these checkboxes.

At the bottom of the dialog, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 3.4 – configurazione e calcoli parametri d SAP2000

3.2 Azioni statiche

Tramite l'azienda partner abbiamo stabilito i carichi agenti sulla struttura al fine di ottenere un risultato comparativo in termini di comportamento strutturale e risposta della facciata e della rete di cavi.

In particolar modo ci si sofferma sull'azione del vento sulla facciata, che porta ai risultati deformativi più significanti per la struttura; al fine di ottenere i risultati più sfavorevoli in termini di risposta strutturale, si sono analizzate una serie di combinazioni allo SLE che verranno riportate successivamente; si è voluto porre l'attenzione sulle verifiche allo stato limite di esercizio per valutare lo stato deformativo della rete di cavi, questi dati servono, infatti, per paragonare successivamente gli effetti che l'input sismico fornisce sulla struttura e valutarne gli effetti. Le verifiche allo SLU, nonostante siano state svolte per un riscontro, non sono state considerate al fine della ricerca dato che gli elementi strutturali erano già stati progettati a dovere e si preferisce indagare sulla risposta deformativa degli elementi che compongono la facciata.

I carichi di riferimento che sono stati considerati sulla struttura sono i seguenti:

Tabella 3.3 – carichi agenti sulla struttura

Loads	Valore	Unità
DL dead load (del vetro)	600	N
WL vento	1,2	kN
CL carico climatico	11	kPa
To tiro del cavo orizzontale**	350	kN
Tv tiro del cavo verticale**	30	kN

**il tiro è sempre presente nelle combinazioni

Le combinazioni di carico che sono state rilevanti nel comprendere il comportamento della struttura riportate riguardano il solo SLE e sono state sviluppate tutte queste combinazioni di carico:

Tabella 3.4 – combinazioni allo SLE e SLU

Combination SLE	Action	factor	Action	factor
1	DL	1.0		
2	DL	1.0	WL	1.0
3	DL	1.0	WL	0.2
4	DL	1.0	WL	0.56

Combination ULS	Action	factor	Action	factor
1	DL	1.35		
3	DL	1.35	WL	1.5
4	DL	1.35	WL	1.5
5	DL	1.35	WL	0.9

Nello specifico si sottolinea la richiesta della norma di verificare il vento in condizione di tempo di ritorno di 50 anni, per la combinazione n° 3, e nella configurazione frequente con il tempo di ritorno di solo 1 anno, nella combinazione n° 4 dello SLE.

3.3 Analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo

3.3.1 Non linearità geometrica del cavo

La presenza di cavi nella struttura ci costringe ad usare delle analisi non lineari data la non linearità geometrica del sistema che compone la rete. La non-linearità geometrica di un cavo si riferisce alla variazione della forma del cavo in funzione del carico applicato su di esso. In altre parole, quando un cavo viene sottoposto a una forza, la sua forma e la sua rigidezza possono cambiare in modo non proporzionale al carico applicato. Questa non-linearità può essere descritta matematicamente da una relazione tra la deformazione del cavo e la forza applicata, che non è lineare come quella che si osserva per un materiale elastico lineare.[23]

Il cavo metallico è geometricamente non lineare poiché è soggetto a grandi flessioni quando viene caricato perpendicolarmente al suo asse neutro. Il cavo subirà deviazioni relativamente grandi quando viene caricato. Poiché i cavi si flettono sotto i carichi, in particolare il carico del vento, la forza di tensione e la rigidità dei cavi aumentano notevolmente. La rigidità di un sistema di rete di cavi non dipende solo dalla forza di precompressione nel cavo, ma anche dalla configurazione della rete stessa.

Oltretutto, per queste analisi sono state considerate solo le non linearità di tipo geometrico ma distinguiamo bene i casi che possono esserci riguardo le non linearità:

- Non linearità geometrica - Questo è il punto in cui un componente subisce grandi deformazioni e di conseguenza può far sì che il componente subisca un comportamento non lineare.
- Non linearità del materiale: quando il componente supera il limite di snervamento, la relazione sollecitazione/deformazione diventa non lineare poiché il materiale inizia a deformarsi in modo permanente.
- Contatto: include l'effetto quando due componenti entrano in contatto dove possono subire un brusco cambiamento di rigidità con conseguente deformazione localizzata del materiale nella regione di contatto.

In questo studio ci si è posti il problema della non linearità geometrica del cavo che governa il problema.

L'effetto dei carichi elevati sulla struttura a cavi è particolarmente importante poiché si va a modificare quella che è la tensione longitudinale dello stesso a seguito di deformazioni; queste, infatti, quando diventano di grande entità non possono essere trascurate perché modificano il comportamento dell'elemento alterandone la rigidezza. In questi casi, la matrice di rigidezza presente nelle equazioni del moto da integrare, relativa al cavo, diventa non lineare, poiché la relazione tra le forze applicate ai nodi del cavo e le deformazioni risultanti non è più lineare. Questo comporta che la matrice, in applicazioni dinamiche in particolare, cambi per ogni step di integrazione modificando il valore. [21]

Per tenere in conto questo effetto e per descrivere la non linearità della matrice di rigidezza del cavo, si possono utilizzare modelli di comportamento a elementi finiti, sfruttando il software SAP2000 nel nostro caso, che permette di simulare il comportamento del cavo sotto diversi carichi e per valutare le tensioni e le deformazioni in diverse sezioni trasversali del cavo. Per riassumere questo comportamento, la rigidezza del cavo dipende dalla tensione applicata, ovvero il tiro del cavo, e dalla configurazione deformata. Quindi l'entità dello spostamento del cavo incide sulla variazione di rigidezza del cavo stesso.

3.3.2 Analisi P-Delta in grandi spostamenti

Essendo il sistema non lineare, date le non linearità geometriche dei cavi, al fine delle analisi non si può semplificare il sistema sfruttando in modo semplicistico il Principio di sovrapposizione degli effetti, sia per le analisi statiche che per le analisi dinamiche.

L'analisi P-delta è un'analisi strutturale avanzata che tiene conto degli effetti di second'ordine e di deformazione geometrica nella risposta sismica della struttura. Questa tipologia di analisi tiene conto degli effetti del carico gravitazionale sulla forma della struttura, nonché della flessibilità della struttura stessa, e quindi considera la flessione laterale della struttura indotta, per esempio, dal carico sismico. Per quanto riguarda le tipologie di analisi, sia in campo statico che in campo dinamico, l'analisi P-delta differisce dalle analisi lineari in quanto tiene conto della deformazione geometrica della struttura.[24]

Bisogna sottolineare quindi che le analisi P- Δ valutano gli effetti deformativi del secondo ordine, causati da una non linearità geometrica, su una struttura. Questi sono legati alla rigidità laterale e possono comportare, in presenza di elevata deformabilità laterale, un considerevole incremento di sollecitazioni.

Date dunque le non linearità di tipo geometrico, dobbiamo abbandonare l'ipotesi dei piccoli spostamenti e dunque le deformazioni del primo ordine generano spostamenti rilevanti del punto di applicazione del carico; dunque, dovranno essere ricalcolate le sollecitazioni e gli spostamenti applicando i carichi applicati alla configurazione deformata, tramite un metodo iterativo. Qua sotto vediamo l'esempio in cui sebbene lo spostamento si discosti molto meno dalla corda dell'elemento, quello laterale associato alla deriva della storia è significativo. Con l'aumento dei livelli di deriva, il carico di gravità ha un effetto maggiore sul comportamento meccanico, come mostrato nella Figura 4. L'effetto P- Δ dovrebbe essere implementato durante la progettazione, sia statica che dinamica, lineare o non lineare. In particolare, possiamo vedere come M_E è il contributo della rigidità elastica, M_G è quello dovuto alla rigidità geometrica ed M_T è la somma dei due, per questo M_G non è trascurabile.

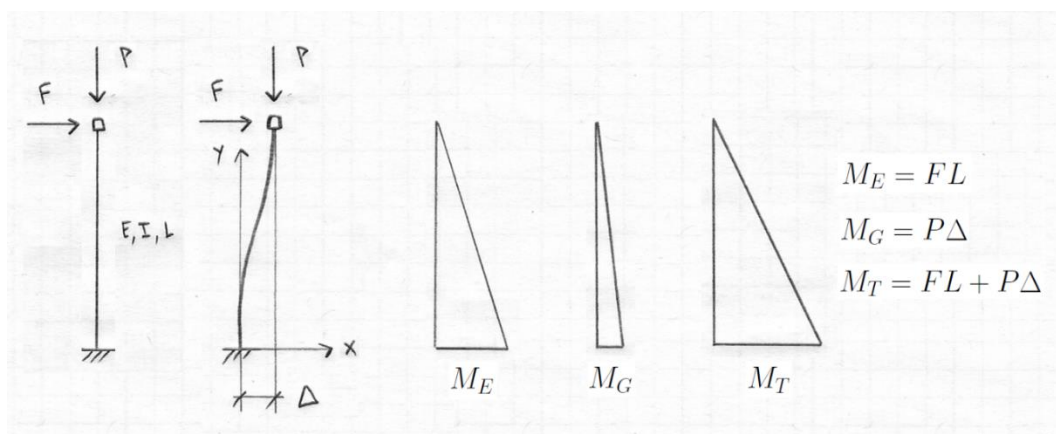


Figura 3.5 – effetto P-Delta nel caso di un'asta [25]

Per quanto riguarda l'implementazione nel software di calcolo di questa tipologia di analisi, si hanno delle problematiche dovute all'onere computazionale del modello.

In SAP2000, l'analisi P-delta è un'analisi di secondo ordine che tiene conto dell'effetto P-delta, ovvero l'effetto di amplificazione delle forze interne a causa della deformazione geometrica della struttura. Questo tipo di analisi considera solo piccoli spostamenti e si basa sulla teoria lineare di secondo ordine. Per elementi come corde e funi tese, il software, predilige delle analisi P-Delta con opzione di grandi spostamenti; questa tiene conto degli effetti non lineari della deformazione geometrica della struttura considerando spostamenti notevoli e utilizzando la teoria non lineare di secondo ordine per analizzare la risposta strutturale. Le differenze principali tra le due analisi sono che l'analisi P-delta è basata sulla teoria lineare di secondo ordine e considera solo piccoli spostamenti, mentre l'analisi P-delta con grandi spostamenti è basata sulla teoria non lineare di secondo ordine e considera spostamenti notevoli.

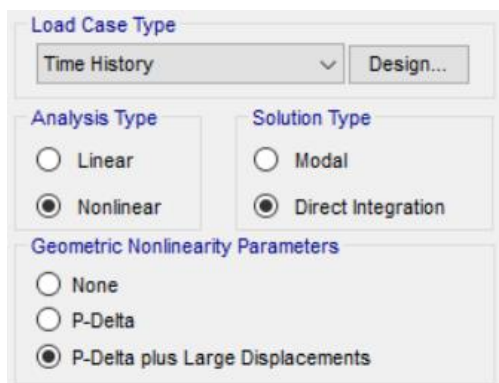


Figura 3.6 – impostazioni tipologia di analisi su SAP2000

Tutto ciò comporta in un aumento notevole nella complessità delle analisi svolte, infatti, per rappresentare al meglio il comportamento dei cavi servono le analisi più onerose che considerando i grandi spostamenti. In questo modo il software riesce a cogliere le accelerazioni e le variazioni del tiro sui cavi dovute dalle deformazioni della struttura, aumentando notevolmente le tempistiche dovute alla risoluzione delle integrazioni al passo date che si rende necessario il ricalcolo della matrice di rigidezza del modello geometrico in ogni passo di tempo per tenere conto della deformazione e della deformabilità del sistema. In questo caso, il processo di ricalcolo della matrice di rigidezza potrebbe richiedere l'utilizzo di iterazioni numeriche per risolvere le equazioni che descrivono il comportamento del sistema.

3.3.3 Condizioni di stabilità ed accuratezza

La stabilità fa riferimento alla propagazione dell'errore numerico ai passi di calcolo successivi. I metodi numerici si possono definire incondizionatamente stabili se gli errori numerici non sono amplificati da un passo successivo di calcolo al successivo indipendentemente dalla dimensione del passo di integrazione scelto. Quindi nel caso di metodi incondizionatamente stabili, il passo d'integrazione può essere scelto tenendo conto solo della necessità di descrivere opportunamente l'azione e la risposta del sistema.[26]

L'accuratezza è invece il grado di approssimazione della soluzione esatta, e per migliorare l'accuratezza si deve andare ad aumentare l'onere

$$\begin{aligned}\dot{u}_{i+1} &= \dot{u}_i + [(1 - \gamma) \Delta t] \ddot{u}_i + (\gamma \Delta t) \ddot{u}_{i+1} \\ u_{i+1} &= u_i + (\Delta t) \dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2] \ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2] \ddot{u}_{i+1}\end{aligned}$$

computazionale, ovvero ridurre il passo di integrazione. [22]

3.3.3.1 Newmark

Per le integrazioni al passo, al fine di ottenere una risposta che ben rappresenti la risposta della struttura alla sollecitazione nel tempo, serve che un metodo rispetti le condizioni sopra elencate.

Il metodo di Newmark per i sistemi non lineari con $\beta = 1/4$, che produce il metodo dell'accelerazione media costante, e per i casi cronologici non lineari scarsamente convergenti. Nell'analisi dinamica l'obiettivo è quello di determinare le quantità di risposta u_{i+1}

Il metodo di Hilber-Hughes-Taylor (HHT) con $0 < \alpha \leq -1/3$. Durante l'applicazione HHT, quando $\alpha = 0$, la formulazione è identica al metodo dell'accelerazione media; quindi, HHT sarà effettivamente sufficiente per tutti i problemi. Si noti che tutti i nodi dovrebbero avere massa e l'inerzia rotazionale può essere aggiunta per migliorare la risposta dinamica.

Il metodo di Newmark è incondizionatamente stabile solo quando $2\beta \geq \gamma \geq 1/2$, motivo per cui si consiglia di utilizzare $\beta = 1/4$. Quando $\beta = 1/6$, che fornisce il metodo dell'accelerazione lineare, la formulazione è solo condizionatamente stabile e può diventare instabile quando $dt/T > 2\sqrt{3}/(2\pi)$, dove dt è il passo temporale e T è il periodo strutturale più breve che è eccitato dal caricamento. Il periodo più breve può essere ottenuto durante l'analisi modale in modo tale che il passo temporale possa essere coordinato per garantire la convergenza. [22]

È da notare però che nel caso di un sistema lineare, le equazioni di equilibrio del sistema, descritte sopra, sono costituite da una matrice di rigidezza e un vettore di carico noti, e la soluzione può essere ottenuta in modo efficiente utilizzando metodi numerici lineari. Nel caso di un sistema non lineare, le equazioni di equilibrio del sistema dipendono dalle proprietà materiali e geometriche del sistema, come per l'appunto nella struttura che stiamo analizzando in cui sono presenti delle non linearità di tipo geometrico che influenzano ad ogni passo successivo la matrice di rigidezza. In questo caso, le soluzioni delle equazioni di equilibrio devono essere ottenute attraverso iterazioni numeriche sfruttando il metodo iterativo di Newton-Raphson.

3.3.3.2 Iterazioni di Newton-Raphson

Il processo iterativo di Newton-Raphson è un metodo numerico utilizzato per risolvere equazioni non lineari. Questo metodo si basa sull'idea di approssimare la soluzione di un'equazione non lineare utilizzando una successione di soluzioni che convergono verso la soluzione esatta. Questo

processo sfrutta la derivata della funzione spostamento per costruire una retta tangente alla curva della funzione stessa in un punto di partenza iniziale; successivamente calcola l'intersezione di questa retta con l'asse delle x, che rappresenta l'approssimazione successiva della soluzione. Questo processo viene ripetuto iterativamente fino a quando si raggiunge una soluzione accettabile. Lo scopo di questo processo iterativo è di trovare una soluzione approssimata di un'equazione non lineare. Il processo di Newton-Raphson è un metodo molto potente e può essere utilizzato per risolvere equazioni differenziali non lineari.

Nel caso in analisi, la soluzione ottenuta da questo metodo viene immessa nelle equazioni di Newmark per la risoluzione delle integrazioni al passo, nel programma SAP2000 si possono inserire i numeri di interazioni per step di campionamento e i valori di tolleranza sulle iterazioni di convergenza. Di seguito è riportata una schermata dove sono elencati i valori usati nel programma.

Solution Control	
Maximum Substep Size	0,
Minimum Substep Size	0,
Use Event-to-event Stepping	No
Event Lumping Tolerance (Relative)	
Maximum Events per Step	
Use Iteration	Yes
Maximum Constant-Stiff Iterations per Step	10
Maximum Newton-Raphson Iter. per Step	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	1,000E-04
Use Line Search	Yes
Max Line Searches per Iteration	20
Line-search Acceptance Tol. (Relative)	0,1
Line-search Step Factor	1,618

Figura 3.7 – impostazioni iterazioni di Newton-Raphson su SAP2000

3.3.3.3 Time step

Per la scelta del passo di campionamento si è spesso vincolati al tempo di campionamento dell'input sismico che stiamo processando, dovuto allo

strumento di registrazione. Una semplice verifica per verificare la stabilità della soluzione è quello di ridurre il passo di campionamento fino ad ottenere una soluzione convergente per passi successivi più piccoli.

Nel nostro caso, il tempo di campionamento dell'input sismico è di 0,01sec, quindi al fine di ottenere una risposta stabile e accurata, abbiamo settato il passo di integrazione per un tempo di 0,002 secondi, ovvero un quinto del tempo di campionamento. Sono state effettuate prove con tempi maggiori e minori e la convergenza si è ottenuta per il passo scelto.

Con questo delta t scelto si rispettano, inoltre, i criteri di convergenza nella scelta del passo di integrazione di Newmark ed inoltre rispettiamo anche il criterio di Nyquist inerente al passo di campionamento. [22]

3.4 Input sismico

3.4.1 Normativa di riferimento

Facendo riferimento, come specificato in precedenza all'Eurocodice 8, riportiamo tutte le richieste e le specifiche seguite al fine di giustificare gli input sismici considerati per le analisi. Il riferimento viene fatto, rispetto ad ogni categoria trattata, su un tempo di ritorno dell'azione sismica considerata di 475 anni, equivalentemente alla probabilità di riferimento di superamento in 50 anni.

Per ogni sezione affrontata in questo capitolo sarà citato il riferimento normativo cui si è fatto uso.

3.4.2 Analisi non lineare nel dominio del tempo

Per quanto riguarda l'analisi da svolgere e il tipo di risultati da analizzare, l'Eurocodice 8 fa riferimento a una serie di richieste da dover soddisfare [34]:

- La risposta della struttura in funzione del tempo può essere ottenuta mediante un'integrazione numerica diretta delle sue equazioni differenziali di moto, utilizzando gli accelerogrammi definiti precedentemente definiti per rappresentare il moto del terreno.
- Se la risposta è ottenuta da almeno 7 analisi temporali non-lineari con moti del terreno, si raccomanda che la media delle quantità di risposta ottenute da tutte queste analisi sia utilizzata come valore di progetto dell'effetto dell'azione Ed nelle rispettive verifiche del punto 4.4.2.2. Altrimenti, si raccomanda che il valore più sfavorevole della quantità di risposta tra le analisi sia utilizzato come Ed.

Al fine di soddisfare questi requisiti si è proceduto con l'analisi di 7 accelerogrammi per categoria di terreno ed accelerazione al suolo al fine di ottenere dei parametri mediati statisticamente.

Gli output osservati sulla facciata sono stati successivamente processati come scritto dall'eurocodice 8 andando a considerare per ogni accelerogramma, la media dei massimi assoluti e i valori ottenuti dalla RSM (Root Mean Square) inerente alla parte di strong-motion dell'accelerogramma.

3.4.3 Categoria di terreni

Come precedentemente illustrato, per valutare a pieno la risposta di questa struttura si è proceduto facendo delle analisi su tutte le tipologie di terreni rispetto alle categorie definite dall'eurocodice per considerare tutte le tipologie di terreno presenti su suolo Europeo.

Bisogna considerare che la tabella che è sotto riportata è equivalente a quella vigente nella versione aggiornata dell'eurocodice 8. Sono stati analizzate tutte le tipologie di terreni a meno della categoria S.

Secondo la norma EN 1998, le autorità nazionali sono tenute a suddividere i territori nazionali in zone sismiche in base al rischio sismico locale. Ciò significa che, per definizione, si presume che all'interno di ciascuna zona il rischio sismico rimanga costante. In altre parole, la norma richiede che le autorità nazionali identifichino le aree del territorio che presentano un rischio sismico maggiore, e che queste aree siano suddivise in zone in modo tale da garantire una corretta gestione del rischio sismico. Tale suddivisione consente di adottare le misure preventive e di sicurezza necessarie per proteggere le persone e i beni dalle conseguenze di eventuali eventi sismici. I tipi di terreno A, B, C, D e E, definiti dai profili stratigrafici e dai parametri forniti nel prospetto e descritti qui di seguito, possono essere utilizzati per tenere conto dell'influenza delle condizioni locali del terreno sull'azione sismica. Questo può anche essere fatto in aggiunta tenendo conto dell'influenza della geologia profonda sull'azione sismica.

Tipo di terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (colpi/30 cm)	c_u (kPa)
A	Roccia o altre formazioni geologiche tipo-roccia, che includono strati superficiali di materiale più debole di spessore massimo di 5 m.	>800	-	-
B	Depositi di sabbia molto densa, ghiaia, o argilla molto consistente, con spessore di almeno parecchie decine di metri, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità.	360 - 800	>50	>250
C	Depositi profondi di sabbia densa o mediamente addensata, ghiaia o argilla consistente con spessore variabile da parecchie decine di metri a molte centinaia di metri.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depositi di terreni sciolti o poco addensati (con o senza alcuni strati coesivi di bassa consistenza), o di terreni per la maggior parte coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Un profilo di terreno costituito da strati superficiali alluvionali con valori di v_s simili a quelli dei tipi C o D e spessore che varia tra circa 5 m e 20 m, giacente su un substrato di materiale più rigido con $v_s > 800$ m/s.			

Tabella 3.5 – definizione e categoria dei terreni dall'eurocodice 8. [16]

3.4.4 Azione sismica

Lo studio che è stato intrapreso in questa tesi è inerente all'applicazione della sollecitazione sismica esclusivamente per valutare gli effetti di risposta della facciata. Per questo motivo si è studiato solo il caso di applicazione del terremoto lungo l'asse y , ovvero quello ortogonale alla facciata, non seguendo ed applicando contemporaneamente le azioni verticali come suggerito da normativa.[16]

Per la maggior parte delle applicazioni il rischio sismico è descritto per mezzo di un unico parametro, cioè il valore di riferimento del picco di accelerazione a_g in un terreno di tipo A.

Il valore di riferimento di picco dell'accelerazione del terreno è stato scelto in modo da ricadere in dei range di accelerazione, indicati dalla normativa di riferimento, che ci permettono di simulare il comportamento della struttura in base alle zone sismiche a bassa media ed alta intensità.

Nel nostro studio ci siamo soffermati sulla valutazione di terremoti compresi in valori corrispettivo di magnitudo da 6 a 7.5, facendo riferimento quindi a delle accelerazioni al suolo distinguendole in zone. I valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo di categoria A sono:

- Intensità bassa: $a_g = 0,15$ g;
- Intensità media: $a_g = 0,25$ g;
- Intensità alta: $a_g = 0,35$ g;

Partendo da questi dati e considerando le categorie di suolo analizzate, sono stati determinati i valori di accelerazione percepiti per ogni categoria di suolo, tramite la relazione:

$$a = S a_g$$

Dove:

- a_g è l'accelerazione del terreno di progetto in un terreno di tipo A;
- S è il coefficiente del terreno;

Tabella 3.6 – Riassunto delle accelerazioni di riferimento rispetto alle categorie dei suoli

Categoria suolo	A	B	C	D	E	Unità
a_g (zona bassa sismicità)	0,15	0,18	0,17	0,20	0,23	g
a_g (zona media sismicità)	0,25	0,30	0,29	0,34	0,38	g
a_g (zona alta sismicità)	0,35	0,42	0,40	0,47	0,53	g

3.4.5 Spettro di risposta elastico

La forma dello spettro di risposta elastico è presa in modo tale da essere la stessa per i due livelli di azione sismica per il requisito di non-collasso (stato limite ultimo azione sismica di progetto) e per il requisito di limitazione del danno.

Quando i terremoti che colpiscono una zona sono generati da più sorgenti differenti, si raccomanda di considerare la possibilità di utilizzare più di una forma dello spettro per rappresentare in maniera adeguata l'azione sismica di progetto. In tali circostanze sono generalmente richiesti diversi valori di a_g per ogni tipo di spettro e di terremoto.

La forma dello spettro è determinata da una serie di valori tramite delle formule fornite dall'eurocodice 8, queste sono qua sotto riportate insieme ai periodi di inizio dei tratti ad accelerazione, velocità e spostamento costante, rispettivamente T_B , T_C e T_D al variare della categoria del terreno.

Ricordiamo che quanto riportato qua sotto è preso dall'Eurocodice 8 e riguarda le sole componenti orizzontali delle accelerazioni.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Dove:

- Se (T) è lo spettro di risposta elastico;
- T è il periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un grado di libertà;
- a_g è l'accelerazione del terreno di progetto in un terreno di tipo A;
- T_B è il limite inferiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione;
- T_C è il limite superiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione;
- T_D è il valore che definisce l'inizio del tratto di risposta a spostamento costante dello spettro;
- S è il coefficiente del terreno;
- η è il coefficiente correttivo dello smorzamento.

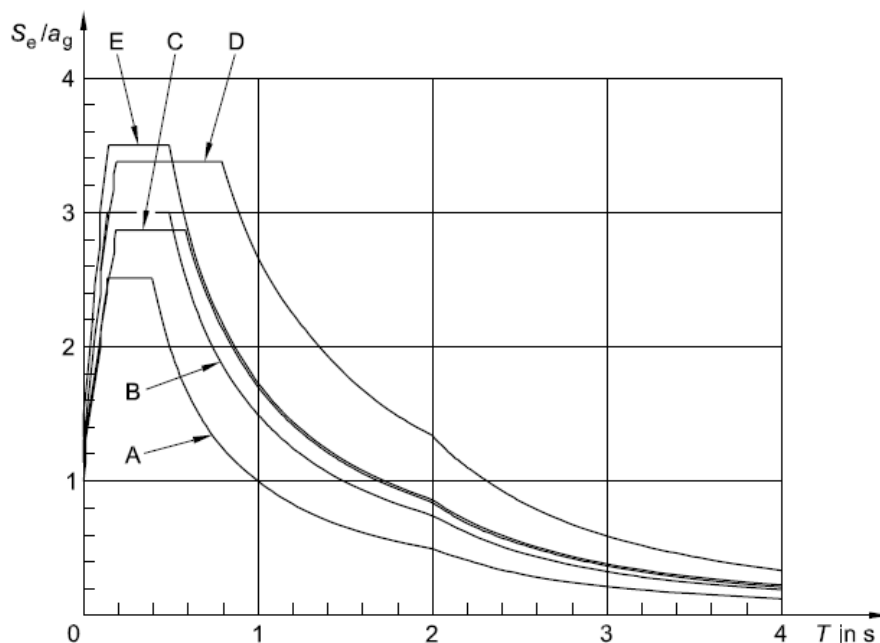


Figura 3.8 – spettri elastici di tipo I per le categorie di terreno

Tabella 3.7 – periodi e coefficienti del suolo per le categorie di terreno

Tipo di terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

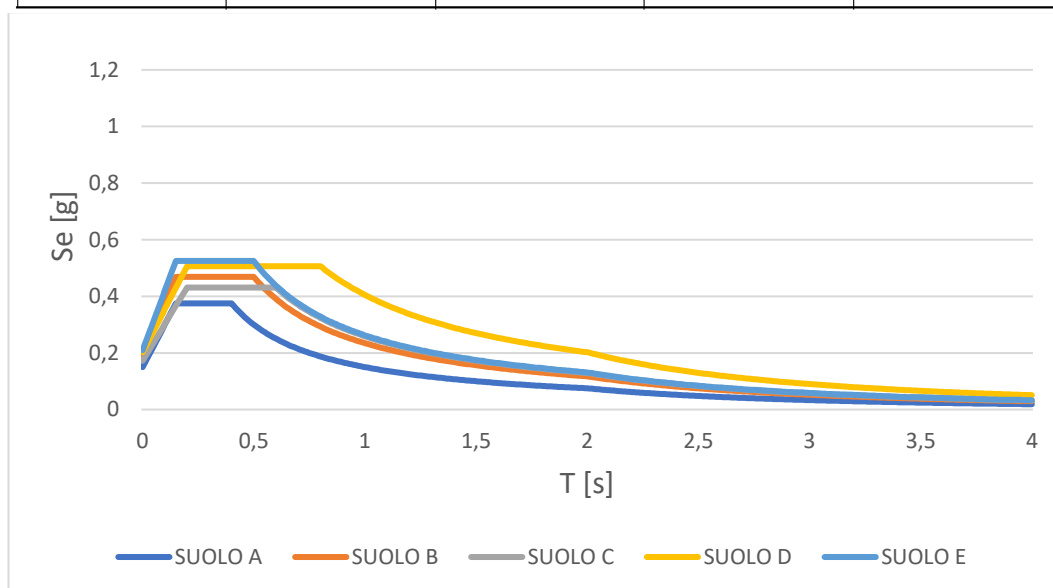


Figura 3.9 – spettro elastico per categorie di terreno in zona a bassa sismicità (Suolo A di 0,15g)

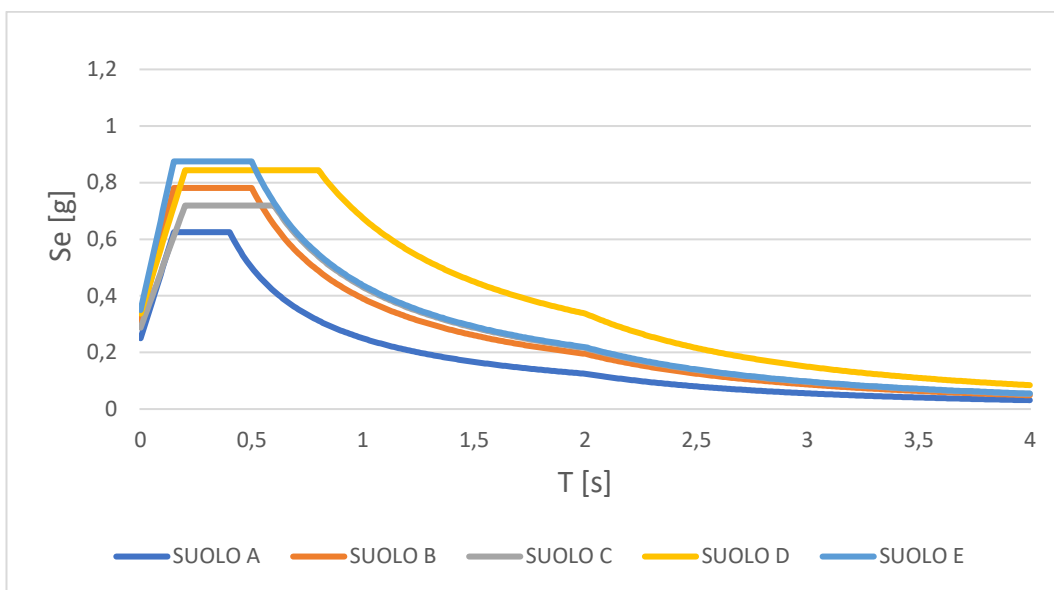


Figura 3.10 – spettro elastico per categorie di terreno in zona a media sismicità (Suolo A di 0,25g)

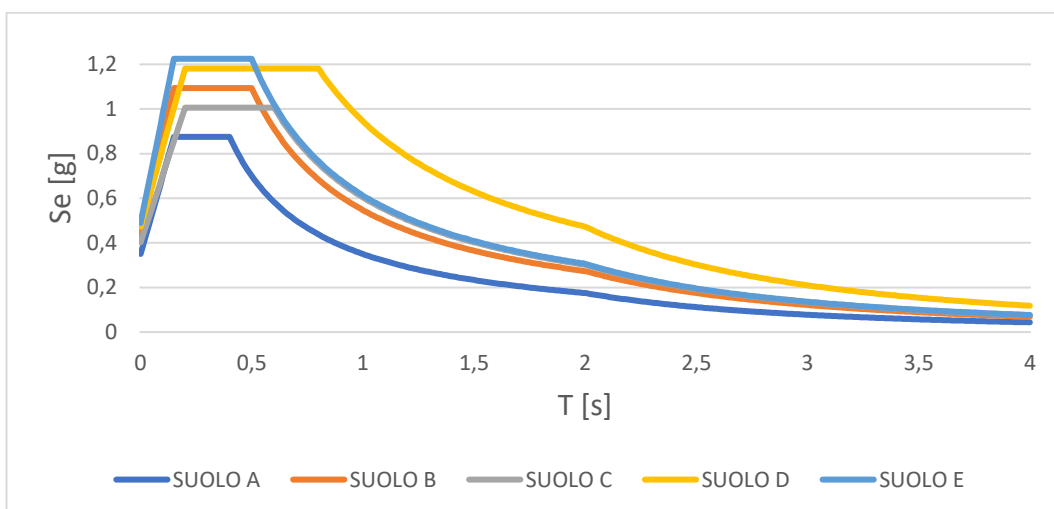


Figura 3.11 – spettro elastico per categorie di terreno in zona a alta sismicità (Suolo A di 0,35g)

3.4.6 Accelerogrammi spettro-compatibili

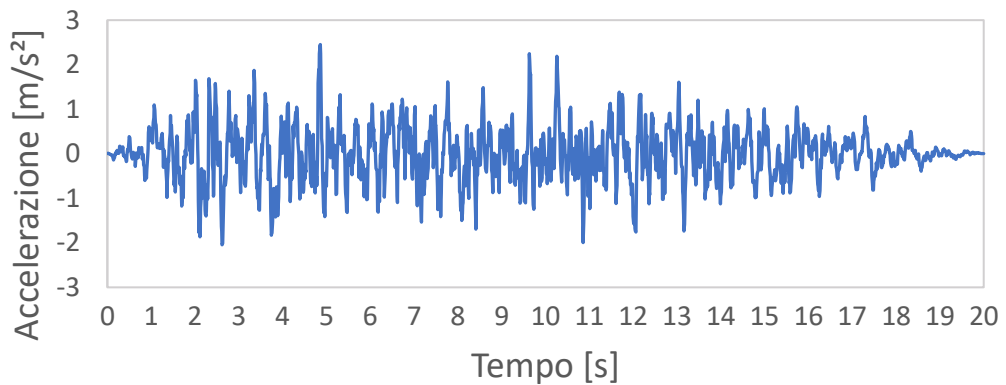
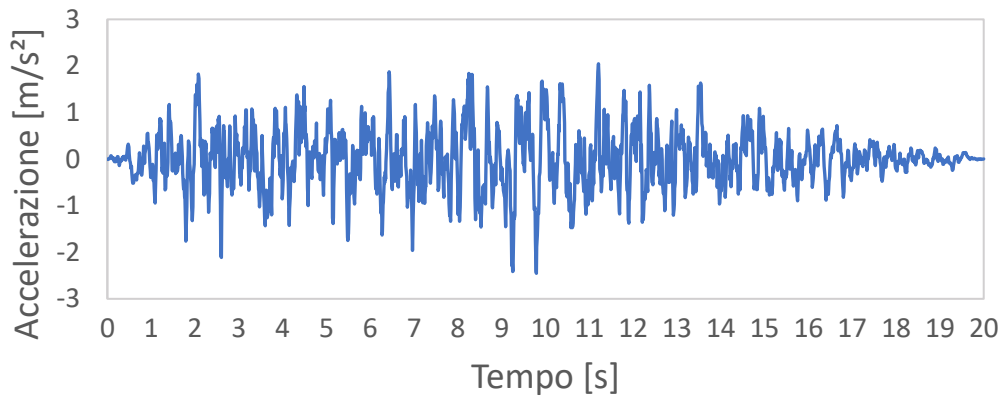
Per quanto scritto dalla normativa, la determinazione dell'accelerogramma per le analisi non lineari può essere fatta in diversi modi; sono stati generati una serie di accelerogrammi artificiali rispettando le richieste dell'Eurocodice 8 -parte 1, cui segue:

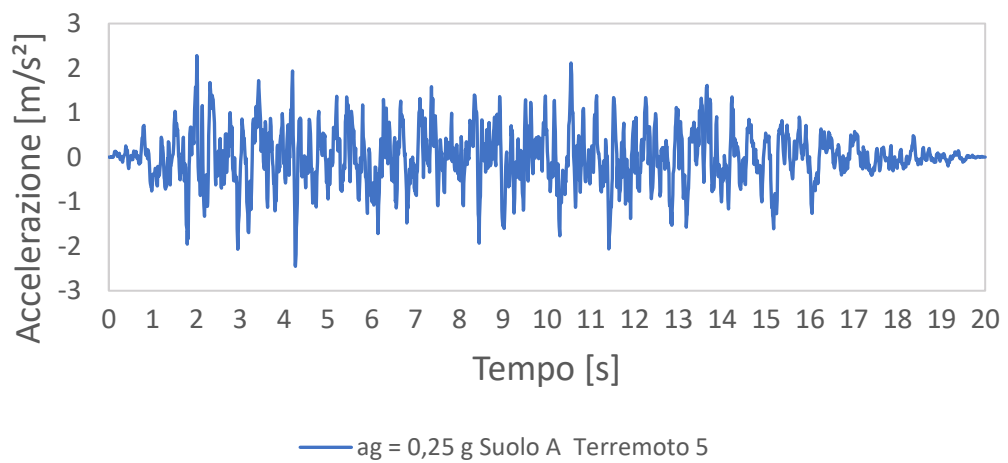
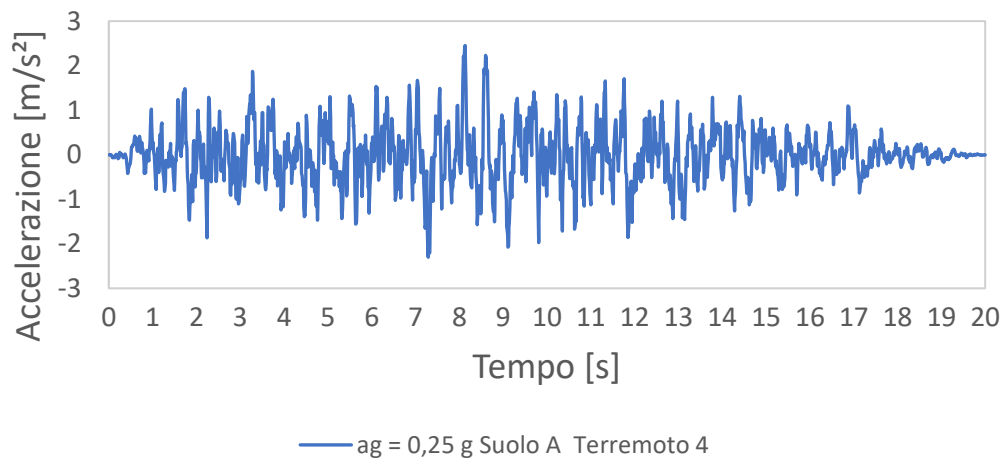
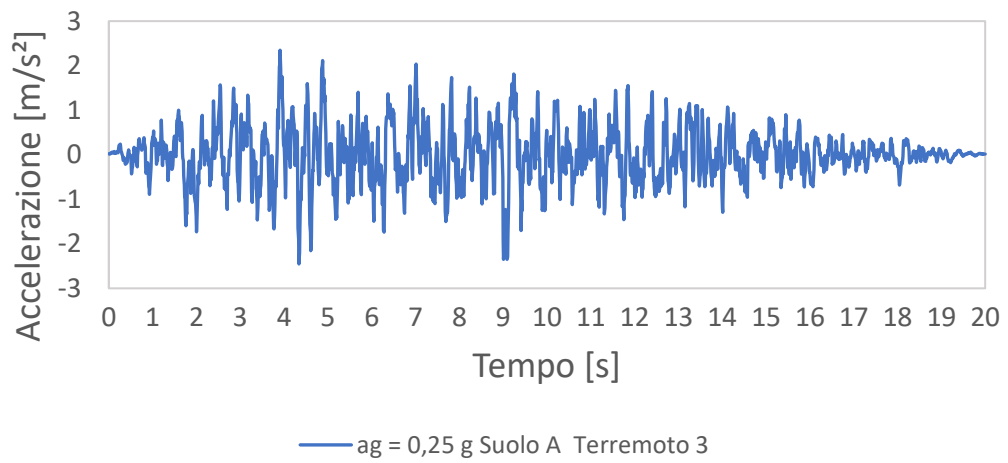
- Gli accelerogrammi teorici devono essere generati in modo da uguagliare lo spettro di risposta elastico precedentemente descritto rispetto alle categorie di suolo;
- La durata degli accelerogrammi deve essere coerente con l'intensità e le altre caratteristiche proprie dell'evento sismico fondamentali per la determinazione di a_g .
- Allorché non fossero disponibili dati specifici del sito, si raccomanda che la durata minima T_s della parte stazionaria degli accelerogrammi sia uguale a 10 s.
- Si raccomanda che la serie degli accelerogrammi teorici osservi le seguenti regole:
 - a) si raccomanda di utilizzare un minimo di 3 accelerogrammi;
 - b) si raccomanda che la media dei valori di accelerazione della risposta spettrale corrispondente a periodo zero (calcolata dalle singole storie temporali) non sia minore del valore dato da a_g , per la zona in oggetto;
 - c) nell'intervallo di periodi tra $0,2T_1$ e $2T_1$, dove T_1 è il periodo fondamentale della struttura nella direzione in cui l'accelerogramma è applicato, si raccomanda che nessun valore dello spettro medio elastico con 5% di smorzamento, calcolato da tutte le storie temporali, sia minore del 90% del corrispondente valore dello spettro di risposta elastico con 5% di smorzamento.

Da notare come ci sono delle regole più serrate per quanto riguarda le analisi temporali non lineari, la normativa specifica che nel caso di analisi dinamiche non lineari, come nel nostro caso, il numero di accelerogrammi da considerare è di almeno 7, per questo motivo sono stati considerati tutti questi al fine delle verifiche [21]

Tramite il programma SimQke, un generatore di accelerogrammi artificiali, abbiamo settato le impostazioni degli spettri elastici, fatte rispetto ai terreni e alle accelerazioni al suolo, e successivamente abbiamo simulato gli accelerogrammi, con scarto nullo rispetto allo spettro, da applicare alla

struttura; al fine di rispettare le caratteristiche dettate dalla normativa si è imposto una fase di strong motion di 20 secondi, a fronte di un'analisi temporale di 40 secondi, in modo da poter valutare in modo distinguibile gli effetti oscillatori in free-decay della struttura. Di sotto riportiamo un set di 7 accelerogrammi utilizzati nelle analisi per un suolo di categoria A ed un'accelerazione di 0,25 g.





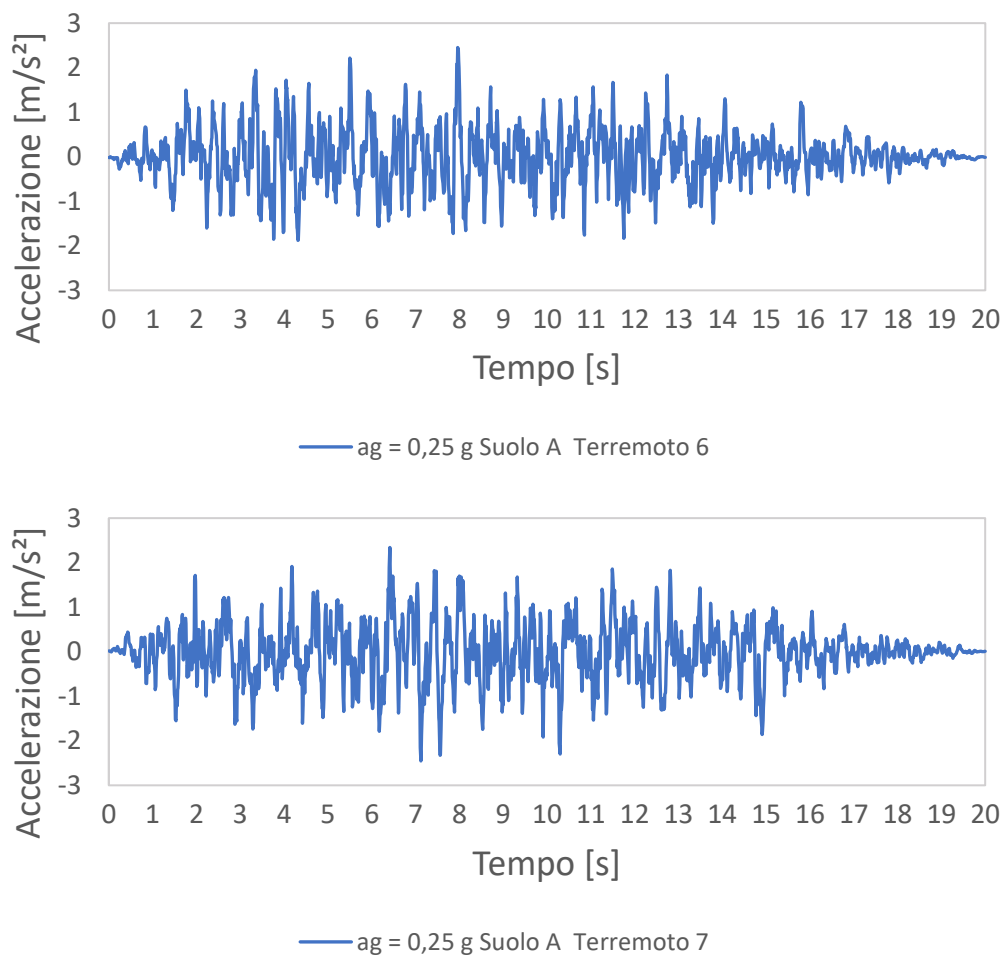
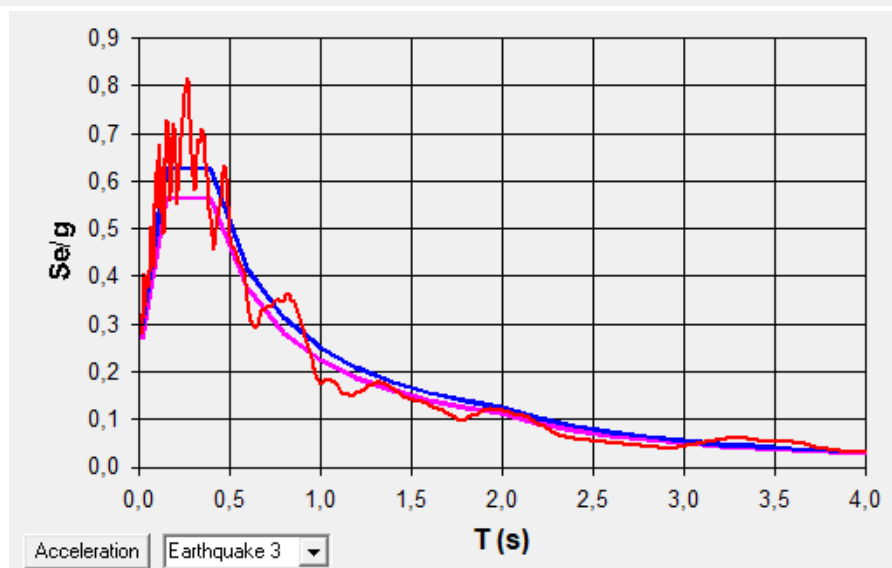
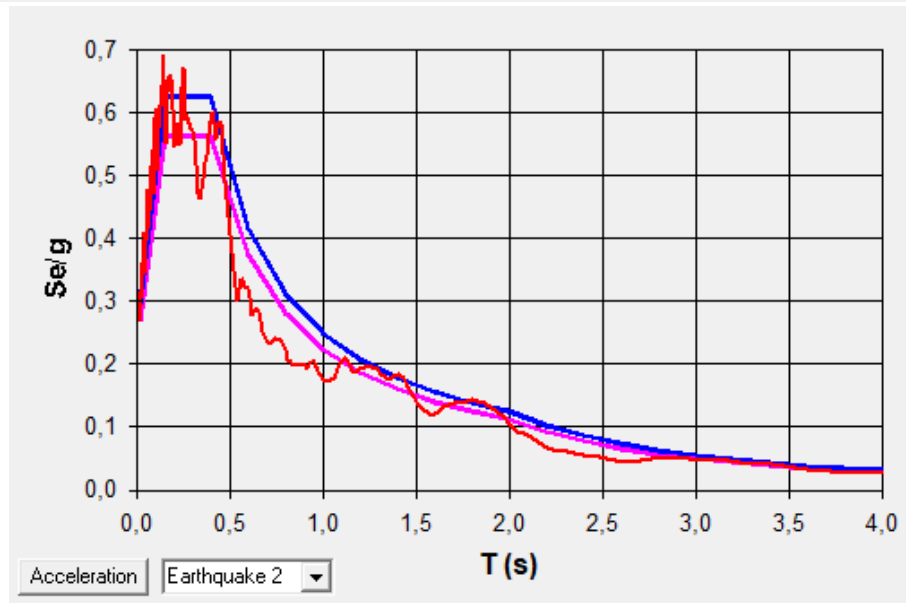
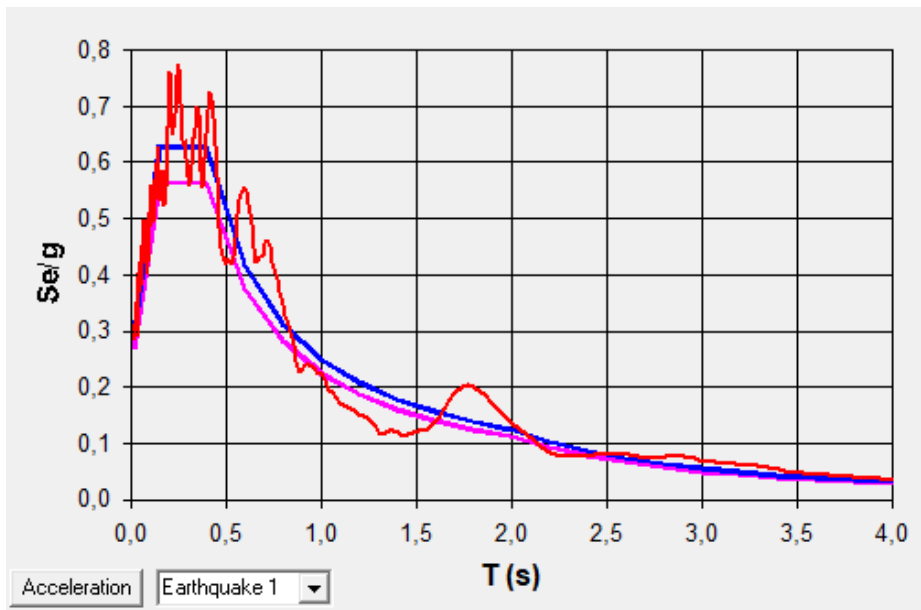
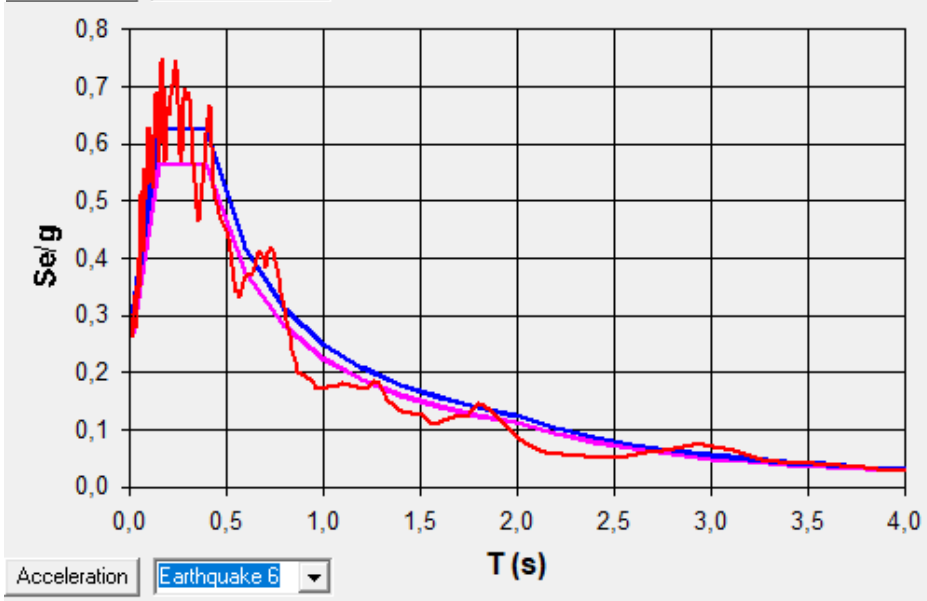
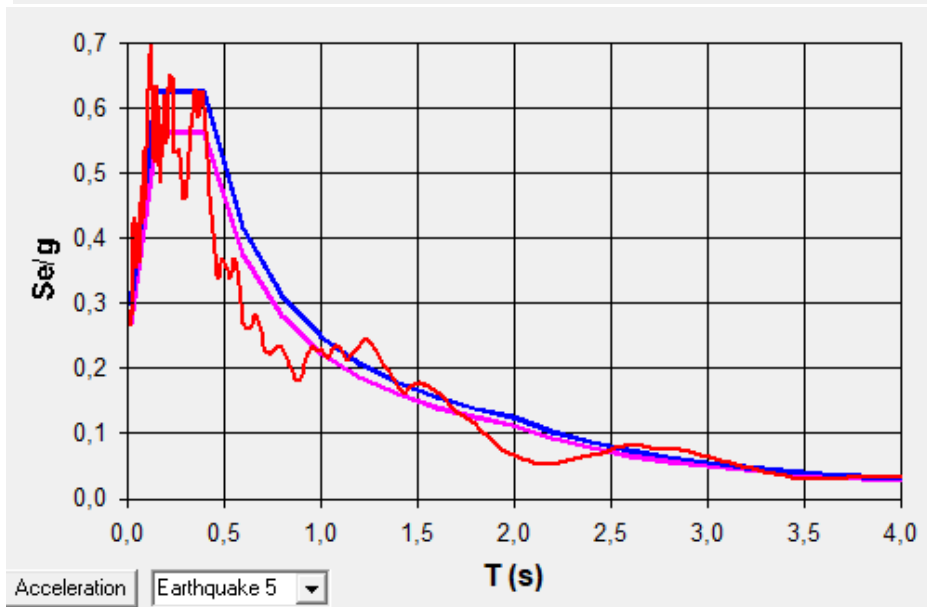
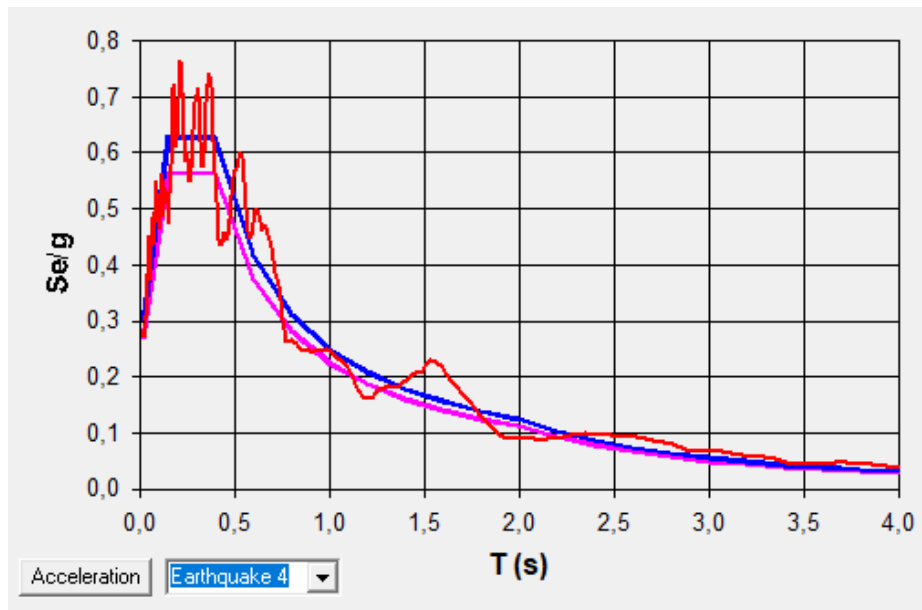


Figura 3.12 – 7 Accelerogrammi su Suolo A in zona a media sismicità

In corrispettivo a questi grafici dove le azioni sono sviluppate nel tempo, riportiamo anche gli stessi accelerogrammi spettro compatibili con riferimento al periodo, in secondi, ed al corrispettivo spettro, questi vengono forniti direttamente dal programma SimQke; possiamo vedere come lo spettro in blu indica lo spettro relativo alla tipologia di terreno ed accelerazione di riferimento definito, mentre quello in rosa indica l'intervallo che garantisce lo spettro-compatibilità (90% dello spettro di norma); infine in rosso abbiamo l'accelerogramma generato con i periodi in riferimento allo spettro.





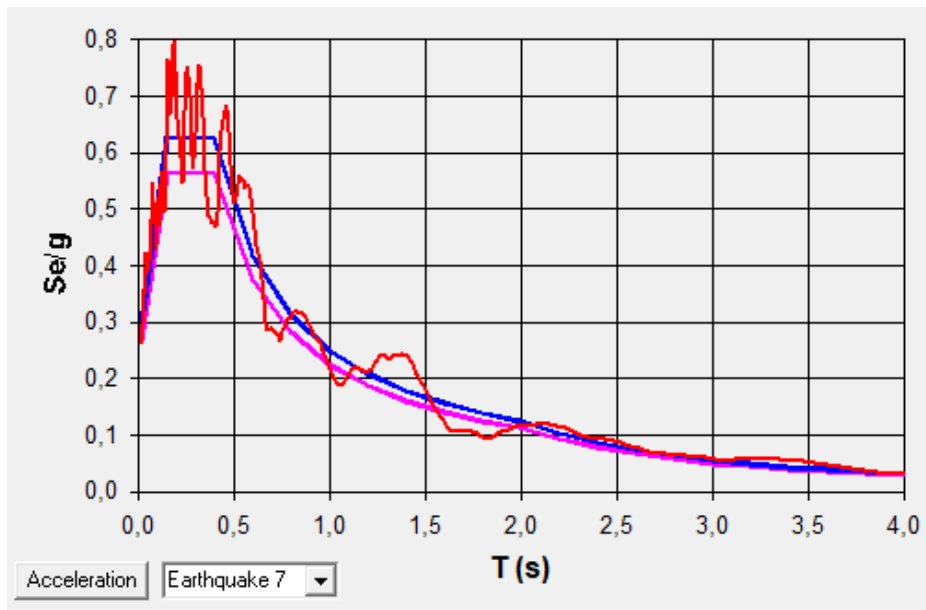


Figura 3.12 – Accelerogrammi compatibili con lo spettro del suolo di categoria A in zona a media sismicità

3.5 Analisi dinamiche: Schema analisi tipo

In questo capitolo, illustreremo quello che è stato il processo di analisi che è stato effettuato su sulla struttura; in particolare, mostreremo il processo svolto per le analisi dinamiche che poi è stato ripetuto per tutte le analisi a seguire. Vedremo in dettaglio i principali parametri di controllo che sono stati presi in analisi, ovvero: il controllo nodale dello spostamento, le accelerazioni nodali, le forze sui connettori di collegamento tra cavi e pannelli in vetro e i valori del tiro dei cavi.

In particolare, analizzeremo come questi parametri sono stati processati come output, estraendo i massimi assoluti mediati rispetto ai 7 accelerogrammi forniti e i valori di RSM presi dalle time history di riferimento, nonché le time history stesse dei parametri in output. Attraverso questa analisi, saremo in grado di valutare la risposta della struttura e identificare eventuali anomalie o problemi potenziali.

Il processo, dopo aver definito le proprietà modali ed il modello della struttura, si è suddiviso in una serie di step consecutivi che si sono ripetuti ogni volta che analizzavamo un input differente.

Come primo cosa si ha una scelta ed una determinazione dell'input dinamico, fatta selezionando la categoria di terreno e l'accelerazione di riferimento, al fine di determinare lo spettro elastico di risposta ed i 7 accelerogrammi associati ad esso.

Si definisce quindi un input tra i sette accelerogrammi scelti, e lo si fornisce alla struttura; successivamente, si sono importati questi dati nel Software FEM SAP2000, e dopo aver impostato tutti i parametri delle analisi come scritto precedentemente, si sono lanciate le analisi ed estratti i dati.

Nella immagine di sotto si può vedere con chiarezza quali sono i cavi da cui sono stati estratti i dati di riferimento.

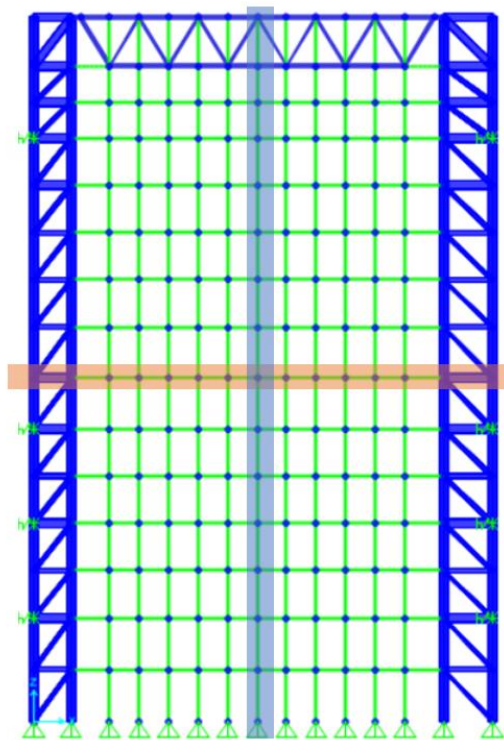
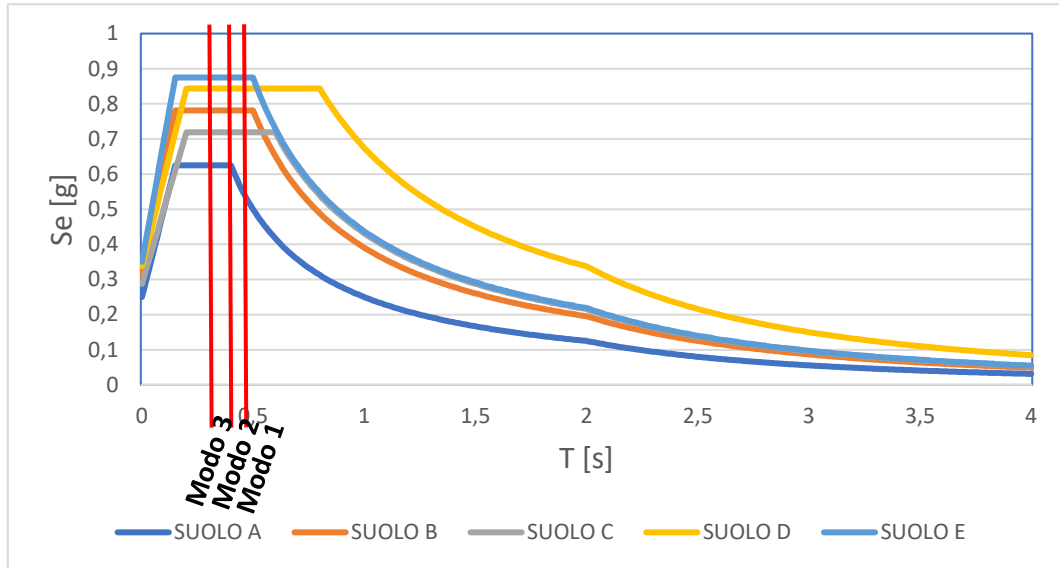


Figura 3.13 – schema della struttura e cavi orizzontali e verticali osservati

Si sono osservati tutti i nodi dei cavi presi in considerazione e per ognuno di loro, si sono estratte le time history di spostamento, accelerazione e per i cavi il tiro variante nel tempo.

Dopo aver estratto i parametri di osservazione si è proceduto al post processamento dei dati in modo da rispettare i requisiti di normativa, in cui si sono estratti i massimi assoluti dalle time history per ogni nodo e si è poi fatta la media. Analogamente, tramite le time history, si è calcolata la root mean square dei parametri osservati, su un tempo ben preciso di osservazione, ovvero la sola parte di strong-motion del terremoto; questo al fine di ottenere dei risultati validi e non sottostimare l'azione del terremoto, ricordando che il tempo di osservazione è di 40 secondi totali.

Alla fine di questo processo si è proceduto a ripetere passando al secondo accelerogramma sui sette da considerare. Questo ovviamente per tutte le categorie di suolo (5 categorie) e per le zone sismologiche considerate (3 zone) per un totale, quindi, di 105 analisi sulla struttura.



A scopo di comprendere a pieno il comportamento della facciata, riportiamo, per le differenti categorie di suolo ed un'accelerazione di riferimento su Suolo A di 0,25 g, i periodi principali della struttura.

Figura 3.14 – Spettri inerenti ai suoli, per un'accelerazione di riferimento su suolo A di 0,25 g, con segnati sopra i primi 3 modi della struttura

CAPITOLO 4

RISULTATI DELLE ANALISI

In questo capitolo verranno mostrati tutti i risultati delle analisi eseguite sulla struttura passando dalle analisi rispetto alle diverse combinazioni di carico, per poi passare ad esaminare le analisi modali e le proprietà di vibrare della facciata, ed infine analizzare i risultati delle integrazioni al passo e dunque di tutte le analisi dinamiche eseguite.

4.1 Analisi statiche

Al fine di verificare i limiti della struttura, tramite le combinazioni di carico definite nel Capitolo 3.2, si riportano i risultati principali che sono stati ottenuti, viene mostrato il sistema di riferimento a cui si fa capo nei risultati mostrati successivamente..

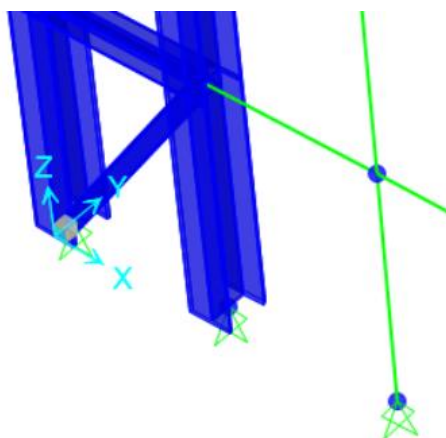


Figura-Sistema di riferimento utilizzato

Si sottolinea ancora che non verranno riportati tutti i valori ottenuti dalle analisi statiche dato che non sono rilevanti ai fini di questa tesi, sono serviti come definizione e confronto del modello con lo schema fornitici

dall'azienda partner; per questo motivo si presterà attenzione in particolar modo su quegli che portano degli effetti deformativi rilevanti sulla facciata a cavi tesi.

Da notare l'importanza della condizione di carico del vento, che è stata utile per progettare e definire la rete di cavi, i limiti di deformazione saranno successivamente riportati e discussi.

In prima battuta si è analizzato il comportamento dovuto al tiro dei cavi di 350 kN per i cavi orizzontali e di 30 kN per i cavi verticali; si è ottenuta una deformazione globale dei cavi dovuta alla precompressione, rispetto alla corda superiore del traliccio, una deflessione di 7 mm, inferiore a 1/2000 della lunghezza del traliccio; la deformazione della struttura principale, in direzione x, è di 40 mm, dovuta per l'appunto all'alta tensione del cavo che agisce sulla struttura.

Nelle analisi si riporta sempre come il tiro dei cavi è sempre considerato dato che modifica le caratteristiche di rigidità ed il tipo dei risultati della analisi da considerare.

Ora analizziamo alcuni dei principali risultati ottenuti dalle analisi:

Tabella 4.1 – Carichi considerati, Combinazioni e risultati rilevanti dalle analisi

Loads		Valore	Unità	
DL dead load (del vetro)		600	N	
WL vento		1,2	kN	
CL carico climatico		11	kPa	
To tiro del cavo orizzontale**		350	kN	
Tv tiro del cavo verticale**		30	kN	
**il tiro è sempre presente nelle combinazioni				
Combinazione SLE		Direzione	Valore	Unità
0	Prestressing	x	42	mm
1	DL	z	6	mm
2	DL+WL	y	194	mm
3	DL+0,2WL	y	45	mm
4	DL+0,56WL	y	106	mm

Nella combinazione 1 si può notare come il peso del vetro porta una deformazione bassa ma non di poco conto, che varia lungo l'altezza della

facciata ed è un tipo di deformazione che è influente durante la fase di montaggio, in cui si possono verificare delle perdite di tensione dovuto al tempo di montaggio dei pannelli; in particolare, si ha un valore di abbassamento dei cavi di 6 mm, si mostra che questo valore è il valore finale ottenuto e che nella fase di montaggio dei pannelli deve essere tenuto in conto e ricalibrato.

Si mostra come nella combinazione di carico 0, ovvero solo il tiro dei cavi ed il peso degli elementi stessi, influisca notevolmente sulla struttura principale, il tiro, infatti, da l'effetto di tensione della struttura che porta ad un progressivo accorciamento della distanza tra le colonne principali.

La combinazione 3 riguarda la combinazione del vento nel tempo di ritorno di 1 anno, utile per la valutazione delle deformazioni nel breve periodo; questa è una valutazione che su queste tipologie di pannellature va effettuata per considerare le verifiche in fase di montaggio dei pannelli; il valore ottenuto, infatti, non è paragonabile alle altre combinazioni, si ottiene uno spostamento globale dei nodi della facciata inferiore ai 5 cm.

La combinazione 4 valuta la combinazione frequente dello stato limite di esercizio, in questa il valore del vento è ridotto dal coefficiente preso da normativa che considera gli effetti di raffiche di breve e media durata sulla pannellatura, l'effetto che si può notare, vedere la figura sotto, è quello di uno spostamento nodale maggiore, raggiungendo circa il doppio in ampiezza rispetto alla configurazione con un tempo di ritorno molto basso.

Nell'immagine seguente si può notare la combinazione di carico 2 e la 4 che portano i risultati peggiori sulla facciata, mostrando gli spostamenti trasversali che sono stati riportati nella tabella superiore:

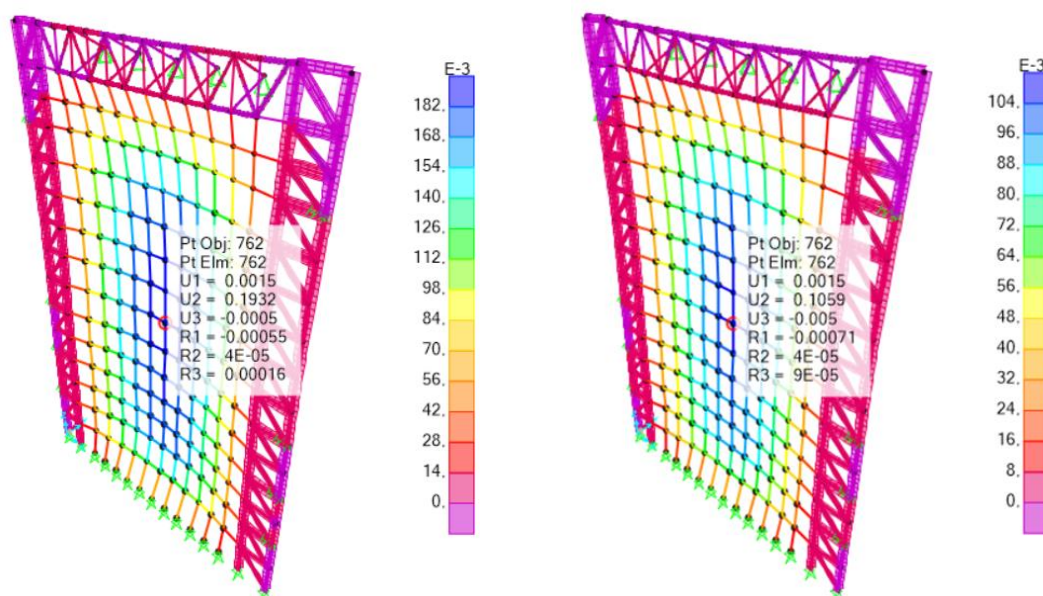


Figura 4.1 – Risultati deformativi nei nodi più sollecitati delle combinazioni 2 (sinistra) e combinazione 4 (destra)

La deformazione globale dovuta alla combinazione con il vento come azione principale mostra una deformazione di 194 mm. Questo valore deriva dal considerare il vento con un tempo di ritorno dell'azione di 50 anni, è un valore rilevante al fine delle verifiche di operabilità e di servizio, nonché di integrità considerando gli spostamenti interpiano della pannellatura. Questo valore ottenuto è un riferimento che verrà analizzato e confrontato largamente nelle valutazioni sismiche e, tramite l'azienda partner, è stato fornito un valore di spostamento limite dei nodi di questa struttura. Essendo che non si ha un valore certo di riferimento per elementi non strutturali come le facciate continue, la collaborazione con l'azienda è stata di fondamentale rilevanza al fine di garantire un limite di controllo. Lo spostamento massimo dei nodi della facciata, e quindi dell'inflexione dei cavi orizzontali, è stato considerato $1/50 L$, con L la lunghezza del cavo orizzontale, l'elemento più corto tra i cavi, e quindi un valore di riferimento di 300 mm.

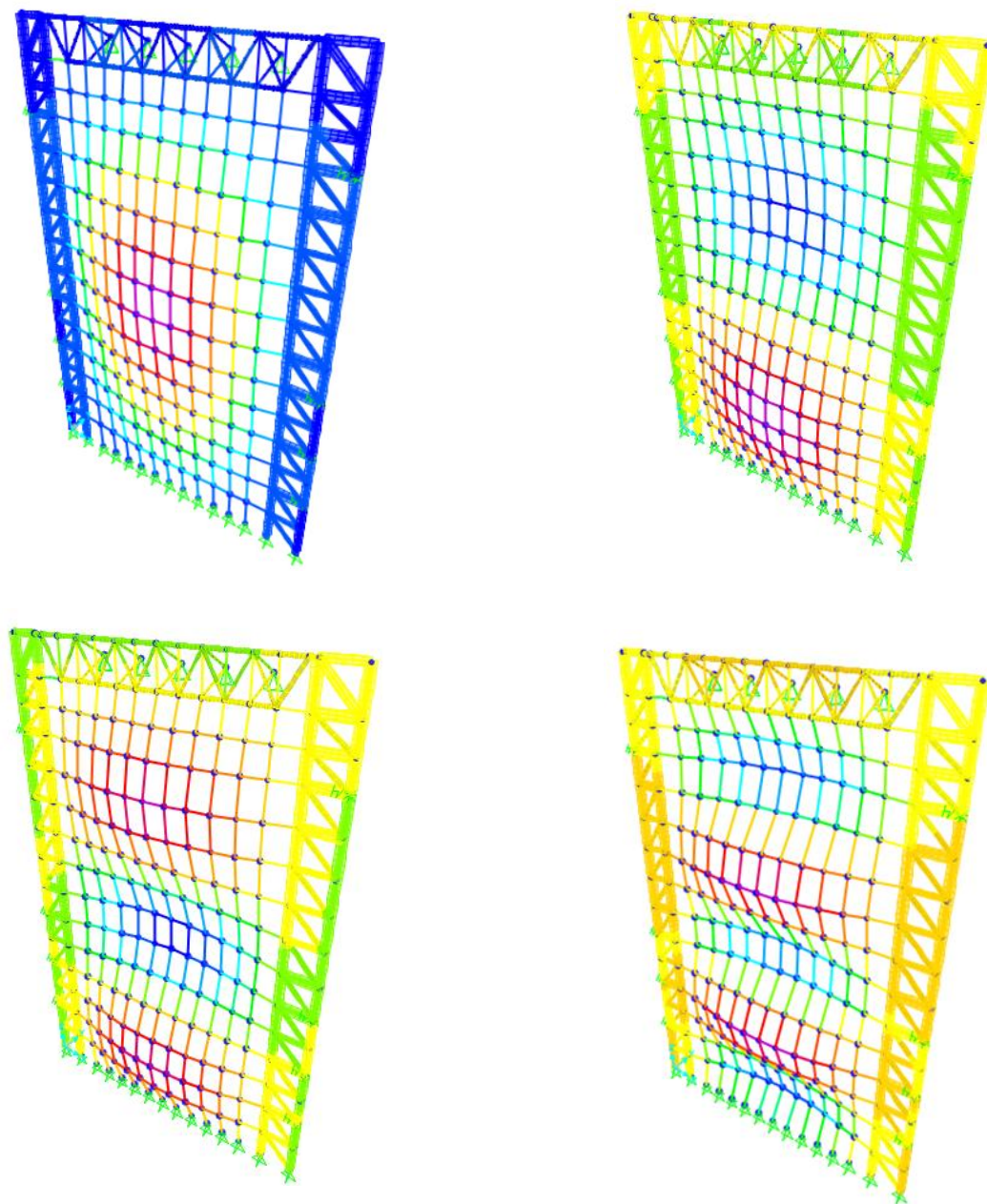
4.2 Analisi modale

Un aspetto fondamentale di questo studio riguarda le proprietà ed il comportamento modale della facciata, si sono studiati a fondo le caratteristiche ed i modi di vibrare della struttura, considerando alla fine un numero ottimale di modi propri di vibrare e definendo quelli che sono i modi più significativi.

La modellazione delle masse del vetro, vedere capitolo precedente, è stata fondamentale al fine di avere un riscontro con le proprietà modali del cavo orizzontale teso, che ricordiamo avere un periodo di 1,75 Hz. Questo ci ha permesso un riscontro rispetto a quello che è il primo modo di vibrare.

Tabella 4.3 – periodi e frequenze dei modi di vibrare con i rispettivi Mass Participation Factor

Modi	Periodi [s]	Frequenze [Hz]	M.P.F.	Somma M.P.F.
1	0,561	1,784	30%	30%
2	0,521	1,921	1%	31%
3	0,477	2,097	4%	35%
4	0,431	2,320	0%	35%
5	0,390	2,563	1%	36%
6	0,356	2,807	0%	36%
7	0,329	3,042	1%	37%
8	0,307	3,263	0%	37%
9	0,288	3,476	0%	37%
10	0,286	3,496	0%	37%



*Figura 4.2 – Modi di vibrare della struttura: modo 1 (in alto a sinistra; modo 2 (in alto a destra)
modo 3 (in basso a sinistra) modo 5 (in basso a destra)*

4.2.1 Mass participation factor e analisi modale della sola rete di cavi

Il problema che si è riscontrato riguarda in particolare il fattore di partecipazione di massa, che indica la percentuale di massa della facciata che partecipa alle vibrazioni della struttura, dove secondo la normativa deve raggiungere un valore di almeno il 90% al fine di rendere l'analisi valida.

Dopo aver effettuato le analisi modali sulla facciata completa, con annessa struttura primaria, il fattore di partecipazione di massa è risultato basso, pari al 37% (somma cumulativa al decimo modo di vibrare). Questo significa che solo una parte relativamente piccola della massa totale della facciata contribuisce alle vibrazioni della struttura, e che la facciata potrebbe non essere adeguatamente integrata con il resto della struttura. Al fine di verificare questo valore e comprenderne il comportamento, sono state effettuate delle analisi modali sulla sola rete di cavi.

Queste analisi hanno mostrato delle congruenze con i periodi e le frequenze ottenuti precedentemente e che il fattore di partecipazione di massa raggiunge il 90% nei primi 10 modi di vibrazione.

Per confermare questi risultati, è stata effettuata una valutazione delle masse confrontando il modello della facciata con la struttura principale con il modello della sola rete di cavi; si è ottenuto che la massa della facciata in vetro rappresenta circa il 37% della massa totale della struttura. Questo dato indica che la facciata ha una massa relativamente bassa rispetto alla struttura primaria e che il fattore di partecipazione di massa è influenzato da questo fattore, ma da questo paragone riusciamo ad avere un riscontro che rende valida l'analisi; infatti, si è ottenuto che la massa sollecitata, nel modello con la struttura primaria, è proprio quello della rete di cavi, con una partecipazione superiore al 90%.

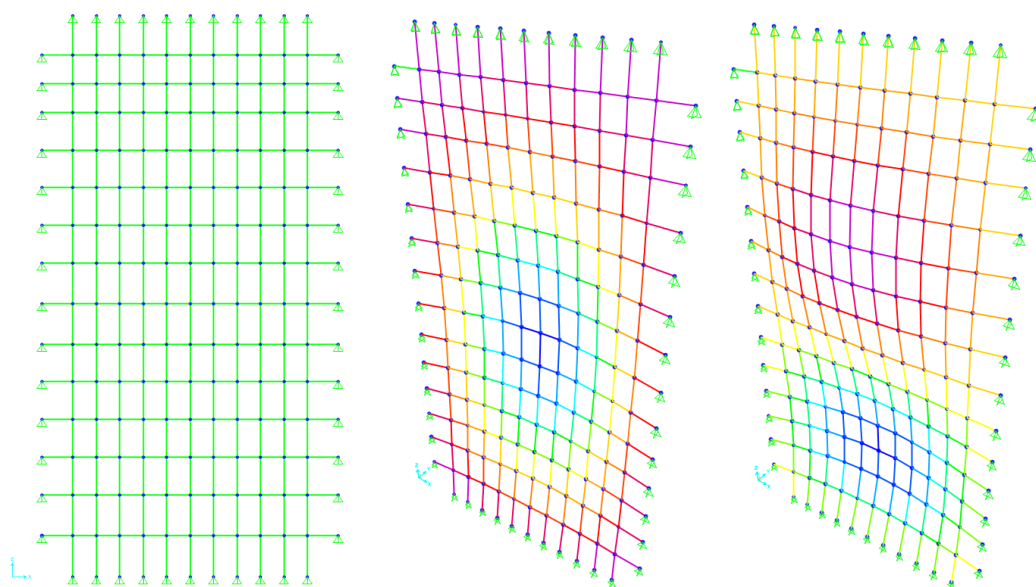


Figura 4.3 – Modello della rete di soli cavi (sinistra); primo modo della sola rete di cavi (centro); secondo modo della sola rete di cavi (destra)

Tabella 4.4 – Periodi e frequenze dei modi della sola rete di cavi e Mass participation factor corrispondenti

Modi	Periodi [s]	Frequenze [Hz]	M. P. F.	Somma M. P. F.
1	0,561	1,784	74%	74%
2	0,521	1,921	3%	77%
3	0,477	2,097	10%	87%
4	0,431	2,320	0%	87%
5	0,390	2,563	4%	91%
6	0,356	2,807	0%	91%
7	0,329	3,042	4%	95%
8	0,307	3,263	0%	95%
9	0,288	3,476	0%	95%
10	0,286	3,496	0%	95%

Da questa analisi si evince che il modo cardine della struttura, che modula il comportamento, è il primo modo, successivamente il terzo ed il quinto, di conseguenza, in ogni modo si vede la prevalenza della struttura ad avere dei modi antisimmetrici più che quelli simmetrici.

4.3 Analisi sismiche

Considerando i parametri di controllo che abbiamo precedentemente esposto nello schema del capitolo 3.5, suddivideremo i risultati di queste analisi rispetto al cavo orizzontale ed al cavo verticale osservati. Ricordiamo che, per ogni nodo del cavo, si sono estratte le time history del parametro osservato, si è fatta la RMS e successivamente si è mediato il risultato ottenuto per i 7 accelerogrammi; questo procedimento è stato fatto analogamente anche per il massimo assoluto.

In particolare, mostreremo un paragone dei risultati ottenuti al variare della categoria di suolo osservato facendo riferimento all'accelerazione a_g definita al capitolo 3.4.4; in particolare, consideriamo come riferimento per la facciata collocata in zone a bassa, media ed alta sismicità.

Oltretutto, al fine di determinare una misura corretta ed accurata, tramite ricerca scientifica si è vista la correlazione delle ampiezze delle quantità osservate e la durata dell'osservazione (J.M. Pauschke, S. Krishnamurty). Per questi risultati si è usato come durata di osservazione tutta la durata dello strong-motion, di 20 secondi, su 40 secondi di osservazione totale del fenomeno.

4.4 Analisi sismica: Cavo orizzontale

Viene di conseguenza mostrato un riferimento grafico del profilo che riguarda il cavo orizzontale osservato, con nodi numerati, per capire il verso e l'orientamento del cavo, in modo da interpretare in maniera corretta i risultati.

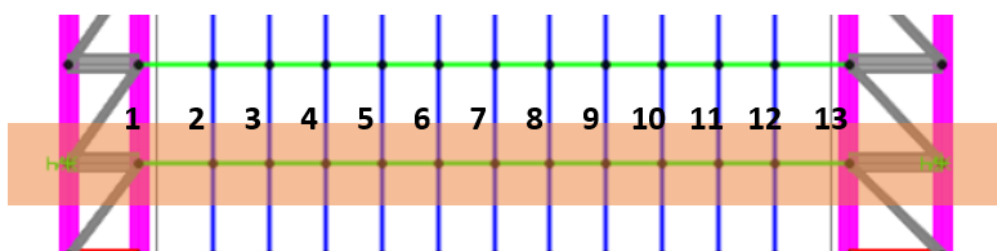


Figura 4.4 – Numerazione dei nodi del cavo orizzontale

4.4.1 Facciata in zona a bassa sismicità

4.4.1.1 Spostamento

RMS

Tabella 4.5 – RMS spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,4	0,6	0,7	0,8	0,7	mm
2	6,6	10,2	10,3	12,1	11,5	mm
3	11,5	17,7	17,9	21,0	20,0	mm
4	15,7	24,2	24,5	28,6	27,3	mm
5	19,0	29,2	29,6	34,5	32,9	mm
6	21,0	32,4	32,8	38,2	36,5	mm
7	21,8	33,5	33,9	39,6	37,8	mm
8	21,1	32,5	32,9	38,3	36,6	mm
9	19,1	29,4	29,7	34,7	33,1	mm
10	15,9	24,4	24,7	28,9	27,5	mm
11	11,7	18,0	18,2	21,3	20,3	mm
12	6,8	10,5	10,6	12,4	11,9	mm
13	0,6	1,0	1,0	1,2	1,1	mm

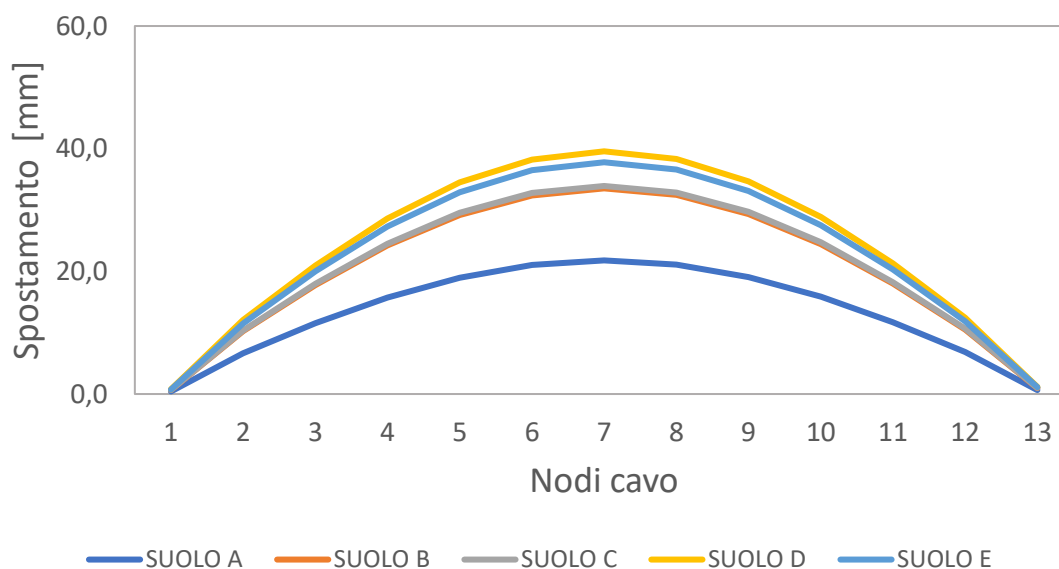


Figura 4.5 – RMS spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.6 – Massimo assoluto spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	1,3	2,0	2,0	2,3	2,2	mm
2	20,1	31,2	31,1	36,4	35,0	mm
3	34,6	53,4	53,4	62,4	60,0	mm
4	46,8	71,8	72,2	84,0	80,8	mm
5	56,6	86,3	87,1	101,1	97,2	mm
6	63,4	96,0	96,7	112,1	108,2	mm
7	65,7	99,4	100,1	115,9	112,1	mm
8	63,4	96,1	96,8	112,3	108,4	mm
9	57,0	86,8	87,6	101,8	97,7	mm
10	47,4	72,7	73,2	85,0	81,7	mm
11	35,0	54,1	54,2	63,3	60,7	mm
12	20,6	31,9	31,9	37,4	35,8	mm
13	2,1	3,1	3,1	3,6	3,4	mm

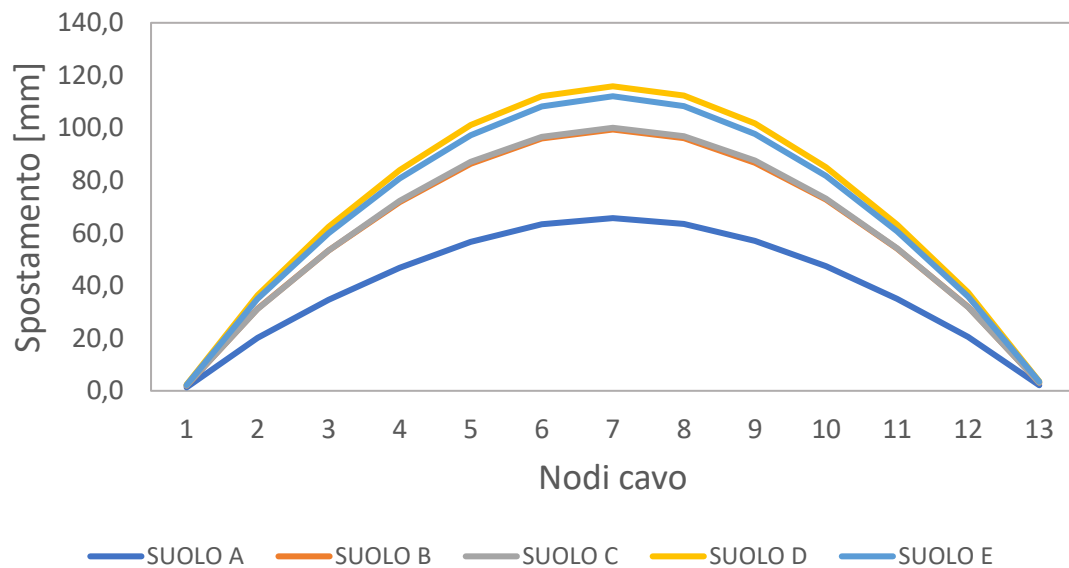


Figura 4.6 – massimo assoluto spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

4.4.1.2 Accelerazione Assoluta

RMS

Tabella 4.7 – RMS accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	g
2	0,2	0,3	0,2	0,3	0,3	g
3	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	g
4	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	g
5	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	g
6	0,3	0,5	0,5	0,5	0,5	g
7	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	g
8	0,3	0,5	0,5	0,5	0,5	g
9	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	g
10	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	g
11	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	g
12	0,2	0,3	0,2	0,3	0,3	g
13	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	g

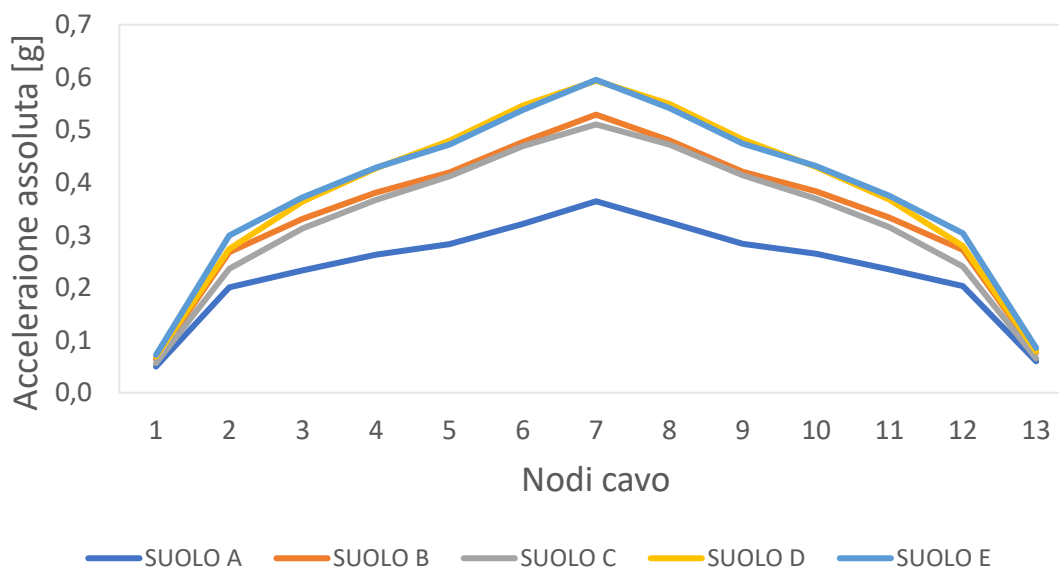


Figura 4.7 – RMS accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.8 – Massimo assoluto accelerazione del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	g
2	0,8	1,0	0,9	1,0	1,1	g
3	0,8	1,2	1,1	1,2	1,3	g
4	0,9	1,3	1,2	1,4	1,5	g
5	1,0	1,4	1,4	1,6	1,6	g
6	1,2	1,7	1,6	1,8	1,9	g
7	1,2	1,7	1,7	1,9	2,0	g
8	1,1	1,6	1,5	1,8	1,8	g
9	1,0	1,5	1,4	1,6	1,6	g
10	0,9	1,3	1,2	1,4	1,4	g
11	0,8	1,2	1,1	1,3	1,3	g
12	0,8	1,0	0,9	1,1	1,2	g
13	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	g

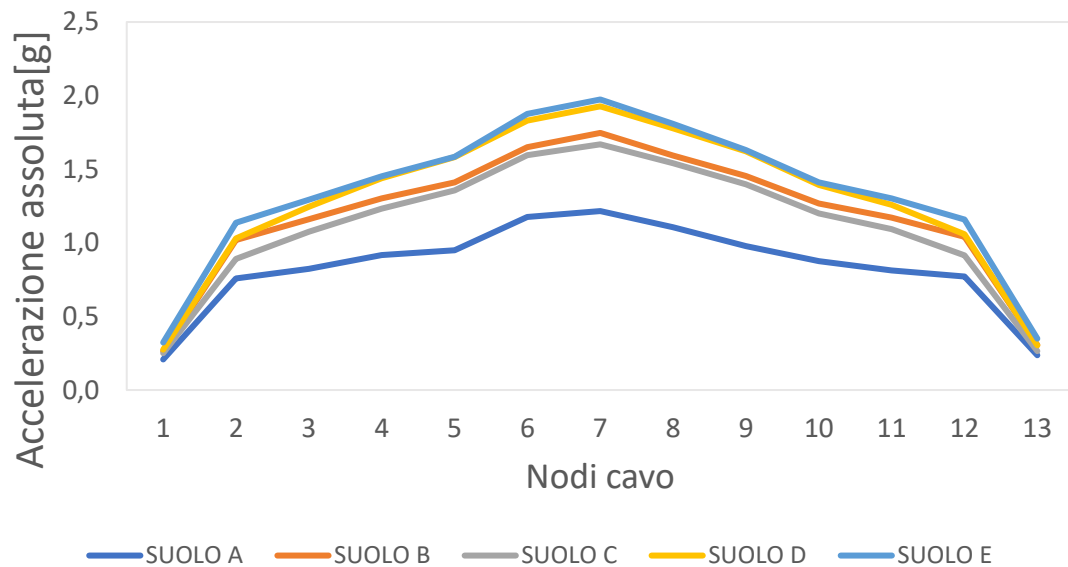


Figura 4.8 – massimo assoluto accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

4.4.1.3 Forza nel connettore

RMS

Tabella 4.9 – RMS forza del connettore del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	71,7	92,4	81,0	99,4	103,5	N
2	289,0	386,1	340,0	394,7	431,3	N
3	336,0	477,0	450,8	524,8	536,1	N
4	378,7	549,2	529,0	615,7	617,8	N
5	407,5	604,0	593,4	691,3	680,4	N
6	463,3	687,7	676,6	787,6	775,3	N
7	525,1	762,8	736,1	855,9	858,4	N
8	467,0	692,5	680,6	792,2	780,6	N
9	408,9	606,3	596,4	694,8	683,2	N
10	381,4	552,7	532,3	619,6	621,7	N
11	337,9	480,2	454,5	529,2	539,9	N
12	292,5	391,7	346,2	402,0	437,8	N
13	86,0	110,0	93,8	113,1	122,8	N

Massimo assoluto

Tabella 4.10 – Massimo assoluto forza del connettore del cavo orizzontale per categorie di e facciata in zona a bassa sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	299,5	381,4	361,1	395,4	465,7	N
2	1093,3	1468,7	1284,6	1484,2	1637,7	N
3	1187,4	1674,3	1550,3	1795,0	1864,5	N
4	1321,0	1876,9	1776,7	2074,1	2092,3	N
5	1370,7	2035,4	1955,1	2283,2	2283,9	N
6	1695,1	2379,9	2302,2	2638,3	2706,8	N
7	1753,2	2518,9	2407,1	2779,6	2846,3	N
8	1596,3	2298,9	2223,5	2562,6	2608,0	N
9	1409,1	2097,6	2016,6	2336,9	2351,7	N
10	1262,1	1826,0	1731,3	2008,5	2034,3	N

11	1172,1	1687,7	1575,6	1815,7	1878,0	N
12	1112,5	1500,1	1317,6	1527,0	1668,9	N
13	339,9	440,9	382,8	437,8	502,9	N

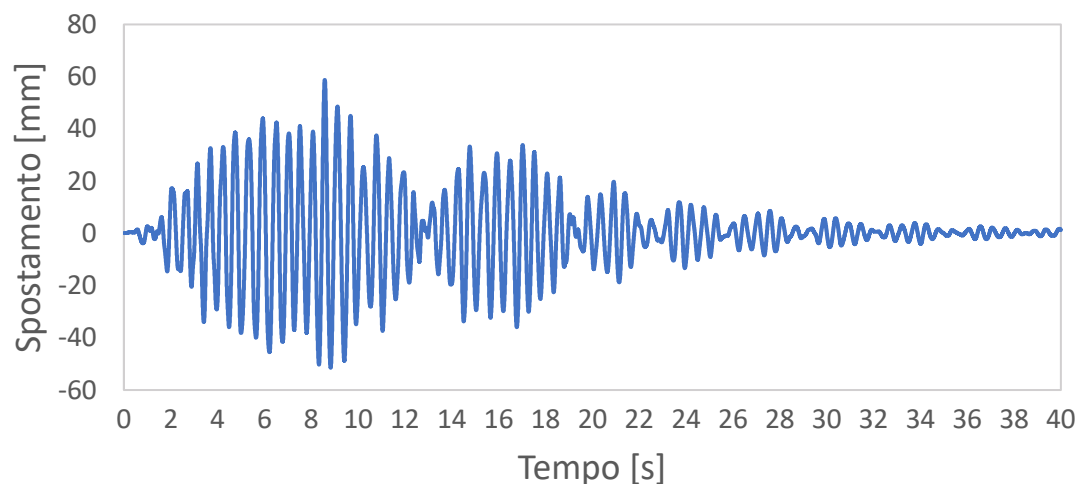
4.4.1.4 Tiro nel cavo

Tabella 4.11 – RMS e Massimo assoluto del tiro nel cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

RMS						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	346,0	346,6	346,6	347,0	346,9	kN
MASSIMO ASSOLUTO						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	350,4	356,4	356,3	359,9	359,2	kN

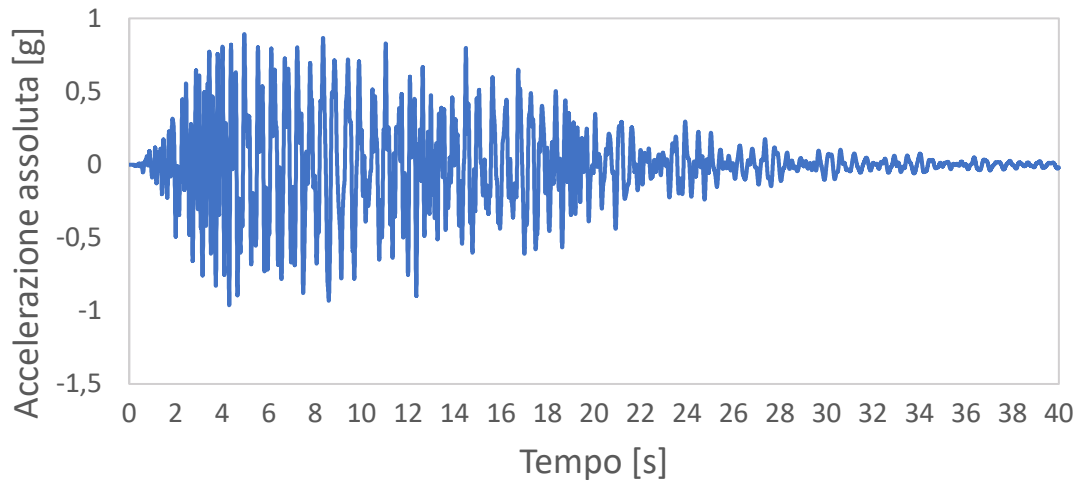
4.4.1.5 Time History

Queste time history fanno riferimento ad un suolo di categoria A, nell'Appendice A si potranno vedere alcuni delle time history più significative.



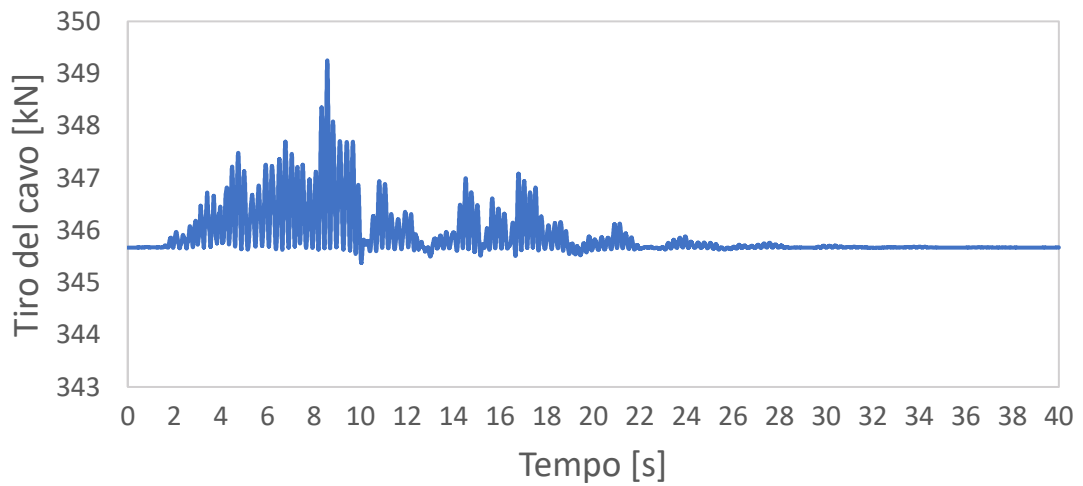
Spostamento

Figura 4.9 – Time History spostamento del nodo del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità



Accelerazione assoluta

Figura 4.10 – Time History accelerazione assoluta del nodo del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità



Tiro nel cavo

Figura 4.11 – Time History tiro del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

4.4.2 Facciata in zona a media sismicità

4.4.2.1 Spostamento

RMS

Tabella 4.12 – RMS spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

NODO	RMS					
	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,7	1,1	1,1	1,3	1,3	mm
2	11,1	17,3	17,6	20,5	19,7	mm
3	19,3	30,1	30,5	35,6	34,1	mm
4	26,2	41,1	41,6	48,6	46,6	mm
5	31,6	49,5	50,2	58,6	56,2	mm
6	35,1	54,9	55,7	65,0	62,3	mm
7	36,3	56,9	57,6	67,2	64,5	mm
8	35,2	55,1	55,8	65,2	62,5	mm
9	31,8	49,8	50,5	58,9	56,5	mm
10	26,5	41,5	42,0	49,1	47,0	mm
11	19,5	30,6	31,0	36,2	34,7	mm
12	11,5	17,9	18,1	21,2	20,3	mm
13	1,1	1,7	1,7	2,0	1,9	mm

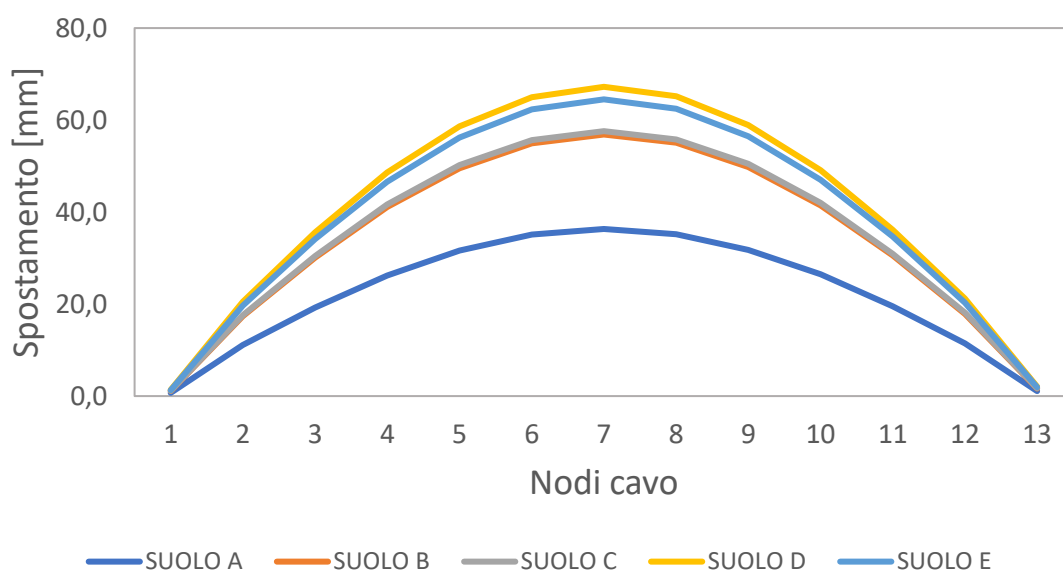


Figura 4.12 – RMS spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.13 – Massimo assoluto spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	2,2	3,2	3,3	3,9	3,6	mm
2	34,7	51,9	50,7	58,3	56,7	mm
3	59,1	88,8	87,2	100,1	97,2	mm
4	79,0	119,7	118,3	135,9	131,5	mm
5	94,8	143,2	142,7	164,0	158,1	mm
6	105,6	159,3	158,5	182,0	176,3	mm
7	109,4	165,2	164,1	188,4	182,6	mm
8	105,7	159,6	158,8	182,4	176,5	mm
9	95,4	143,8	143,6	165,2	159,0	mm
10	80,0	120,6	119,6	137,7	132,8	mm
11	59,8	89,8	88,5	102,0	98,6	mm
12	35,5	53,3	52,1	60,2	58,4	mm
13	3,4	5,0	5,1	6,0	5,7	mm

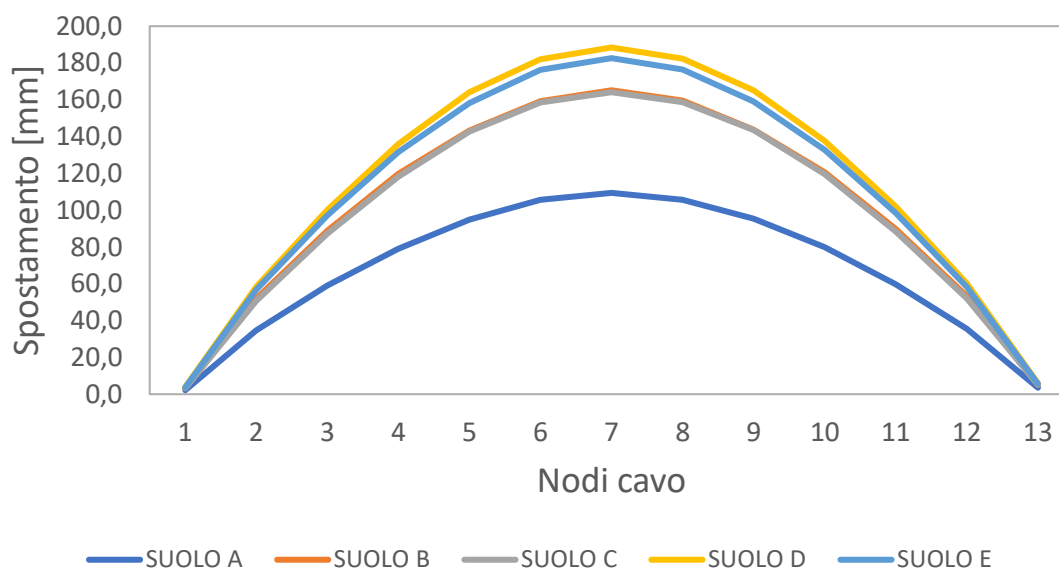


Figura 4.13 – massimo assoluto spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

4.4.2.2 Accelerazione Assoluta

RMS

Tabella 4.14 – RMS accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	g
2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	g
3	0,4	0,6	0,5	0,6	0,6	g
4	0,4	0,6	0,6	0,7	0,7	g
5	0,5	0,7	0,7	0,8	0,8	g
6	0,5	0,8	0,8	0,9	0,9	g
7	0,6	0,9	0,9	1,0	1,0	g
8	0,5	0,8	0,8	0,9	0,9	g
9	0,5	0,7	0,7	0,8	0,8	g
10	0,4	0,7	0,6	0,7	0,7	g
11	0,4	0,6	0,5	0,6	0,6	g
12	0,3	0,5	0,4	0,5	0,5	g
13	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	g

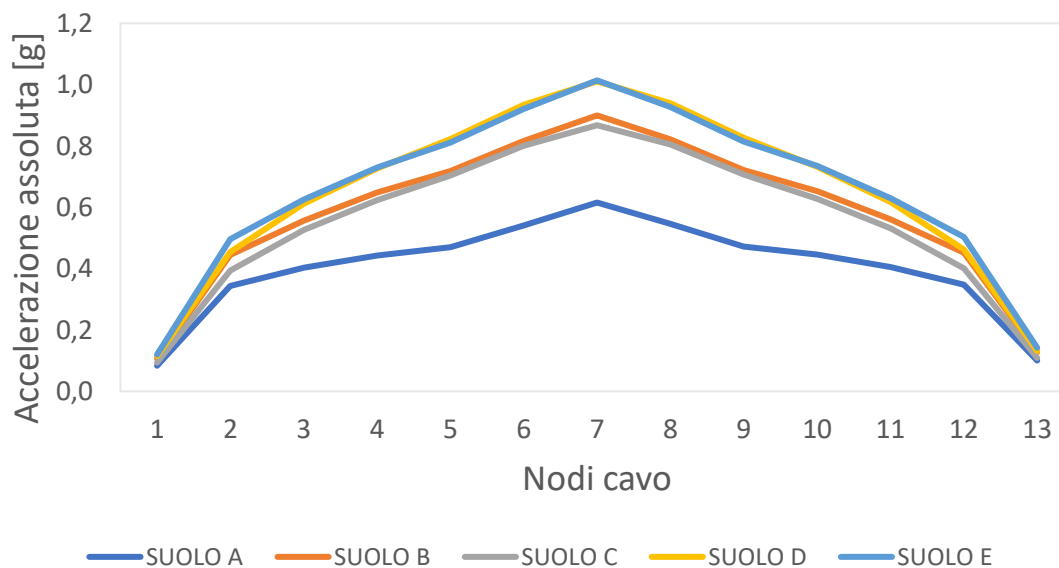


Figura 4.14 – RMS accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.15 – Massimo assoluto accelerazione del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,4	0,5	0,4	0,5	0,5	g
2	1,3	1,7	1,5	1,7	1,9	g
3	1,4	1,9	1,8	2,0	2,1	g
4	1,5	2,2	2,0	2,4	2,4	g
5	1,6	2,4	2,3	2,6	2,6	g
6	1,9	2,8	2,7	3,0	3,1	g
7	2,1	3,1	2,9	3,4	3,4	g
8	1,9	2,8	2,6	3,1	3,1	g
9	1,7	2,4	2,3	2,6	2,6	g
10	1,5	2,2	2,0	2,3	2,3	g
11	1,4	1,9	1,8	2,0	2,1	g
12	1,3	1,7	1,5	1,7	1,9	g
13	0,4	0,5	0,4	0,5	0,6	g

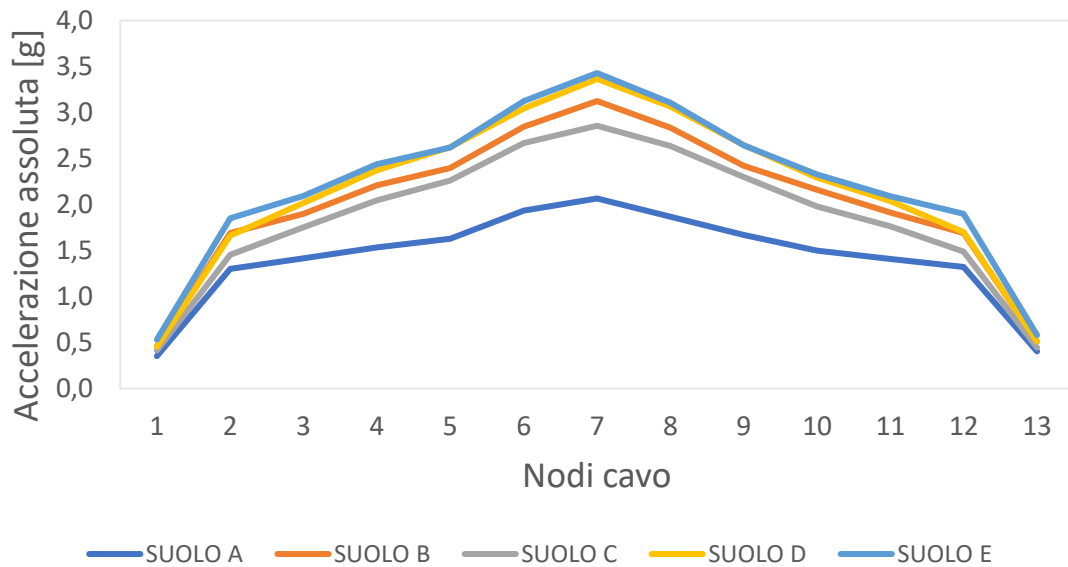


Figura 4.15 – massimo assoluto accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

4.4.2.3 Forza nel connettore

RMS

Tabella 4.16 – RMS forza del connettore del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	120,3	154,4	135,1	165,9	172,8	N
2	495,6	642,0	567,4	655,2	715,2	N
3	580,7	802,9	759,5	882,0	901,4	N
4	638,9	934,5	899,4	1048,7	1052,7	N
5	678,2	1035,6	1014,7	1186,8	1169,9	N
6	780,2	1176,8	1154,3	1347,4	1328,7	N
7	887,7	1297,5	1251,2	1457,3	1462,3	N
8	787,1	1184,9	1161,0	1355,1	1337,6	N
9	680,5	1040,0	1019,9	1192,9	1174,8	N
10	642,5	941,0	905,6	1056,2	1060,1	N
11	583,7	808,7	766,2	889,9	908,1	N
12	502,1	651,7	578,1	667,8	726,4	N
13	144,5	184,2	156,7	189,3	205,4	N

Massimo assoluto

Tabella 4.17 – Massimo assoluto forza del connettore del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	507,6	661,1	597,0	653,6	767,3	N
2	1876,9	2438,3	2097,4	2399,3	2669,1	N
3	2041,6	2740,2	2529,8	2906,4	3018,7	N
4	2213,4	3184,6	2949,1	3418,4	3515,0	N
5	2348,9	3456,6	3261,6	3782,2	3775,4	N
6	2790,2	4103,4	3849,2	4391,5	4503,8	N
7	2978,5	4505,8	4118,6	4851,3	4944,6	N
8	2692,8	4089,9	3800,7	4419,2	4478,9	N
9	2406,8	3489,1	3313,3	3817,8	3811,1	N

10	2159,2	3113,3	2852,3	3307,3	3355,6	N
11	2031,9	2757,0	2543,5	2938,0	3014,0	N
12	1906,9	2435,2	2145,3	2451,6	2736,2	N
13	580,2	736,3	639,4	737,7	836,5	N

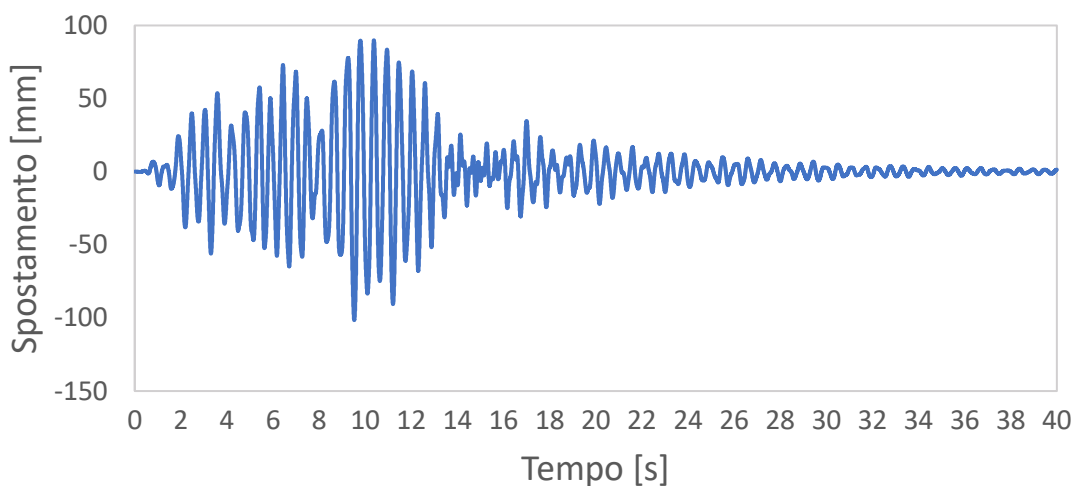
4.4.2.4 Tiro nel cavo

Tabella 4.18 – RMS e Massimo assoluto del tiro nel cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

RMS						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	346,8	348,6	348,6	349,7	349,5	kN
MASSIMO ASSOLUTO						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	358,8	374,8	373,6	381,8	380,4	kN

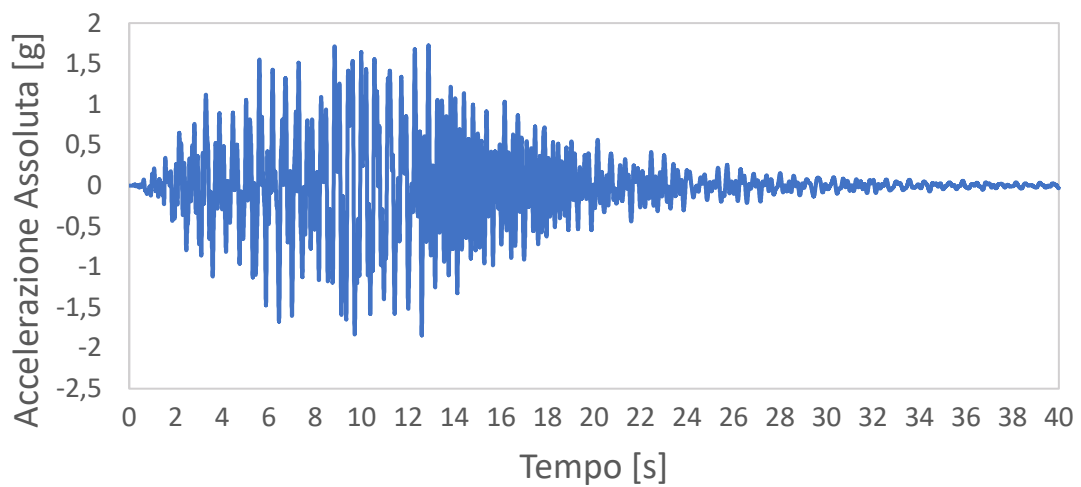
4.4.2.5 Time History

Queste time history fanno riferimento ad un suolo di categoria A, nell'Appendice A si potranno vedere alcuni delle time history più significative.



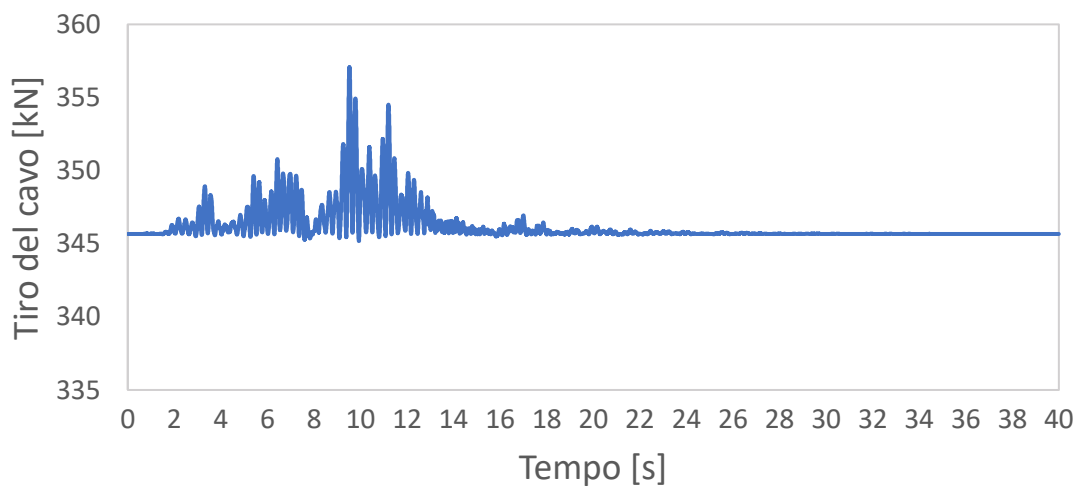
Spostamento

Figura 4.16 – Time History spostamento del nodo del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità



Accelerazione assoluta

Figura 4.17 – Time History accelerazione assoluta del nodo del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità



Tiro nel cavo

Figura 4.18 – Time History tiro del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

4.4.3 Facciata in zona ad alta sismicità

4.4.3.1 Spostamento

RMS

Tabella 4.19 – RMS spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

NODO	RMS					
	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	1,0	1,6	1,6	1,9	1,8	mm
2	15,5	24,2	24,5	28,5	27,4	mm
3	26,8	41,9	42,4	49,5	47,4	mm
4	36,5	57,1	57,9	67,5	64,7	mm
5	43,9	68,8	69,8	81,4	78,0	mm
6	48,8	76,4	77,3	90,2	86,5	mm
7	50,5	79,0	80,0	93,3	89,5	mm
8	48,9	76,6	77,6	90,5	86,8	mm
9	44,2	69,2	70,1	81,9	78,5	mm
10	36,8	57,6	58,4	68,2	65,4	mm
11	27,2	42,5	43,1	50,3	48,2	mm
12	16,0	24,9	25,2	29,5	28,2	mm
13	1,5	2,4	2,4	2,9	2,7	mm

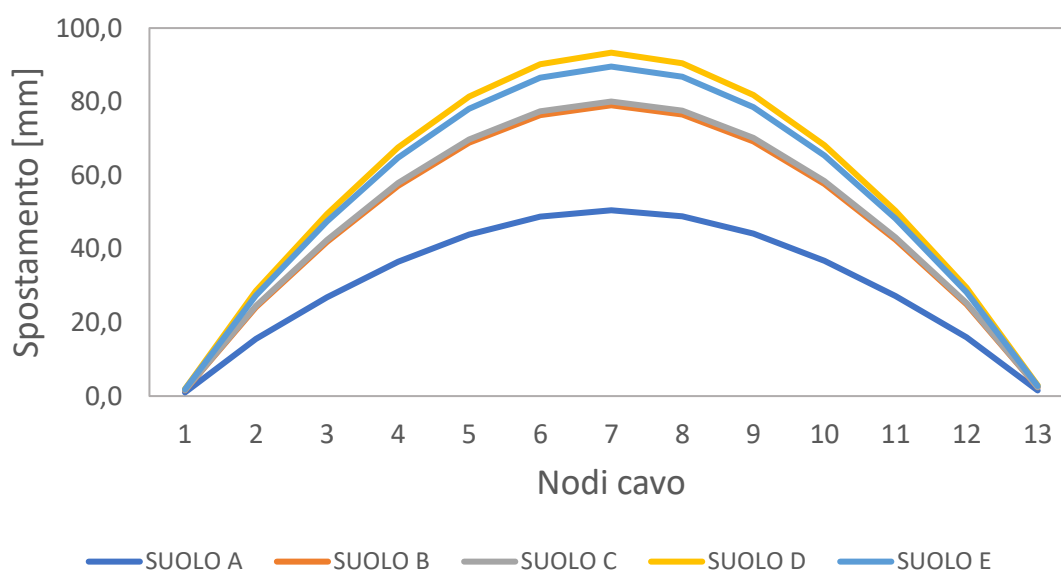


Figura 4.19 – RMS spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.20 – Massimo assoluto spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	3,1	4,6	4,7	5,5	5,2	mm
2	49,8	74,6	72,8	77,6	75,5	mm
3	84,2	126,7	124,4	133,6	129,7	mm
4	111,9	169,5	167,5	181,7	175,8	mm
5	133,5	201,6	200,9	218,4	210,5	mm
6	148,0	223,3	222,1	242,5	234,9	mm
7	153,0	231,0	229,6	251,9	244,2	mm
8	147,9	223,3	222,1	243,7	235,8	mm
9	134,1	202,1	201,8	220,0	211,8	mm
10	113,0	170,4	169,0	183,7	177,2	mm
11	85,3	128,1	126,2	136,3	131,8	mm
12	51,0	76,5	74,8	80,6	78,1	mm
13	5,0	7,2	7,3	8,5	8,1	mm

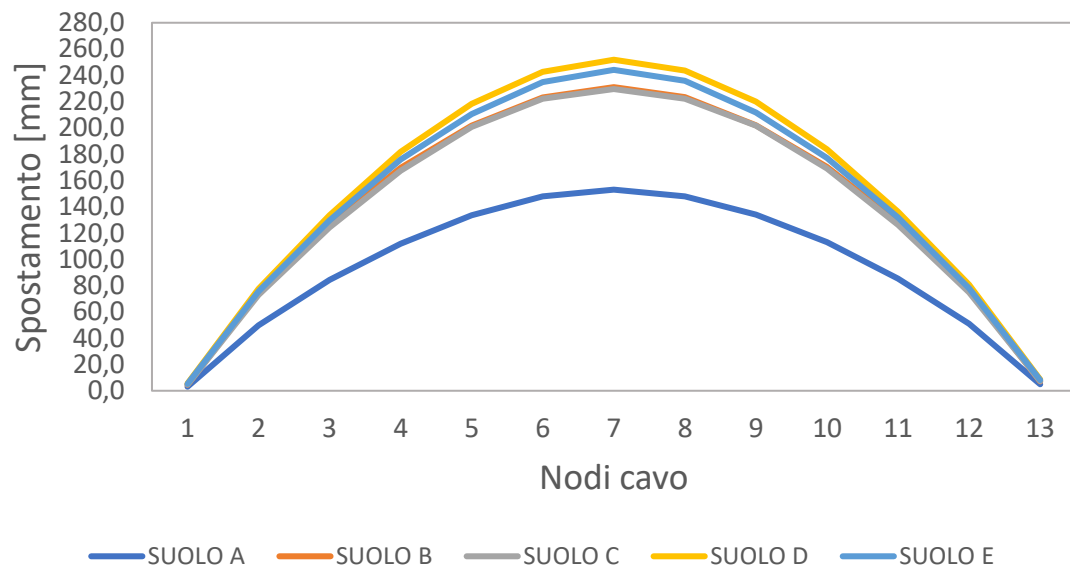


Figura 4.20– massimo assoluto spostamento del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

4.4.3.2 Accelerazione Assoluta

RMS

Tabella 4.21 – RMS accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,2	g
2	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	g
3	0,6	0,8	0,7	0,8	0,9	g
4	0,6	0,9	0,9	1,0	1,0	g
5	0,7	1,0	1,0	1,2	1,1	g
6	0,8	1,1	1,1	1,3	1,3	g
7	0,9	1,3	1,2	1,4	1,4	g
8	0,8	1,2	1,1	1,3	1,3	g
9	0,7	1,0	1,0	1,2	1,1	g
10	0,6	0,9	0,9	1,0	1,0	g
11	0,6	0,8	0,8	0,8	0,9	g
12	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	g
13	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	g

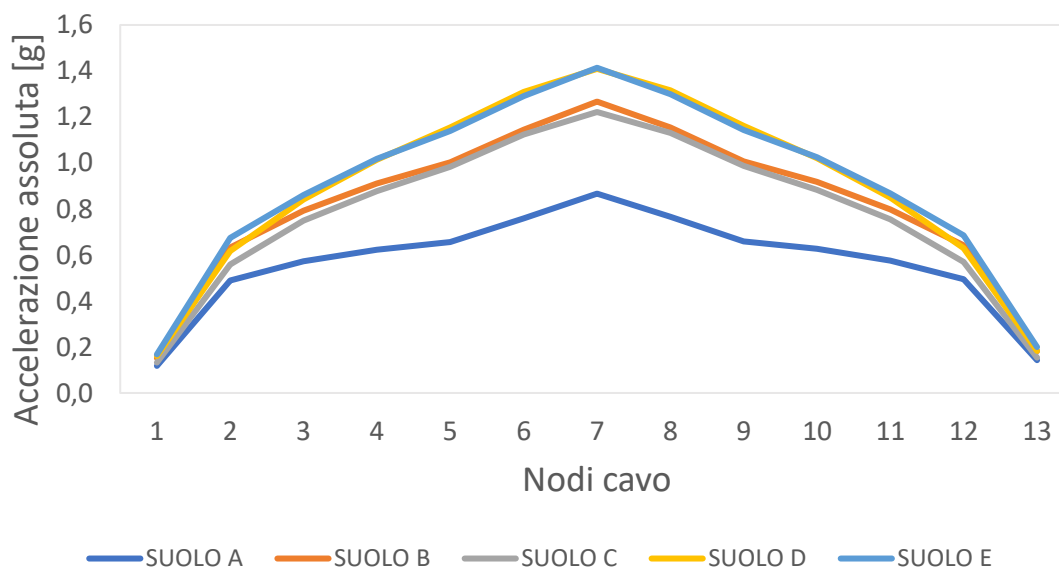


Figura 4.21 – RMS accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.22 – Massimo assoluto accelerazione del cavo orizzontale per categorie di e facciata in zona ad alta sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	g
2	1,9	2,5	2,1	2,2	2,5	g
3	2,1	2,8	2,6	2,7	2,8	g
4	2,2	3,1	2,9	3,4	3,5	g
5	2,3	3,4	3,2	3,7	3,7	g
6	2,7	3,9	3,7	4,4	4,5	g
7	3,0	4,5	4,1	5,1	5,2	g
8	2,7	4,0	3,8	4,6	4,6	g
9	2,3	3,4	3,2	3,7	3,7	g
10	2,2	3,1	2,9	3,3	3,4	g
11	2,0	2,8	2,5	2,8	2,9	g
12	1,9	2,5	2,2	2,3	2,6	g
13	0,6	0,7	0,6	0,7	0,8	g

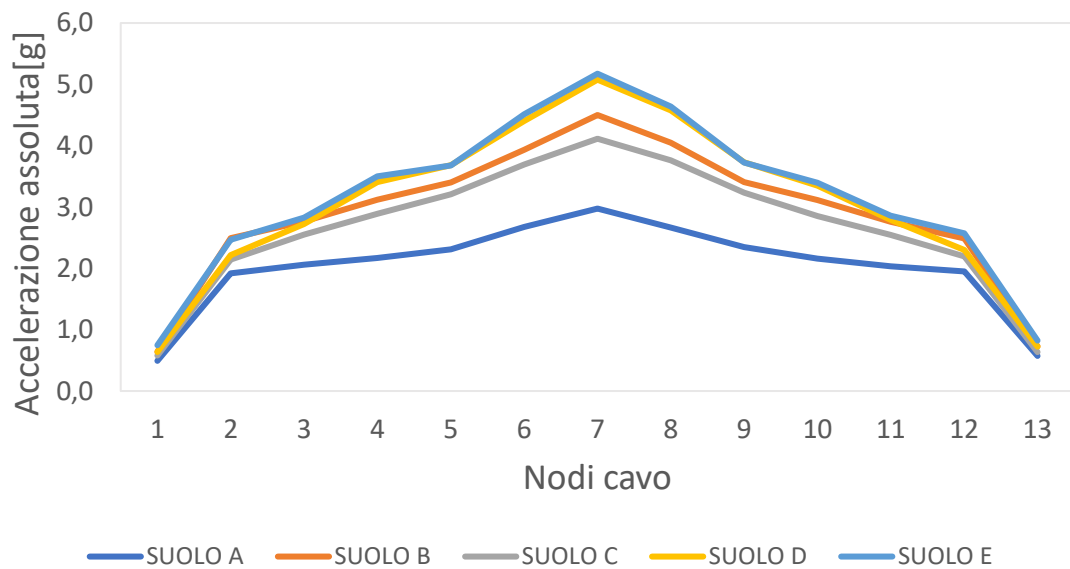


Figura 4.22 – massimo assoluto accelerazione assoluta del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

4.4.3.3 Forza nel connettore

RMS

Tabella 4.23 – RMS forza del connettore del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	170,1	218,3	191,0	232,3	242,0	N
2	704,7	913,0	806,9	890,8	972,4	N
3	826,2	1142,5	1080,7	1213,8	1240,6	N
4	898,7	1314,4	1265,0	1461,9	1467,4	N
5	947,3	1446,5	1417,4	1665,8	1642,1	N
6	1095,1	1651,8	1620,1	1887,0	1860,9	N
7	1250,0	1827,0	1761,8	2032,1	2039,1	N
8	1105,4	1664,1	1630,5	1897,4	1872,9	N
9	950,2	1452,2	1424,2	1674,6	1649,1	N
10	903,4	1323,0	1273,2	1473,2	1478,7	N
11	830,2	1150,3	1089,8	1225,6	1250,7	N
12	714,4	927,3	822,6	908,3	988,0	N
13	204,8	261,0	222,1	264,8	287,3	N

Massimo assoluto

Tabella 4.24 – Massimo assoluto forza del connettore del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	709,7	924,2	834,6	917,4	1077,1	N
2	2765,9	3593,2	3090,8	3194,5	3553,7	N
3	2970,4	3986,9	3680,7	3922,2	4073,9	N
4	3127,3	4499,6	4167,0	4909,8	5048,6	N
5	3331,1	4902,0	4625,5	5312,0	5302,5	N
6	3858,5	5674,5	5322,9	6348,8	6511,2	N
7	4289,6	6489,2	5931,6	7320,4	7461,1	N
8	3843,1	5837,1	5424,4	6600,9	6690,2	N
9	3386,9	4909,7	4662,5	5377,2	5367,9	N

10	3116,6	4493,8	4117,1	4825,6	4896,1	N
11	2930,9	3976,8	3668,9	4021,0	4125,0	N
12	2811,6	3590,5	3163,0	3319,6	3704,9	N
13	827,3	1049,9	911,7	1045,4	1185,5	N

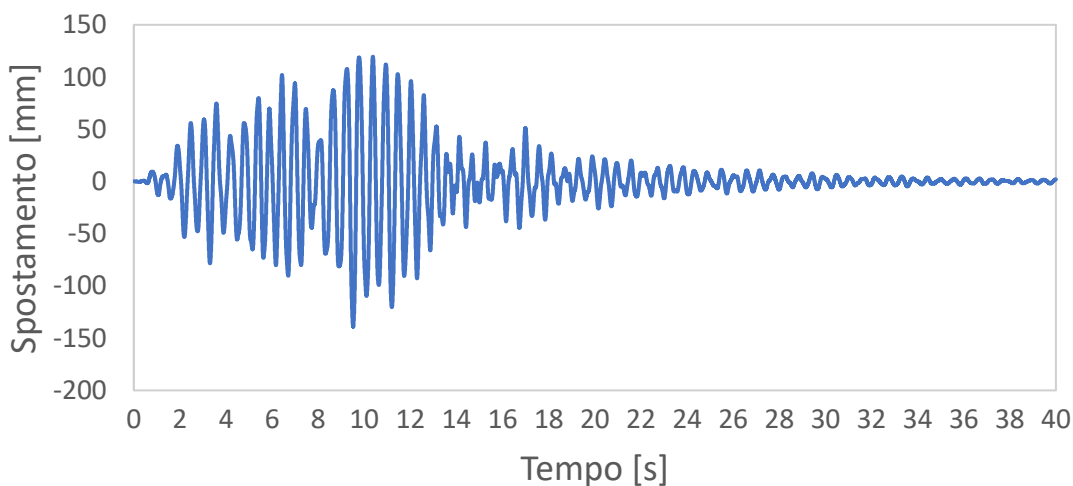
4.4.3.4 Tiro nel cavo

Tabella 4.25 – RMS e Massimo assoluto del tiro nel cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

RMS						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	348,0	349,8	349,8	353,4	353,1	kN
MASSIMO ASSOLUTO						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	371,3	387,8	386,5	406,4	404,9	kN

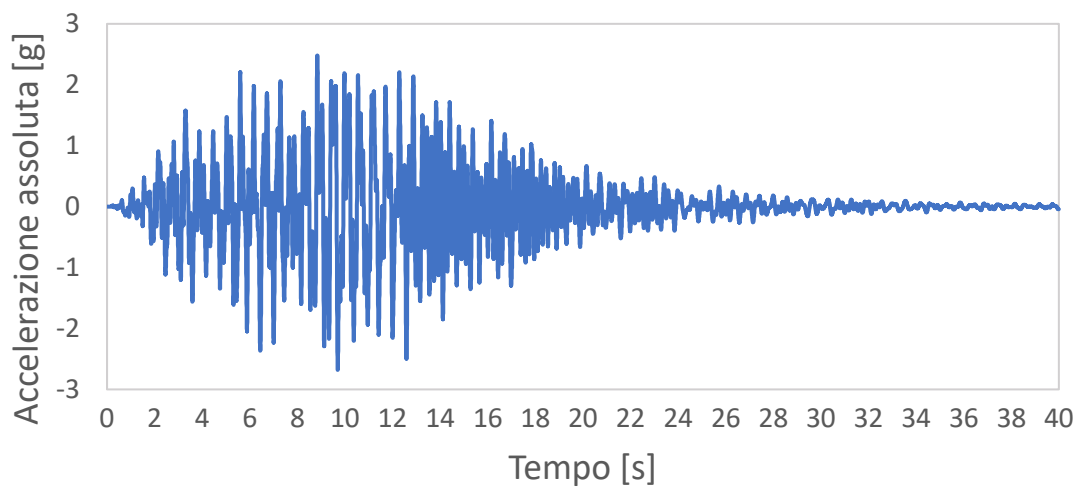
4.4.3.5 Time History

Queste time history fanno riferimento ad un suolo di categoria A, nell'Appendice A si potranno vedere alcuni delle time history più significative.



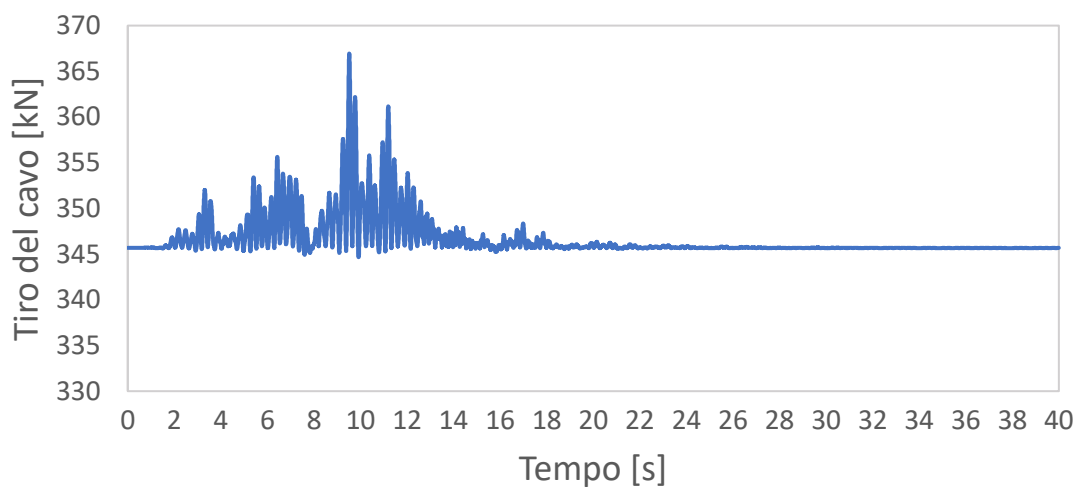
Spostamento

Figura 4.23 – Time History spostamento del nodo del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità



Accelerazione assoluta

Figura 4.24 – Time History accelerazione assoluta del nodo del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità



Tiro nel cavo

Figura 4.25 – Time History tiro del cavo orizzontale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

4.5 Analisi sismica: Cavo verticale

Viene di conseguenza mostrato un riferimento grafico del profilo che riguarda il cavo verticale osservato, con nodi numerati, per capire il verso e l'orientamento del cavo, in modo da interpretare in maniera corretta i risultati.

Al fine di analizzare solo il comportamento dei cavi ed escludere quello della reticolare superiore il profilo tracciato si ferma fino al nodo 15.

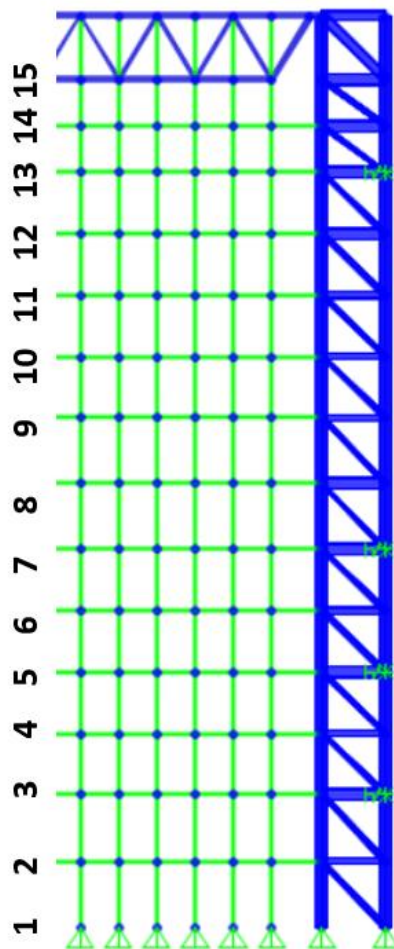


Figura 4.26 – indice e numerazione nodi del cavo verticale

4.5.1 Facciata in zona a bassa sismicità

4.5.1.1 Spostamento

RMS

Tabella 4.26 – RMS spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

NODO	RMS					
	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	mm
2	7,3	9,9	10,2	12,1	11,9	mm
3	10,4	14,5	15,4	18,2	17,7	mm
4	11,6	16,4	17,9	21,1	20,1	mm
5	13,2	18,7	20,8	24,5	23,1	mm
6	15,9	22,5	25,2	29,6	28,0	mm
7	19,5	27,6	30,6	35,8	34,2	mm
8	21,6	30,4	33,9	39,6	37,8	mm
9	20,5	28,8	32,6	38,1	36,1	mm
10	18,5	25,9	29,4	34,4	32,5	mm
11	16,1	22,6	25,3	29,7	28,3	mm
12	12,9	18,1	19,8	23,3	22,4	mm
13	8,5	11,7	12,4	14,6	14,2	mm
14	5,0	6,5	6,7	7,8	7,7	mm
15	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	mm

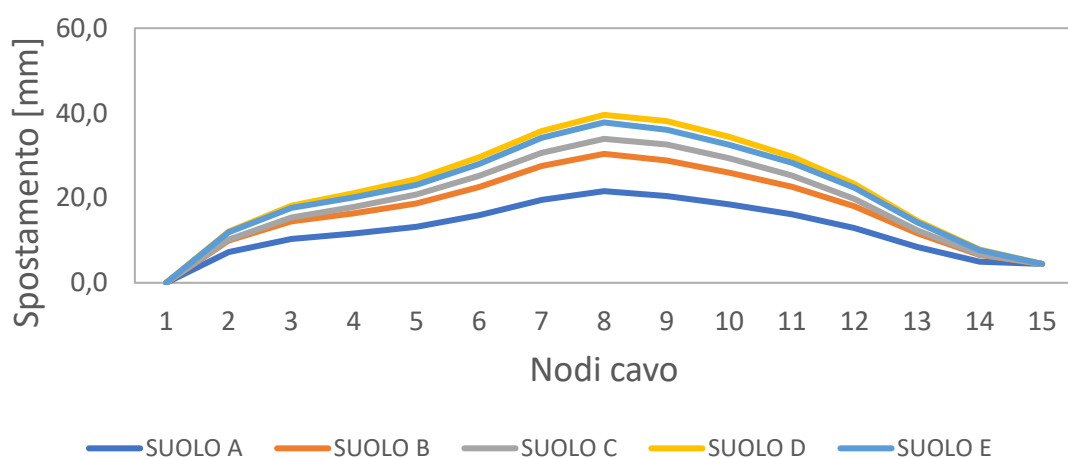


Figura 4.27 – RMS spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.27 – Massimo assoluto spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e valori di accelerazione bassa

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	mm
2	24,6	33,6	34,4	40,6	39,7	mm
3	34,3	47,6	50,8	59,8	57,9	mm
4	40,0	56,4	58,6	68,3	66,0	mm
5	40,5	58,9	61,6	73,0	68,2	mm
6	48,5	68,2	74,9	87,1	83,5	mm
7	60,6	82,8	92,1	106,7	103,0	mm
8	66,1	89,7	100,1	115,9	112,1	mm
9	59,3	81,4	91,8	107,4	101,6	mm
10	53,7	76,5	82,3	96,9	90,6	mm
11	50,8	71,4	76,7	90,2	85,6	mm
12	40,9	57,4	61,5	72,8	69,7	mm
13	29,6	40,1	42,0	49,3	48,6	mm
14	17,7	24,3	23,8	27,7	27,4	mm
15	4,5	4,6	4,6	4,6	4,6	mm

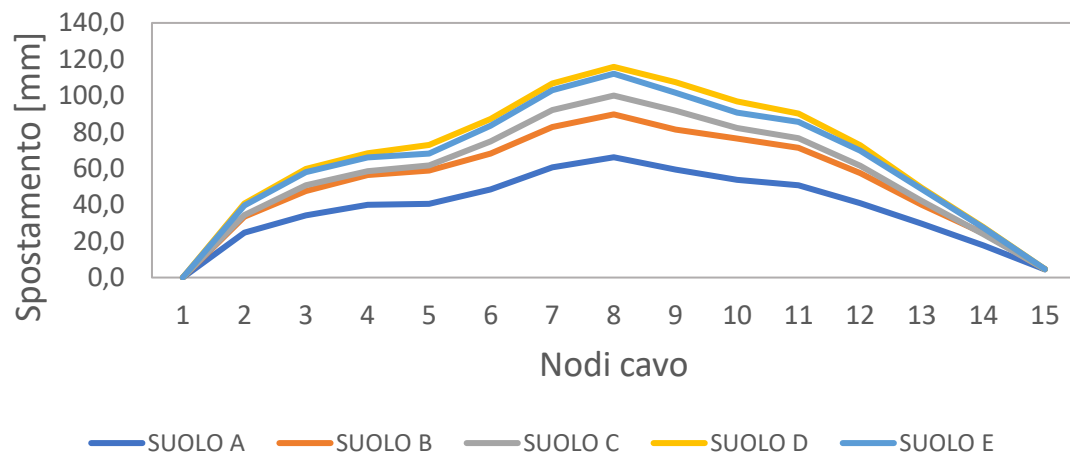


Figura 4.28 – massimo assoluto spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

4.5.1.2 Accelerazione Assoluta

RMS

Tabella 4.28 – RMS accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e valori di accelerazione bassa

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	g
2	0,2	0,3	0,2	0,3	0,3	g
3	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4	g
4	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	g
5	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	g
6	0,2	0,3	0,4	0,4	0,4	g
7	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	g
8	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	g
9	0,3	0,5	0,5	0,6	0,6	g
10	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	g
11	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	g
12	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	g
13	0,2	0,3	0,2	0,3	0,3	g
14	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	g
15	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	g

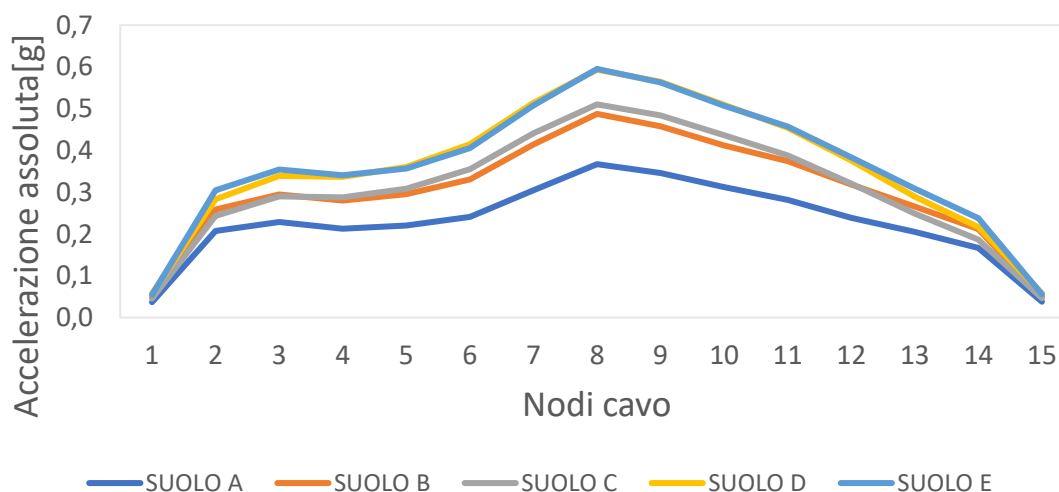


Figura 4.29 – RMS accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.29 – Massimo assoluto accelerazione del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	g
2	0,8	1,0	0,9	1,1	1,1	g
3	0,8	1,0	1,0	1,2	1,2	g
4	0,8	1,0	1,0	1,2	1,2	g
5	0,7	1,0	1,0	1,2	1,2	g
6	0,9	1,1	1,2	1,4	1,4	g
7	1,1	1,4	1,5	1,7	1,8	g
8	1,2	1,6	1,7	1,9	2,0	g
9	1,2	1,4	1,5	1,8	1,8	g
10	1,1	1,4	1,4	1,6	1,7	g
11	1,1	1,4	1,4	1,6	1,7	g
12	0,9	1,2	1,2	1,4	1,4	g
13	0,8	1,0	1,0	1,1	1,2	g
14	0,7	0,9	0,8	0,9	1,0	g
15	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	g

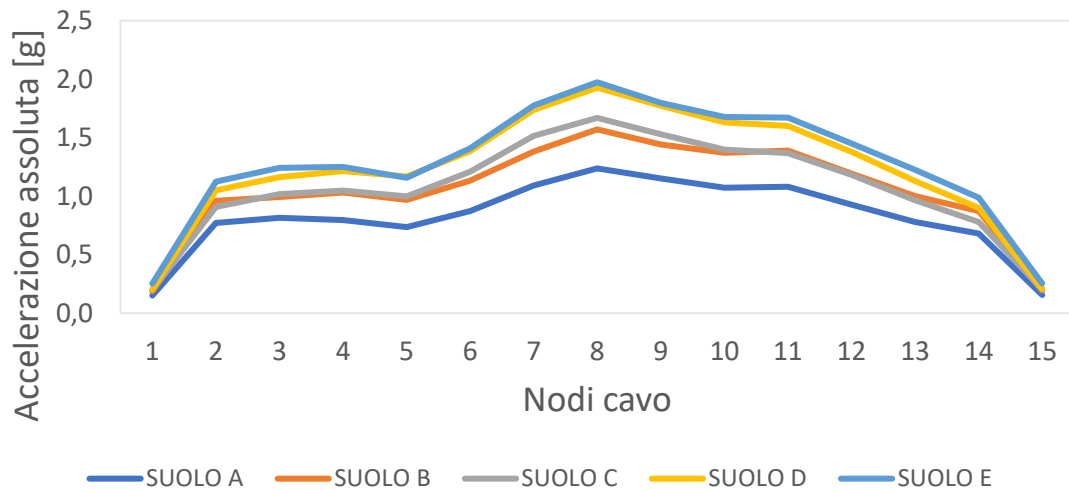


Figura 4.30 – massimo assoluto accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

4.5.1.3 Forza nel connettore

RMS

Tabella 4.30 – RMS forza del connettore del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	27,8	36,5	34,3	43,3	41,2	N
2	313,0	391,4	368,2	428,5	460,3	N
3	332,1	427,5	421,2	491,9	514,1	N
4	294,3	388,6	398,8	466,6	471,6	N
5	305,1	409,3	427,7	499,9	494,8	N
6	333,9	457,8	491,2	573,8	561,0	N
7	438,3	596,1	635,1	739,8	730,7	N
8	548,6	728,4	762,6	886,7	889,3	N
9	498,4	659,7	697,2	812,6	810,7	N
10	432,3	571,2	604,7	705,9	702,5	N
11	390,2	518,4	537,9	629,0	633,1	N
12	330,9	441,1	444,8	520,6	531,5	N
13	250,2	323,9	303,6	353,4	377,0	N
14	176,4	224,1	197,9	229,5	252,3	N
15	46,8	61,2	57,3	72,1	69,1	N

Massimo assoluto

Tabella 4.31 – Massimo assoluto forza del connettore del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	113,3	141,6	149,6	153,0	190,4	N
2	1163,8	1451,1	1370,9	1588,2	1698,8	N
3	1183,4	1441,3	1475,4	1689,2	1801,2	N
4	1101,5	1429,8	1450,2	1685,0	1731,4	N
5	1018,4	1341,4	1384,3	1620,1	1605,3	N
6	1206,5	1564,6	1672,7	1916,2	1949,0	N
7	1571,3	1991,3	2181,2	2501,9	2557,4	N
8	1848,7	2346,8	2493,8	2879,7	2948,8	N

9	1657,9	2076,1	2201,0	2552,0	2589,4	N
10	1486,2	1901,3	1938,6	2260,0	2326,2	N
11	1498,2	1926,3	1897,2	2218,6	2316,4	N
12	1284,6	1654,9	1639,4	1910,8	2008,1	N
13	951,0	1223,0	1178,2	1380,9	1497,9	N
14	722,7	925,0	824,3	953,3	1044,7	N
15	191,8	242,3	250,7	257,4	317,5	N

4.5.1.4 Tiro nel cavo

Tabella 4.32 – RMS e Massimo assoluto del tiro nel cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

RMS						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	30,2	30,3	30,3	30,3	30,3	kN
MASSIMO ASSOLUTO						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	30,5	30,8	30,8	31,1	31,0	kN

4.5.1.5 Time History

Queste time history fanno riferimento ad un suolo di categoria A, nell'Appendice si potranno vedere alcuni delle time history più significative.

Spostamento

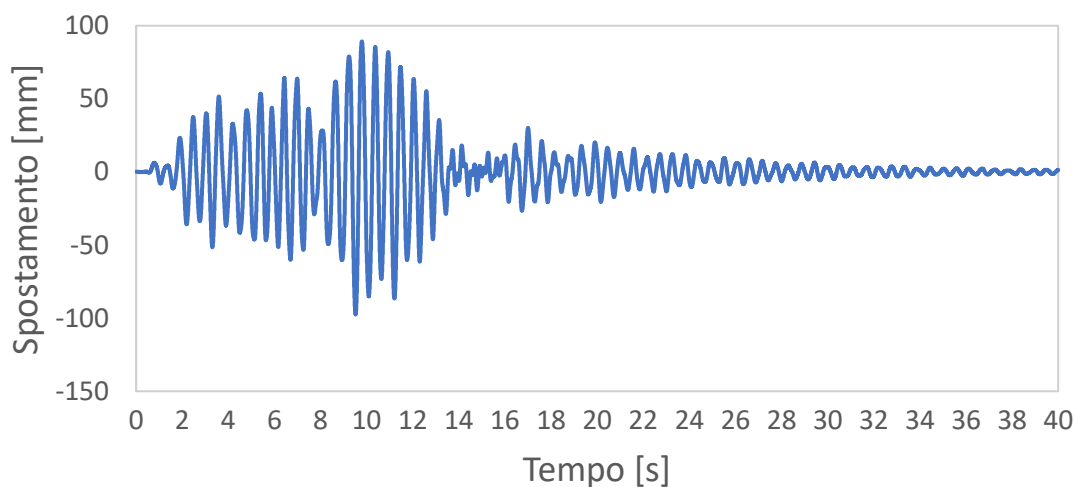


Figura 4.31 – Time History spostamento del nodo del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

Accelerazione assoluta

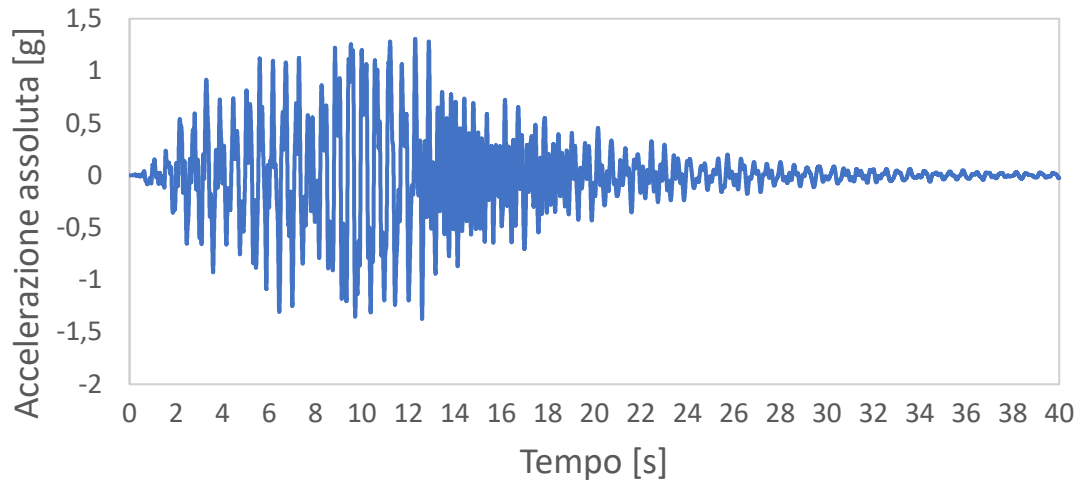


Figura 4.32 – Time History accelerazione assoluta del nodo del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

Tiro nel cavo

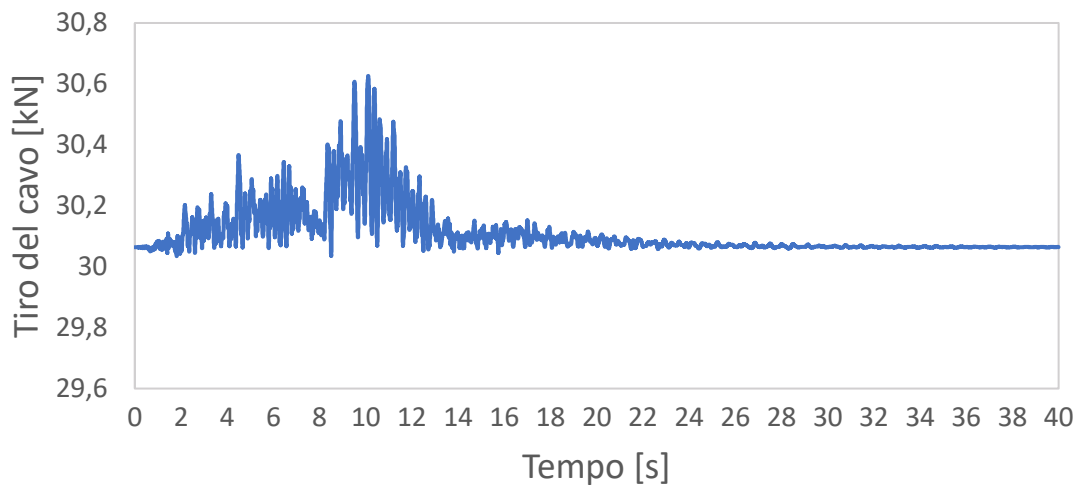


Figura 4.33 – Time History tiro del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a bassa sismicità

4.5.2 Facciata in zona a media sismicità

4.5.2.1 Spostamento

RMS

Tabella 4.33 – RMS spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

NODO	RMS					
	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	mm
2	12,2	18,1	17,5	20,7	20,5	mm
3	17,5	27,0	26,6	31,4	30,6	mm
4	19,7	30,7	30,8	36,4	34,8	mm
5	22,4	35,2	35,7	42,1	39,9	mm
6	26,8	42,6	43,2	50,8	48,3	mm
7	32,9	51,7	52,1	61,0	58,5	mm
8	36,3	57,1	57,6	67,2	64,5	mm
9	34,5	54,8	55,6	65,1	62,0	mm
10	31,3	49,7	50,4	59,2	56,3	mm
11	27,4	43,4	43,8	51,6	49,3	mm
12	21,8	34,5	34,4	40,8	39,3	mm
13	14,3	21,9	21,6	25,7	25,0	mm
14	7,9	11,5	11,2	13,3	13,0	mm
15	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	mm

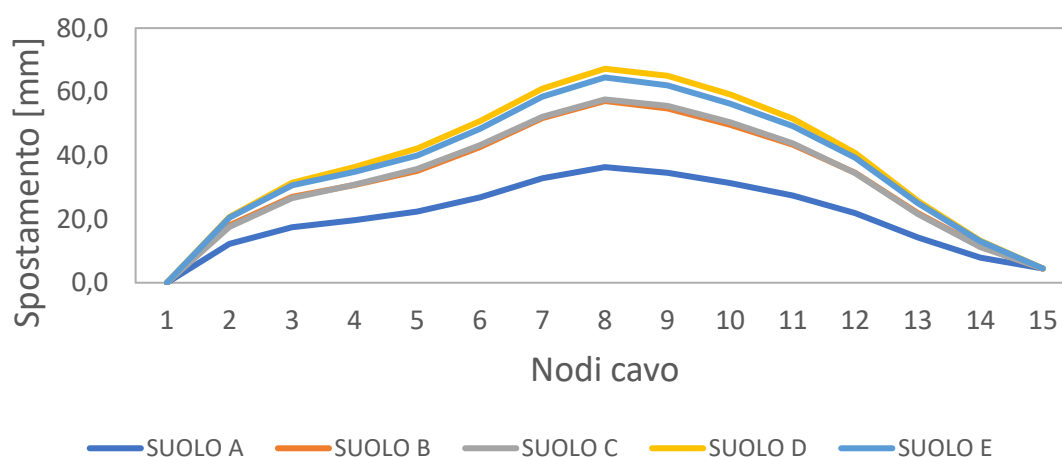


Figura 4.34 – RMS spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.34 – Massimo assoluto spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e valori di accelerazione media

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	mm
2	40,7	58,7	57,4	67,2	65,6	mm
3	57,5	86,0	85,1	98,6	96,3	mm
4	65,9	96,2	95,8	112,0	107,4	mm
5	67,1	101,4	103,6	122,6	115,2	mm
6	81,1	123,5	125,0	144,4	139,4	mm
7	100,5	150,5	151,6	174,0	168,7	mm
8	109,4	163,2	164,1	188,4	182,6	mm
9	98,7	148,8	151,6	174,7	167,3	mm
10	89,0	133,5	136,2	159,6	151,1	mm
11	84,4	126,6	126,6	150,0	143,1	mm
12	69,1	103,9	102,9	122,3	117,4	mm
13	49,5	72,7	71,1	83,4	81,7	mm
14	28,5	39,7	38,7	46,0	44,7	mm
15	4,6	4,7	4,7	4,7	4,7	mm

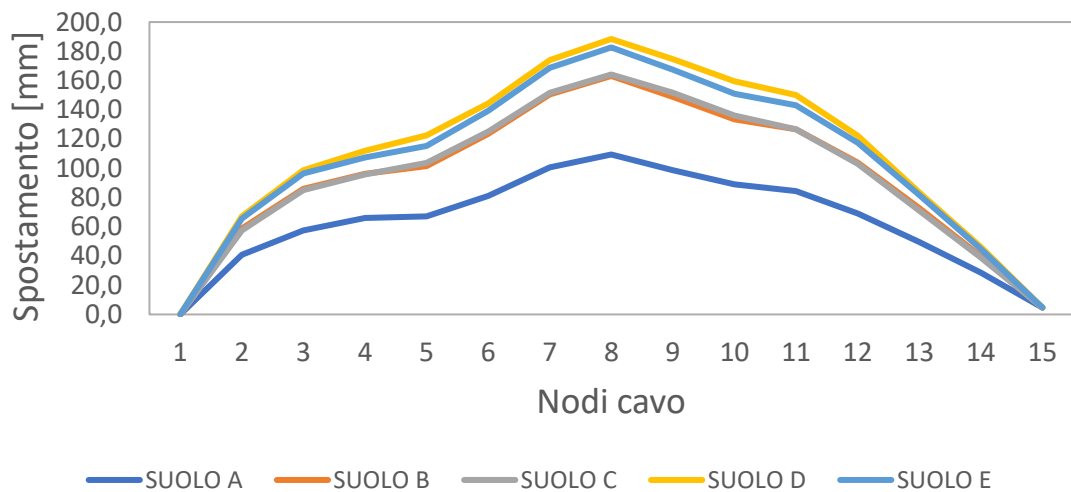


Figura 4.35 – massimo assoluto spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

4.5.2.2 Accelerazione Assoluta

RMS

Tabella 4.35 – RMS accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	g
2	0,3	0,5	0,4	0,5	0,5	g
3	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	g
4	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	g
5	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	g
6	0,4	0,6	0,6	0,7	0,7	g
7	0,5	0,8	0,8	0,9	0,9	g
8	0,6	0,9	0,9	1,0	1,0	g
9	0,6	0,9	0,8	1,0	1,0	g
10	0,5	0,8	0,7	0,9	0,9	g
11	0,5	0,7	0,7	0,8	0,8	g
12	0,4	0,6	0,6	0,7	0,7	g
13	0,3	0,5	0,4	0,5	0,5	g
14	0,3	0,4	0,3	0,4	0,4	g
15	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	g

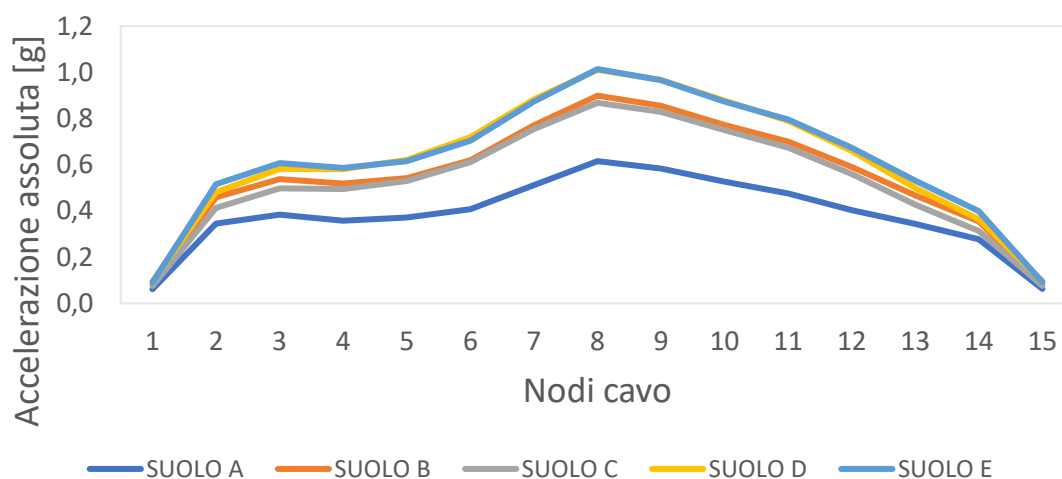


Figura 4.36 – RMS accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.37 – Massimo assoluto accelerazione del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	g
2	1,3	1,7	1,5	1,7	1,8	g
3	1,4	1,8	1,7	2,0	2,1	g
4	1,3	1,9	1,8	2,0	2,1	g
5	1,2	1,8	1,7	2,0	2,0	g
6	1,5	2,1	2,0	2,3	2,4	g
7	1,8	2,6	2,6	3,0	3,0	g
8	2,1	3,0	2,9	3,4	3,4	g
9	1,9	2,7	2,6	3,1	3,1	g
10	1,8	2,6	2,4	2,8	2,9	g
11	1,8	2,5	2,3	2,8	2,8	g
12	1,6	2,1	2,0	2,3	2,4	g
13	1,4	1,9	1,7	1,9	2,1	g
14	1,1	1,5	1,3	1,5	1,6	g
15	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	g

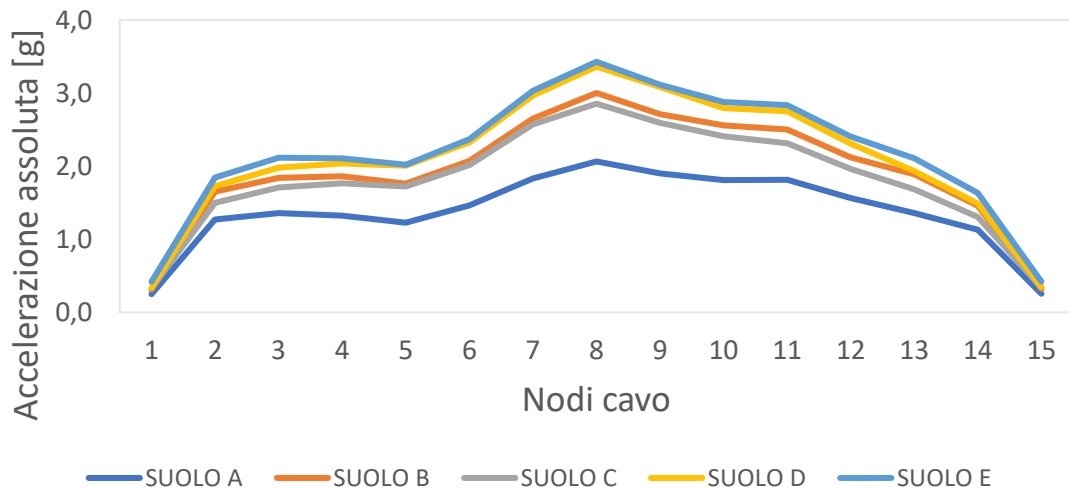


Figura 4.38 – massimo assoluto accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

4.5.2.3 Forza nel connettore

RMS

Tabella 4.39 – RMS forza del connettore del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	46,3	61,1	57,1	72,0	68,6	N
2	522,8	693,1	624,4	727,9	780,8	N
3	558,1	780,3	722,9	845,4	882,1	N
4	496,7	717,9	686,8	804,9	813,5	N
5	514,6	751,7	734,4	861,4	852,4	N
6	563,6	856,5	845,9	994,4	973,7	N
7	736,9	1109,4	1086,1	1270,7	1257,2	N
8	919,7	1342,9	1296,3	1509,8	1515,0	N
9	839,8	1231,6	1192,9	1393,1	1391,3	N
10	729,7	1070,1	1039,4	1216,2	1210,5	N
11	659,9	970,9	932,9	1095,6	1102,2	N
12	558,7	818,5	775,8	915,3	932,9	N
13	419,2	571,2	520,7	610,1	647,7	N
14	293,7	376,2	332,6	386,5	423,1	N
15	77,9	102,5	95,3	119,9	115,0	N

Massimo assoluto

Tabella 4.40 – Massimo assoluto forza del connettore del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	188,8	236,1	250,0	254,9	317,3	N
2	1919,4	2501,3	2269,1	2609,8	2792,1	N
3	1971,5	2675,9	2483,7	2874,5	3076,3	N
4	1835,6	2584,4	2448,8	2823,7	2923,5	N
5	1700,5	2441,9	2385,2	2784,5	2798,3	N
6	2023,5	2866,0	2787,4	3216,7	3277,7	N
7	2640,1	3815,3	3704,6	4269,9	4367,6	N
8	3085,8	4485,8	4266,9	5026,0	5122,6	N

9	2740,9	3906,9	3734,9	4440,0	4484,1	N
10	2510,0	3547,6	3342,4	3873,2	3989,3	N
11	2513,9	3466,0	3204,2	3814,2	3931,6	N
12	2171,6	2940,0	2719,5	3199,4	3336,2	N
13	1657,9	2305,2	2055,3	2360,6	2573,4	N
14	1200,1	1546,4	1382,8	1578,2	1733,7	N
15	319,3	398,8	420,0	431,1	528,3	N

4.5.2.4 Tiro nel cavo

Tabella 4.41 – RMS e Massimo assoluto del tiro nel cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

RMS						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	30,4	30,6	30,5	30,7	30,7	kN
MASSIMO ASSOLUTO						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	31,1	32,0	31,9	32,4	32,4	kN

4.5.2.5 Time History

Queste time history fanno riferimento ad un suolo di categoria A, nell'Appendice A si potranno vedere alcuni delle time history più significative.

Spostamento

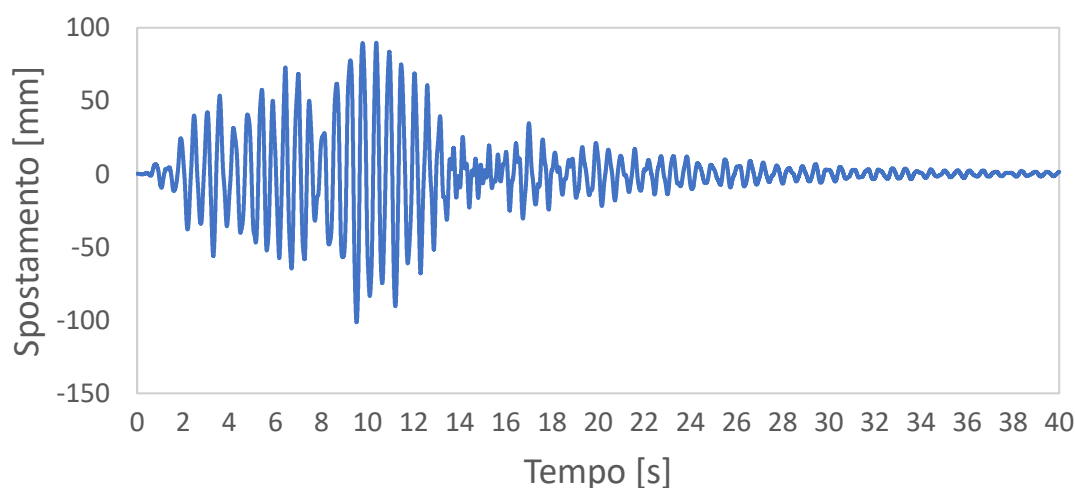


Figura 4.39 – Time History spostamento del nodo del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

Accelerazione assoluta

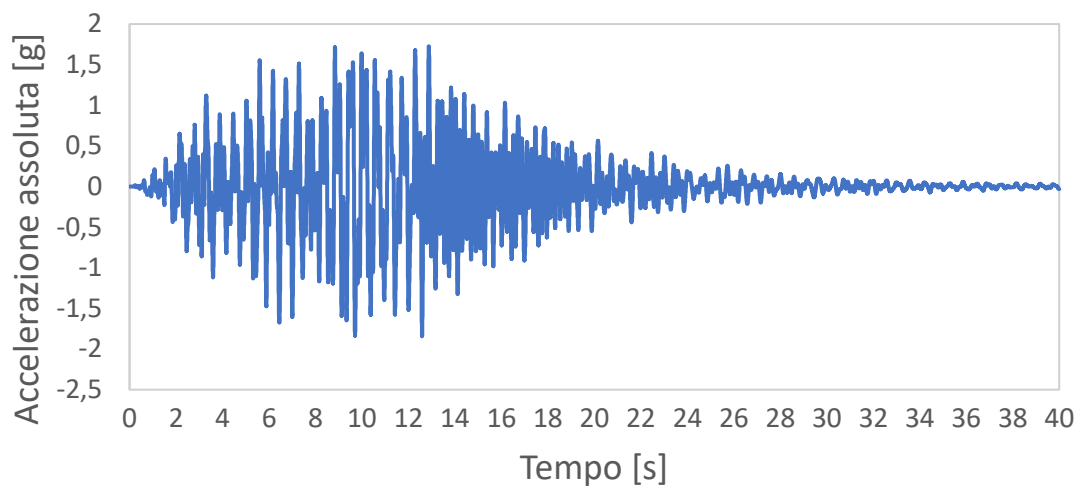


Figura 4.40 – Time History accelerazione assoluta del nodo del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

Tiro nel cavo

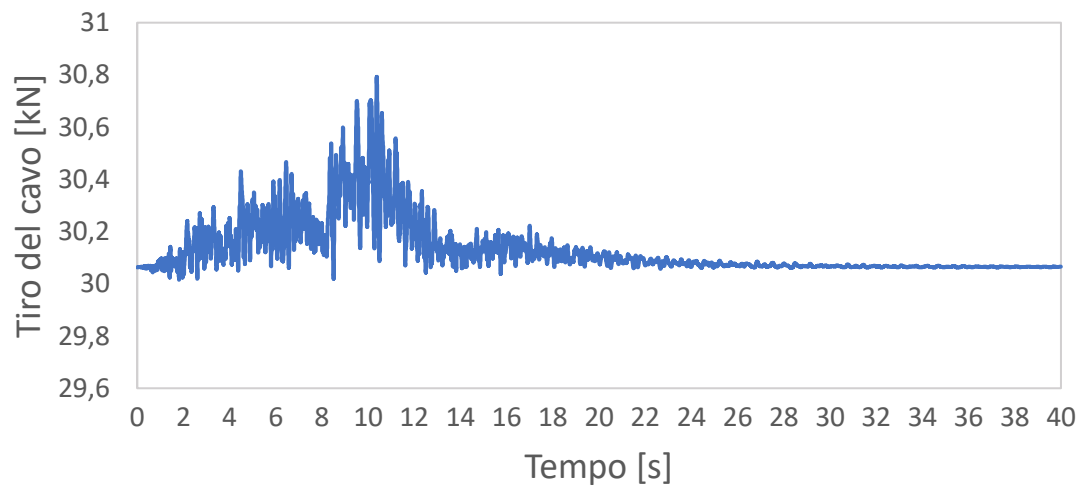


Figura 4.41 – Time History tiro del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona a media sismicità

4.5.3 Facciata in zona ad alta sismicità

4.5.3.1 Spostamento

RMS

Tabella 4.42 – RMS spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

NODO	RMS					
	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	mm
2	17,4	25,0	24,5	28,2	27,5	mm
3	25,0	37,4	37,0	43,2	42,2	mm
4	28,2	41,1	40,9	51,0	48,9	mm
5	32,0	48,4	49,4	59,7	56,1	mm
6	38,3	58,4	59,1	71,6	69,1	mm
7	46,7	70,0	70,5	84,9	82,3	mm
8	51,6	76,9	77,4	93,3	90,5	mm
9	49,2	74,3	75,7	91,0	87,2	mm
10	44,8	67,2	68,6	83,3	78,9	mm
11	39,3	58,9	58,9	72,8	69,5	mm
12	31,5	47,3	46,9	57,7	55,4	mm
13	20,5	30,1	29,4	36,3	35,5	mm
14	11,1	15,5	15,1	18,6	18,1	mm
15	4,5	4,6	4,6	4,5	4,5	mm

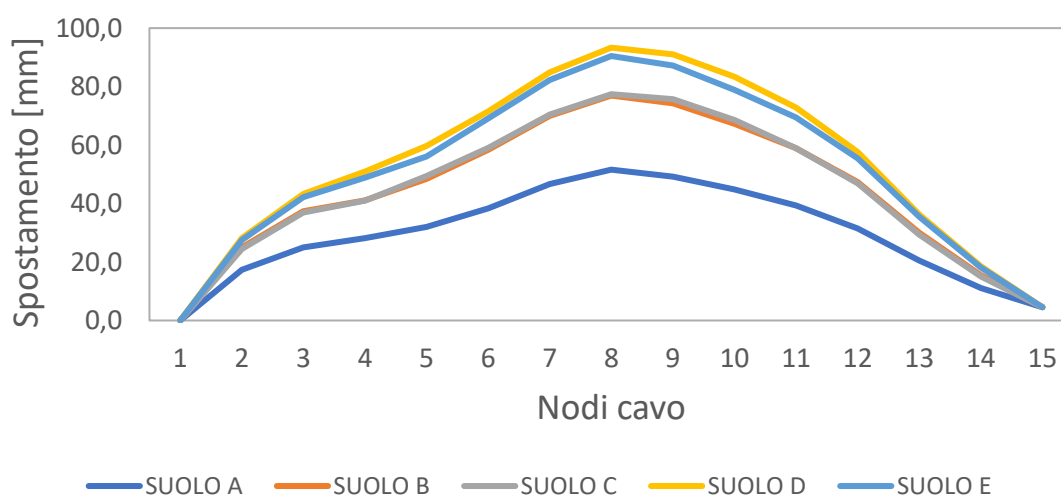


Figura 4.42 – RMS spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.42 – Massimo assoluto spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	mm
2	56,6	81,6	79,7	89,7	87,6	mm
3	80,8	120,8	119,4	131,1	128,1	mm
4	91,0	132,7	132,2	151,5	145,2	mm
5	94,3	142,4	145,5	170,7	160,4	mm
6	113,8	173,3	175,5	199,4	192,5	mm
7	139,6	209,0	210,6	231,6	224,6	mm
8	151,7	226,3	227,6	251,9	244,2	mm
9	137,2	207,0	210,9	241,4	231,2	mm
10	123,7	185,6	189,3	225,5	213,5	mm
11	117,7	176,5	176,5	202,7	193,4	mm
12	97,0	145,8	144,5	166,1	159,5	mm
13	70,3	103,2	100,9	116,2	113,8	mm
14	39,2	54,7	53,4	64,2	62,4	mm
15	4,7	4,8	4,8	4,9	4,9	mm

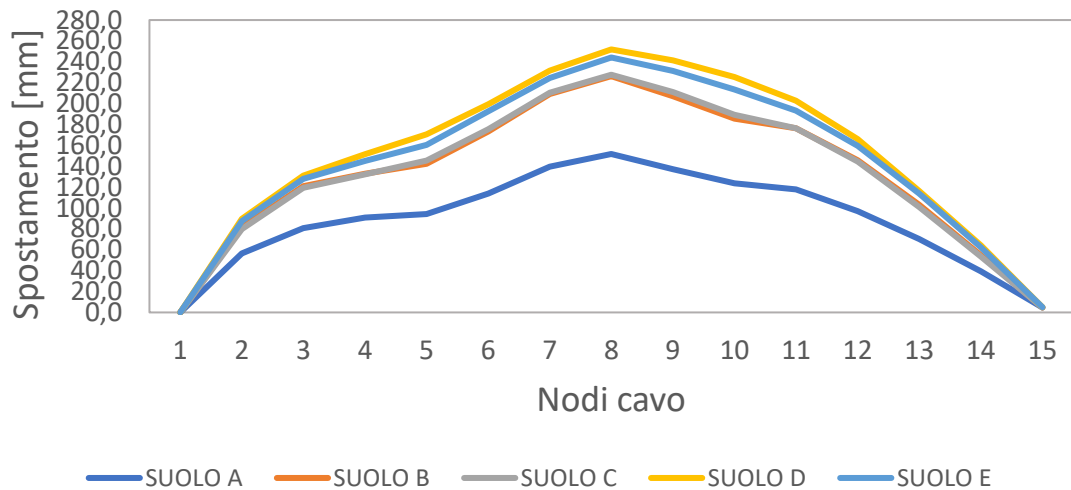


Figura 4.43 – massimo assoluto spostamento del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

4.5.3.2 Accelerazione Assoluta

RMS

Tabella 4.43 – RMS accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	g
2	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	g
3	0,5	0,7	0,7	0,8	0,9	g
4	0,5	0,7	0,7	0,8	0,8	g
5	0,5	0,8	0,7	0,9	0,9	g
6	0,6	0,8	0,8	1,0	1,0	g
7	0,7	1,1	1,0	1,2	1,3	g
8	0,9	1,3	1,2	1,4	1,4	g
9	0,8	1,2	1,1	1,4	1,4	g
10	0,7	1,1	1,0	1,2	1,3	g
11	0,7	0,9	0,9	1,1	1,2	g
12	0,6	0,8	0,7	0,9	1,0	g
13	0,5	0,7	0,6	0,7	0,8	g
14	0,4	0,5	0,4	0,5	0,6	g
15	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	g

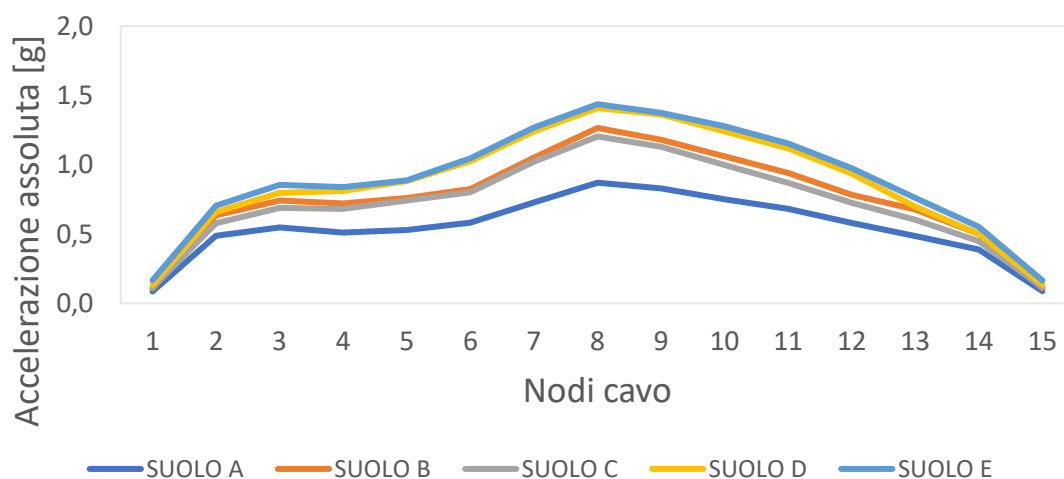


Figura 4.44 – RMS accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

Massimo assoluto

Tabella 4.44 – Massimo assoluto accelerazione del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	0,4	0,4	0,5	0,5	0,6	g
2	1,8	2,3	2,1	2,3	2,4	g
3	1,9	2,6	2,4	2,8	3,0	g
4	1,9	2,6	2,5	2,9	3,0	g
5	1,8	2,5	2,5	2,9	2,9	g
6	2,0	2,9	2,8	3,4	3,5	g
7	2,6	3,7	3,6	4,2	4,3	g
8	3,0	4,3	4,1	5,1	5,2	g
9	2,7	3,8	3,6	4,6	4,6	g
10	2,6	3,7	3,4	4,2	4,3	g
11	2,5	3,5	3,2	3,9	4,0	g
12	2,2	2,9	2,7	3,3	3,4	g
13	2,0	2,8	2,5	2,9	3,1	g
14	1,6	2,0	1,8	2,0	2,2	g
15	0,4	0,4	0,5	0,5	0,6	g

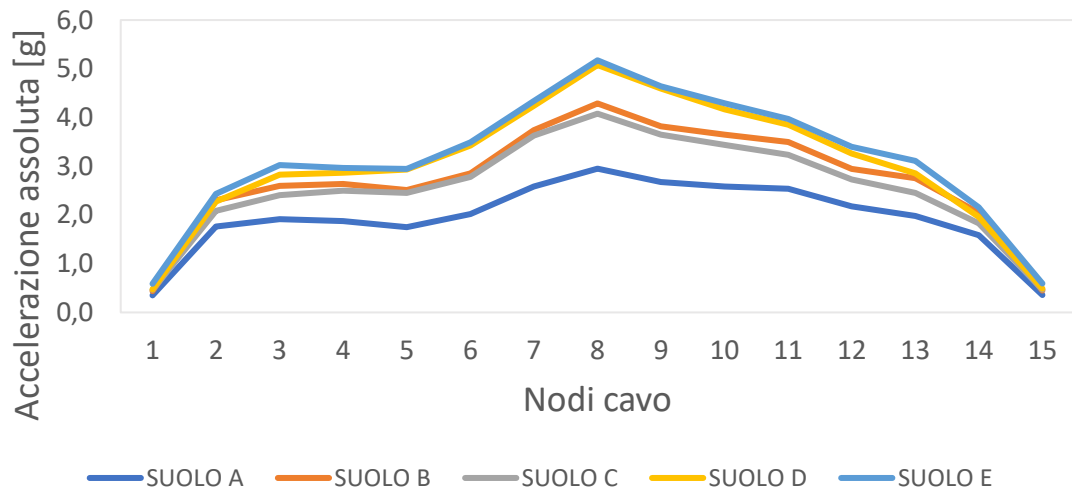


Figura 4.45 – massimo assoluto accelerazione assoluta del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

4.5.3.3 Forza nel connettore

RMS

Tabella 4.45 – RMS forza del connettore del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

RMS						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	64,9	81,1	85,9	100,7	125,3	N
2	738,2	962,0	872,7	994,9	1064,4	N
3	793,9	1077,5	1000,1	1158,4	1239,7	N
4	709,2	998,4	946,0	1123,0	1162,7	N
5	732,7	1052,2	1027,8	1222,4	1228,4	N
6	805,1	1140,3	1109,1	1419,1	1446,1	N
7	1047,8	1514,3	1470,4	1785,8	1826,7	N
8	1300,5	1890,5	1798,3	2105,3	2145,8	N
9	1193,6	1701,3	1626,4	1960,9	1980,3	N
10	1039,4	1469,0	1384,0	1718,3	1769,8	N
11	945,6	1303,8	1205,3	1549,8	1597,6	N
12	802,9	1087,0	1005,5	1295,7	1351,1	N
13	594,1	826,1	736,6	852,0	928,7	N
14	411,7	530,4	474,3	532,6	585,1	N
15	109,1	136,3	143,5	167,8	205,7	N

Massimo assoluto

Tabella 4.46 – Massimo assoluto forza del connettore del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

MASSIMO ASSOLUTO						
NODO	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	264,4	330,5	350,0	356,9	444,2	N
2	2670,3	3479,9	3156,8	3440,3	3680,6	N
3	2776,7	3768,7	3498,0	4104,3	4392,4	N
4	2595,1	3653,6	3461,9	3968,9	4109,2	N
5	2426,7	3484,8	3403,9	4064,0	4084,1	N
6	2789,9	3951,3	3843,0	4734,3	4824,1	N
7	3724,4	5382,3	5226,2	6103,4	6243,1	N
8	4407,5	6407,3	6094,6	7584,1	7729,8	N

9	3855,9	5496,2	5254,2	6613,5	6679,1	N
10	3579,7	5059,6	4766,9	5775,3	5948,3	N
11	3515,0	4846,1	4480,0	5339,5	5504,0	N
12	3017,8	4085,6	3779,2	4515,0	4708,0	N
13	2418,7	3363,1	2998,6	3481,1	3794,8	N
14	1681,2	2166,3	1937,1	2078,3	2283,2	N
15	446,8	558,0	587,6	604,9	741,2	N

4.5.3.4 Tiro nel cavo

Tabella 4.47 – RMS e Massimo assoluto del tiro nel cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

RMS						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	30,5	31,4	31,3	31,1	31,0	kN
MASSIMO ASSOLUTO						
FRAME	SUOLO A	SUOLO B	SUOLO C	SUOLO D	SUOLO E	
1	31,8	32,7	32,7	34,1	34,0	kN

4.5.3.5 Time History

Queste time history fanno riferimento ad un suolo di categoria A, nell'Appendice A si potranno vedere alcuni delle time history più significative.

Spostamento

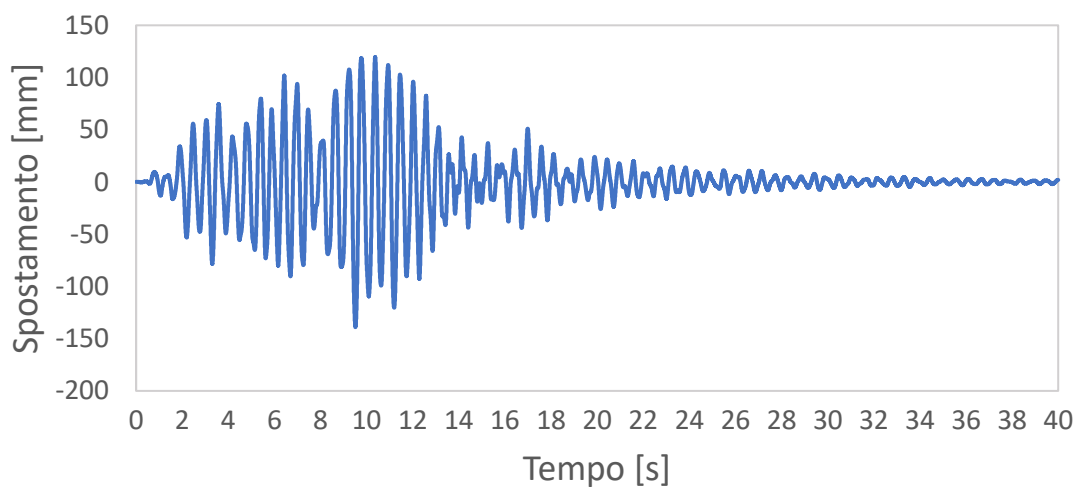


Figura 4.46 – Time History spostamento del nodo del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

Accelerazione assoluta

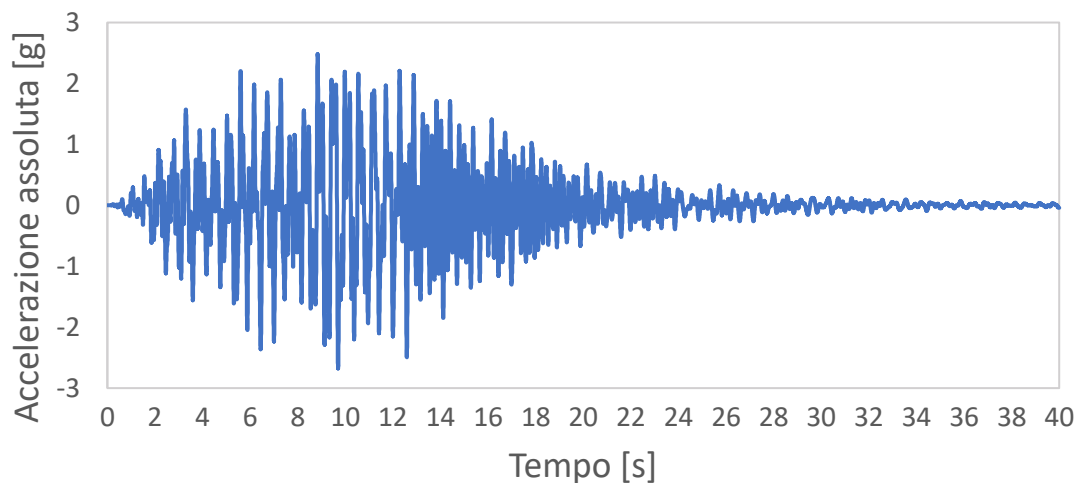


Figura 4.47 – Time History accelerazione assoluta del nodo del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

Tiro nel cavo

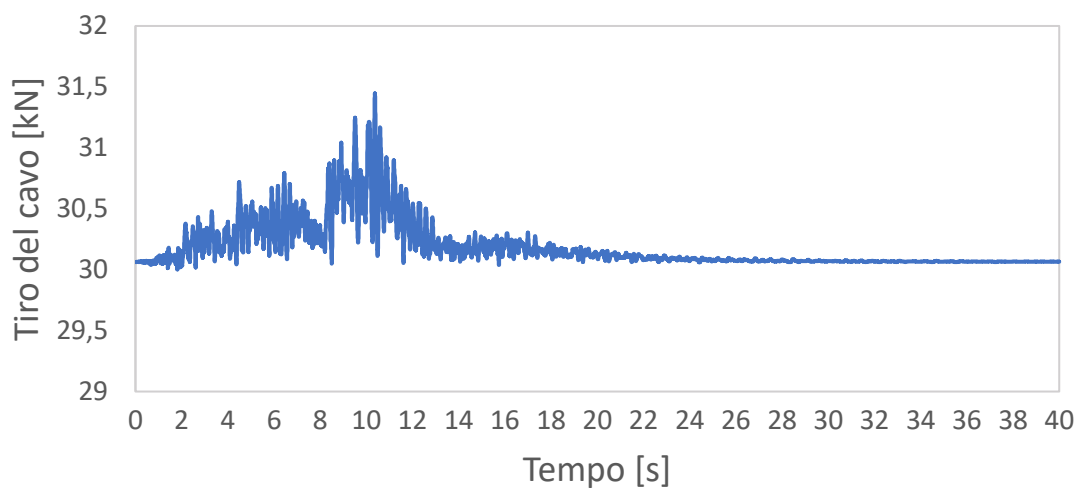


Figura 4.48 – Time History tiro del cavo verticale per categorie di suolo e facciata in zona ad alta sismicità

CAPITOLO 5

CONCLUSIONI

Questo studio di tesi si concentra principalmente sulla valutazione e identificazione del comportamento dinamico della tipologia di facciata a cavi tesi trattata in collaborazione con l'azienda partner Permasteelisa S.p.A, facendo riferimento ai metodi di calcolo previsti dalla norma tecnica europea UNI EN 1998-1:2013.

In particolare, lo studio mirava a definire ed indagare, tramite delle analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo, il comportamento e la risposta della struttura rispetto a diverse possibilità di scenari sismici.

Nell'ambito delle analisi principali, si sono valutati tramite uno studio parametrico un'ampia gamma di input sismici atti a simulare differenti zone sismiche variando le accelerazioni di riferimento e le categorie di suoli sul quale la struttura potrebbe essere applicata.

Al fine di garantire delle analisi precise ed efficaci è stato sviluppato un modello fedele della struttura in esame, il quale è stato analizzato e confrontato per valutare le proprietà meccaniche in risposta a una vasta gamma di carichi esterni ed ottenere un comportamento che rispecchia verosimilmente il modello da studiare.

Inoltre, sono state determinate le caratteristiche modali della facciata a cavi tesi attraverso l'uso della metodologia FEM. Tale approccio è stato finalizzato a garantire una rappresentazione accurata e affidabile della struttura, in modo da consentire una valutazione completa.

La normativa europea fornisce dei precisi metodi di analisi per la determinazione della risposta della struttura, che sono stati seguiti fedelmente. Tramite la ricerca scientifica si è proceduto a delle analisi P-Delta con grandi spostamenti. Questa è la metodologia di analisi più corretta che sfrutta il software per tener conto delle non linearità geometriche dei cavi.

Si è scelto di eseguire delle analisi parametriche al variare dell'accelerazione sismica di riferimento, considerando delle zone a bassa, media ed alta sismicità, valutate rispetto alla natura della struttura, in particolare definendo

come riferimento per un suolo di categoria A, rispettivamente, 0,15 g, 0,25 g e 0,35 g di accelerazione. Si è scelto di eseguire anche delle analisi parametriche al variare del contenuto in frequenza dell'input sismico, valutando le differenti categorie di terreni descritti dalla norma.

Dunque, si sono definiti gli input applicati alla struttura e si sono svolte le analisi dinamiche, sempre tramite l'utilizzo del software agli elementi finiti SAP2000.

Si sono, infine, ottenute e valutate le misure statistiche delle storie temporali della risposta sismica della facciata, mostrando in particolare gli spostamenti sotto azione sismica, le accelerazioni che subiscono i connettori di collegamento tra i cavi tesi ed i pannelli in vetro ed infine le variazioni di forza assiale nei cavi.

In particolare, è risultato che al variare ed al crescere dell'intensità sismica il comportamento della struttura non presenta delle differenze in risposta significative, mostra delle similarità rispetto a tutti i parametri di risposta osservati. La particolarità, rispetto a questo studio parametrico vede le forti differenze in ampiezza delle risposte, che portano al superamento dei limiti di spostamento che erano stati suggeriti dall'azienda partner. Si può notare, infatti, che i picchi di risposta, valutati sulla media dei massimi rispetto ai sette terremoti analizzati su ogni categoria di terreno, presentano un problema rilevante negli spostamenti nodali dei pannelli in vetro ed anche per le accelerazioni che subiscono sia i pannelli che i connettori di collegamento.

Mentre per zone a bassa sismicità i valori di spostamento, accelerazione e tiro nei cavi vengono abbondantemente verificati, per le zone a media ed alta sismicità bisogna già distinguere i casi rispetto alle tipologie di suolo su cui la struttura potrebbe essere collocata; infatti, tramite questo ulteriore studio parametrico si è notato una tendenza comune ed una sensibilità nei parametri di risposta al variare delle categorie dei suoli.

Si nota infatti che sui suoli di categoria A i parametri in risposta non hanno picchi considerevoli che possono portare in crisi la struttura, le variazioni in spostamento ed accelerazioni, nonché il tiro e le forze nei connettori, sono abbastanza bassi anche per zone ad alta sismicità. Per le categorie B e C si ha un'amplificazione notevole nei parametri di risposta, comportamento che è ripreso in modo più gravoso nelle categorie di suoli D ed E.

La correlazione tra il tipo di terreno e le proprietà modali della facciata risultano essere di fondamentale importanza per i parametri di risposta analizzati, in particolare, i suoli con il platò di accelerazione costante più larghi, prendono frequenze maggiori e coinvolgono nel moto tutti i moti significativi della facciata, in particolare dal primo al terzo, come si può vedere nel capitolo 3, mentre le frequenze maggiori possono avere delle risposte notevolmente migliori sulla facciata.

L'azione sismica risulta, in generale, non essere troppo critica per i cavi, mentre i connettori possono risultare sforzati in modo eccessivo essendo che raggiungiamo anche gli 8kN forza su di essi.

Questo studio è strettamente legato a delle proprietà dinamiche assegnate alla struttura in riferimento ad un caso studio, con una certa geometria e dei materiali assegnati, uno sviluppo nel capire e comprendere le risposte di questo tipo di modelli può essere dato dalla valutazione della variazione della geometria della facciata stessa.

Inoltre, un possibile sviluppo futuro può essere quello di utilizzare degli input sismici differenti, non uniformi come quelli studiati in questa tesi, al fine di valutare, somministrando a diversi livelli input sismici differenti, l'effetto filtro della struttura principale e vedere la correlazione con i parametri di risposta in frequenza.

BIBLIOGRAFIA

- [1]Wurm J. Glass structures : design and construction of self-supporting skins. Basel: Boston; 2007.
- [2]Ulrich Knaack, Tillmann Klein, Bilow M, Auer T. Façades : principles of construction. Basel, Switzerland ; Boston: Birkhäuser; 2014.
- [3]Sobek W, Feirabend S, Blandini L, Tarazi F. Cable-stayed glass façades - 15 years of innovation at the cutting edge. Researchgate 2021. https://www.researchgate.net/publication/349924547_Cable-stayed_glass_facades_-_15_years_of_innovation_at_the_cutting_edge.
- [4]Facade Building Architecture Cable television Curtain wall, building, glass, angle, building png | PNGWing. Wwwwpngwingcom n.d. <https://www.pngwing.com/en/free-png-iagvd> (accessed April 13, 2023).
- [5]BS EN 572-1:2021,2012. Glass in building - Basic soda-lime silicate glass products - Part 1: Definitions and general physical and mechanical properties 2016.
- [6]Hao H. Mechanics of Structures and Materials XXIV : Proceedings of the 24th Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials (ACMSM24, Perth, Australia, 6-9 December 2016). Boca Raton, UNKNOWN: CRC Press; 2016.
- [7]Patterson M. Structural Glass Facades and Enclosures. John Wiley & Sons; 2011.
- [8]Eric Le Bourhis. Glass : mechanics and technology. Weinheim: Wiley-Vch; 2014.
- [9]Galić J, Stepinac L, Bošnjak A, Zovko I. Influence of PVB Interlayer Mechanical Properties on Laminated Glass Elements Design in Dependence of Real Time-Temperature Changes. Polymers 2022;14:4402. <https://doi.org/10.3390/polym14204402>.
- [10]Matthias Haldimann, Luible A, Overend M. Structural use of glass. Zürich Iabse; 2008.

- [11]Glass Floor Using Point Fixed Spider Glass. Wwwglassconcom 2010. <https://www.glasscon.com/projects/glass-floor-using-point-fixed-spider-glass> (accessed April 13, 2023).
- [12]Casagrande L, Bonati A, Occhiuzzi A, Caterino N, Auricchio F. Numerical investigation on the seismic dissipation of glazed curtain wall equipped on high-rise buildings. *Engineering Structures* 2019;179:225–45. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.086>.
- [13]Xiang Y, Zhang Y-J, Guo J, Chen J. Effect of the primary structure on the seismic response of the cable-net façade. *Engineering Structures* 2020;220:110989. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110989>.
- [14]Lu W, Huang B, Mosalam KM, Chen S. Experimental evaluation of a glass curtain wall of a tall building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2016;45:1185–205. <https://doi.org/10.1002/eqe.2705>.
- [15]Lu W, Huang B, Chen S, Mosalam KM. Acceleration demand of the outer-skin curtain wall system of the Shanghai Tower. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 2016;26:e1341. <https://doi.org/10.1002/tal.1341>.
- [16]The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings 1998.
- [17]The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC. EN 1998-5 Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Geotechnical aspects, foundations, retaining and underground structures. 1998.
- [18]The British Standards Institution. BS EN 16612:2019 Glass in building - determination of the lateral load resistance of glass panes by calculation 2019.
- [19]316 Stainless Steel - EVOCD. Icmehpcmsstateedu n.d. https://icme.hpc.msstate.edu/mediawiki/index.php/316_Stainless_Steel.html.
- [20]Salmon CG, John Edwin Johnson, Faris Amin Malhas. *Steel structures : design and behavior : emphasizing load and resistance factor design*. Upper Saddle River, Nj: Pearson/Prentice Hall; 2009.

- [21]Rao SS, Griffin P. Mechanical vibrations. Harlow Pearson; 2018.
- [22]Chopra AK. Dynamics of Structures. Pearson Higher Ed; 2012.
- [23]Reddy JN. An introduction to nonlinear finite element analysis. Oxford: Oxford University Press; 2014.
- [24]Atanasiu GM, Ionuț Ovidiu Toma. Structural modeling using SAP2000. Iași: Politehniun; 2009.
- [25]Wilson EL. Static & dynamic analysis of structures : a physical approach with emphasis on earthquake engineering. Berkeley, Calif.: Computers And Structures; 2010.
- [26]Iervolino I. Dinamica delle strutture e ingegneria sismica. HOEPLI EDITORE; 2021.

APPENDICE A

L'obiettivo della presente appendice è quello di presentare le principali risposte dinamiche registrate ed ottenute dalle analisi sismiche condotte sulla struttura. Precedentemente sono state illustrate solamente alcuni dei risultati nel tempo ottenuti, ed in particolare sono stati esaminati i risultati generali, mediati e processati, dei nodi della facciata a cavi tesi.

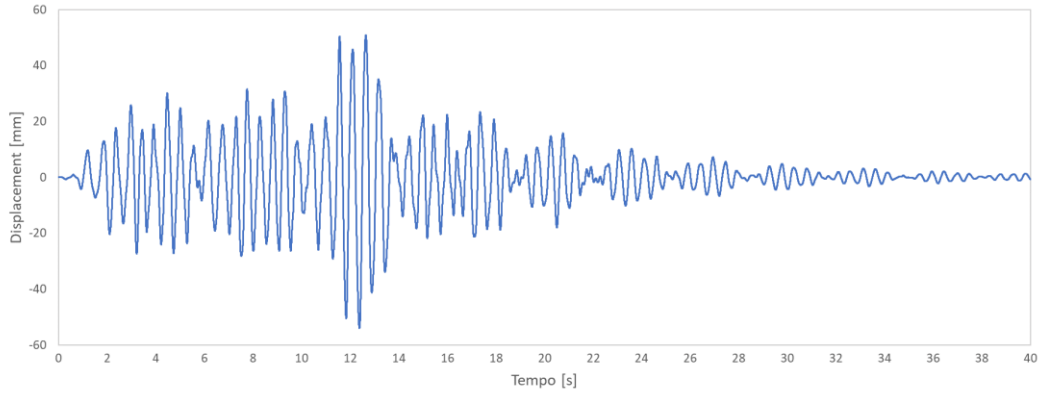
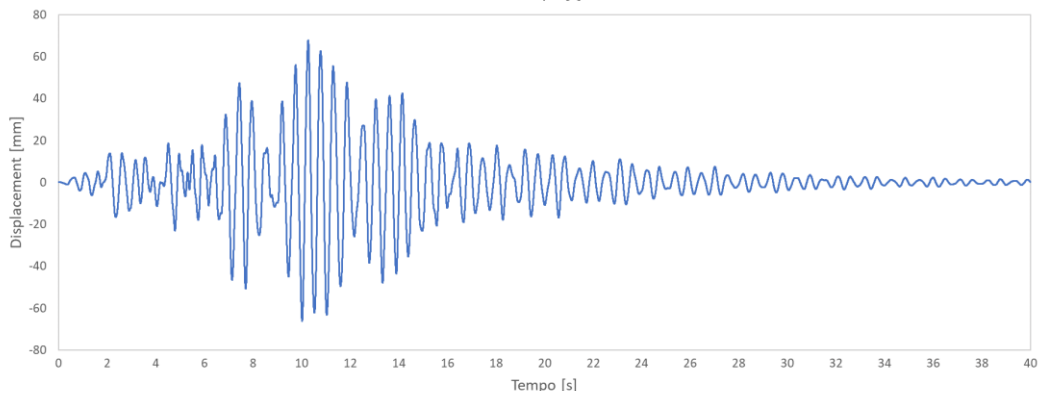
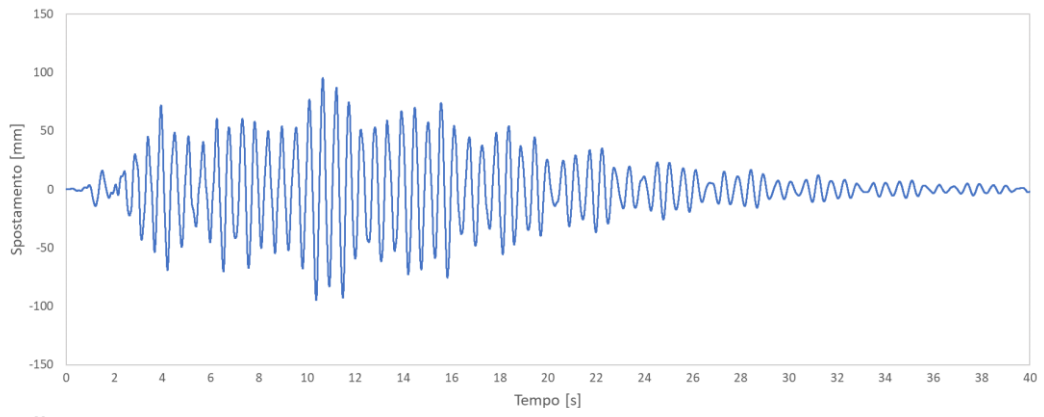
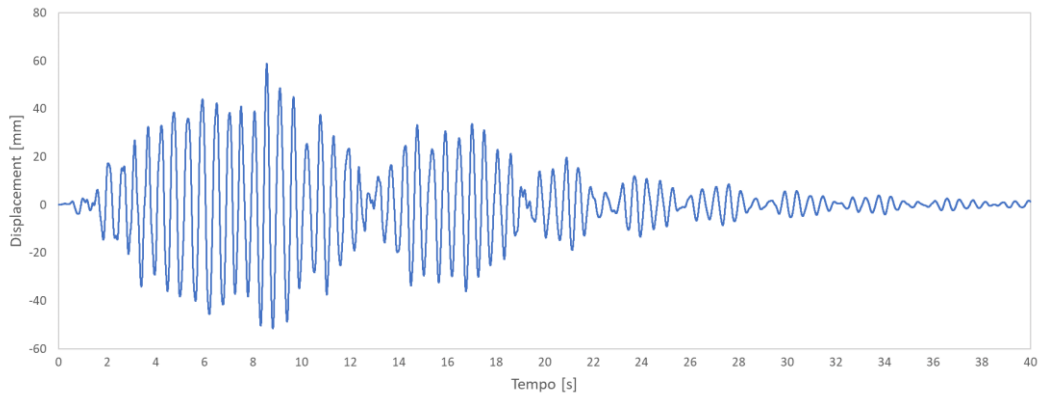
In questa appendice saranno riportate tutte le time history dei risultati più rilevanti ottenuti, facendo riferimento alle accelerazioni analizzate ed alle diverse categorie di suolo.

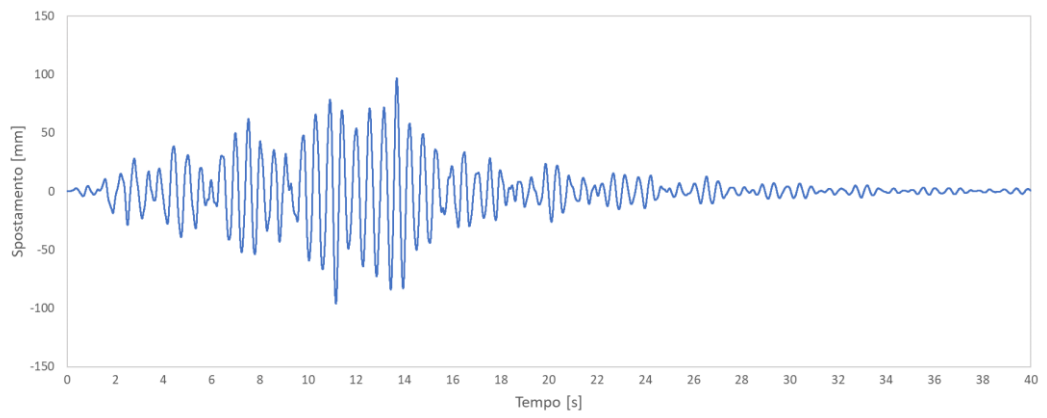
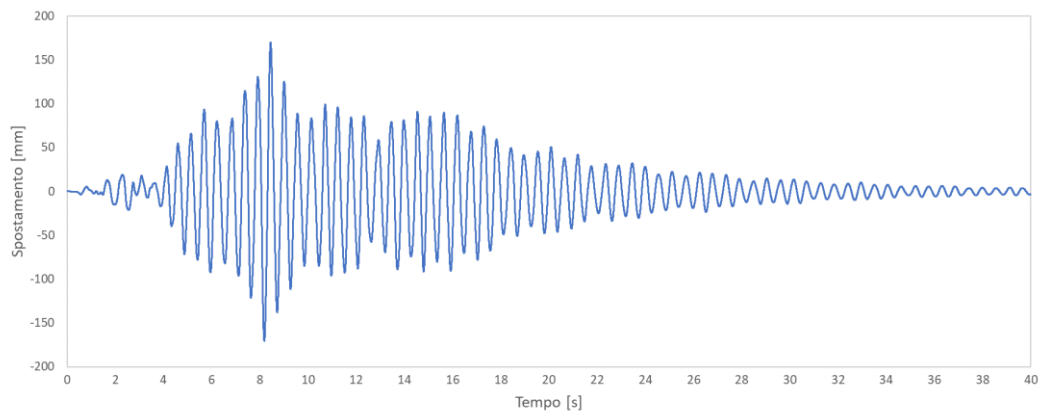
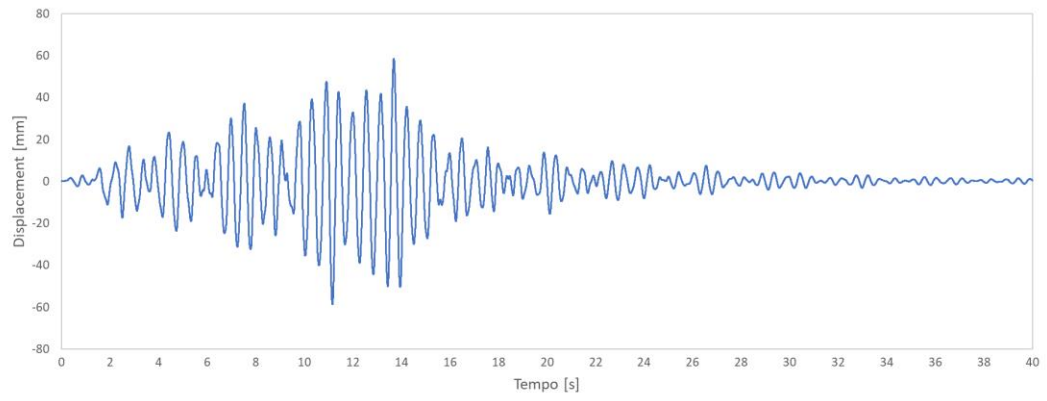
Tutte le seguenti time history riguardano il nodo più sollecitato della rete di cavi.

Data l'enorme quantità di dati processati, riportiamo le time history delle quantità osservate (spostamenti, accelerazione e tiro del cavo) osservando i terreni A, B e D che sono quelli che riportano le maggiori differenze, mostrando le risposte ai sette terremoti forniti.

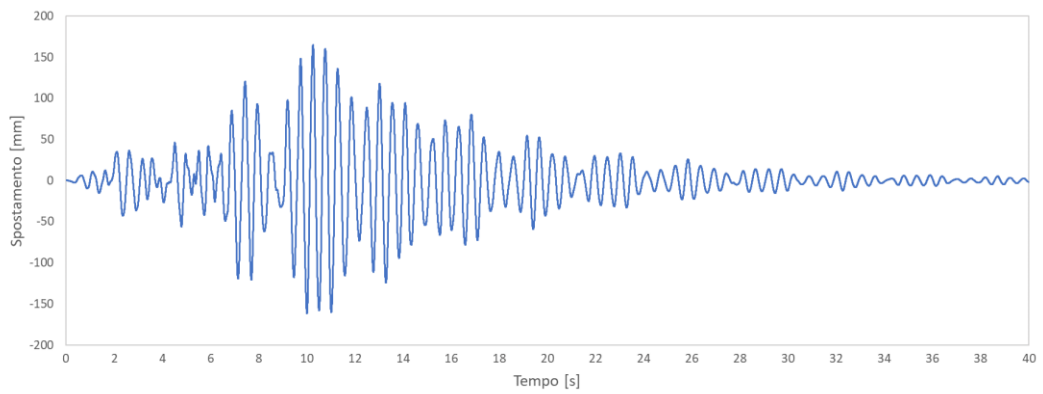
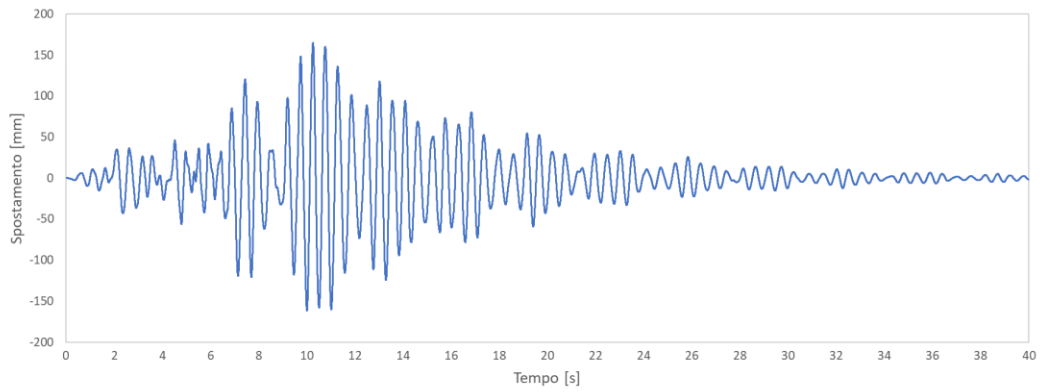
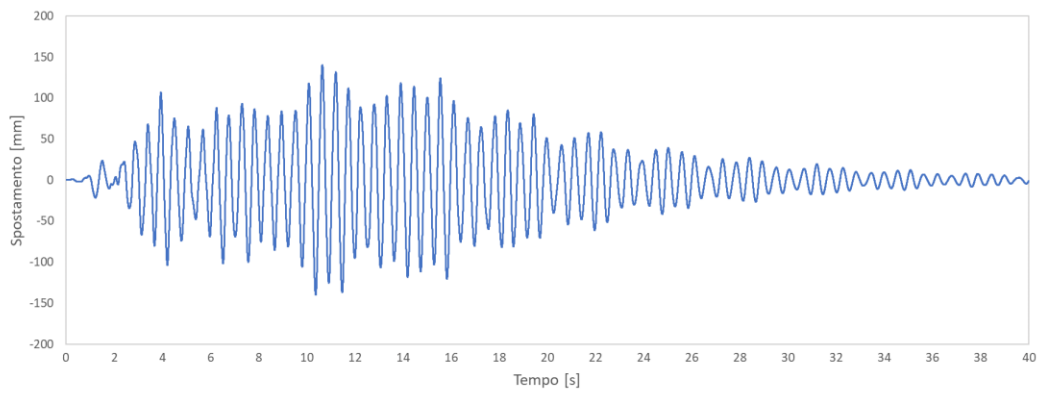
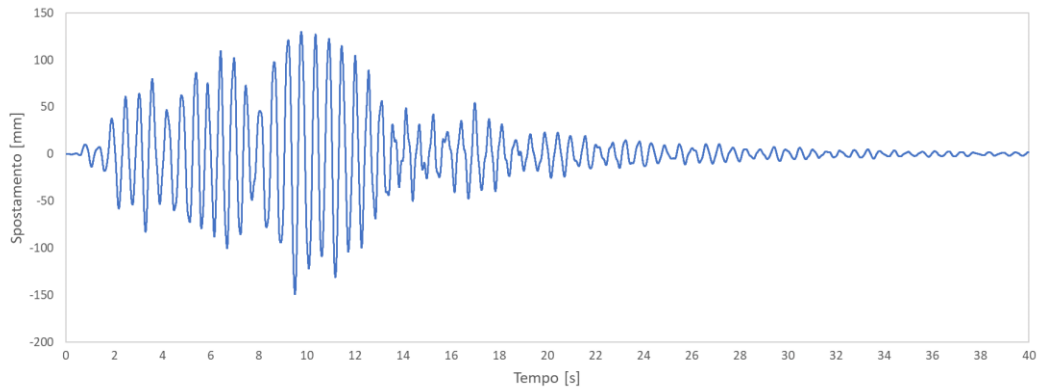
In più alla fine verranno mostrati dei confronti delle quantità per stesso suolo con accelerazione crescenti.

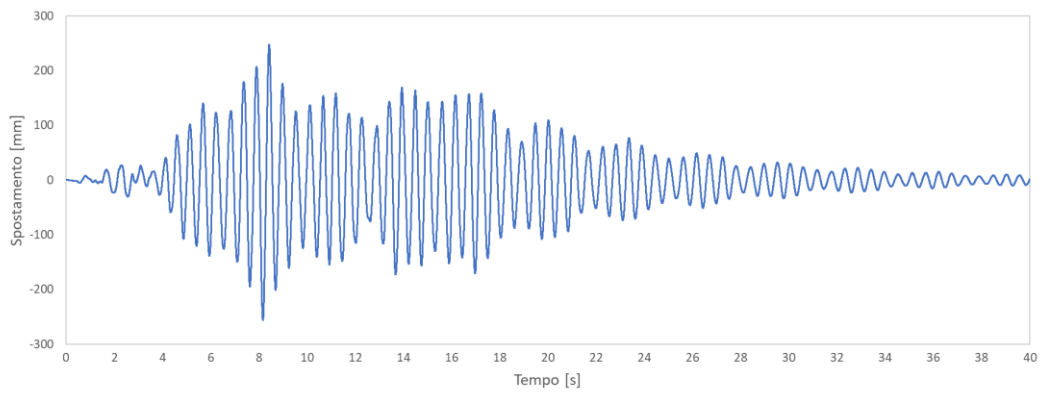
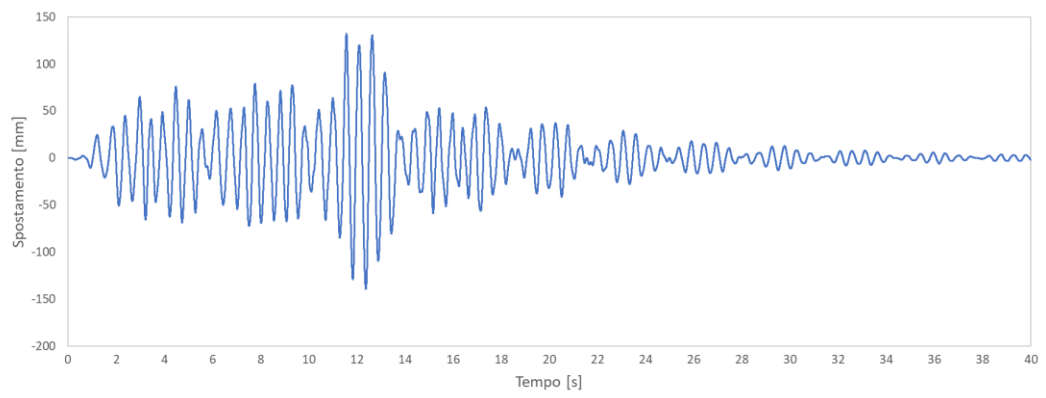
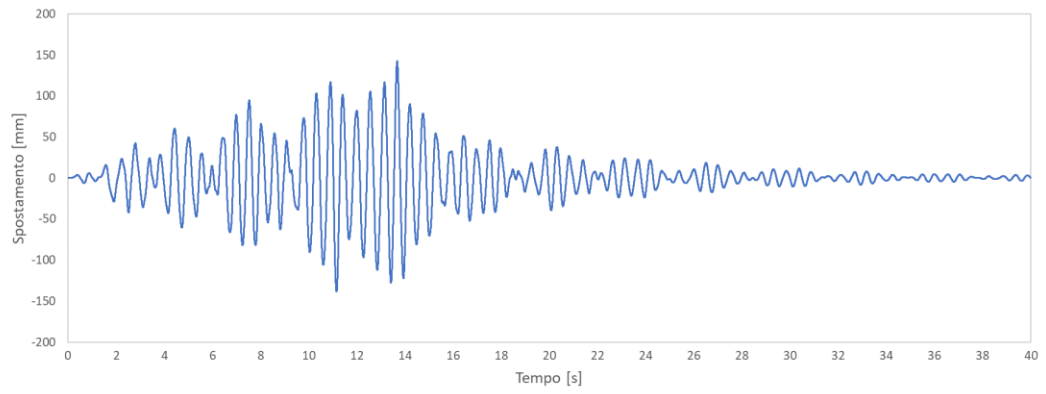
Terreno A; zona sismica media, Spostamenti nei terremoti dall'uno al sette.



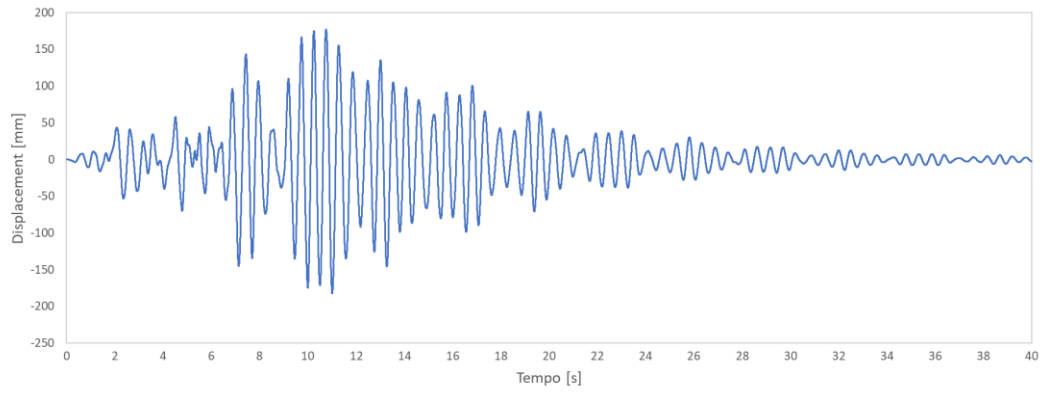
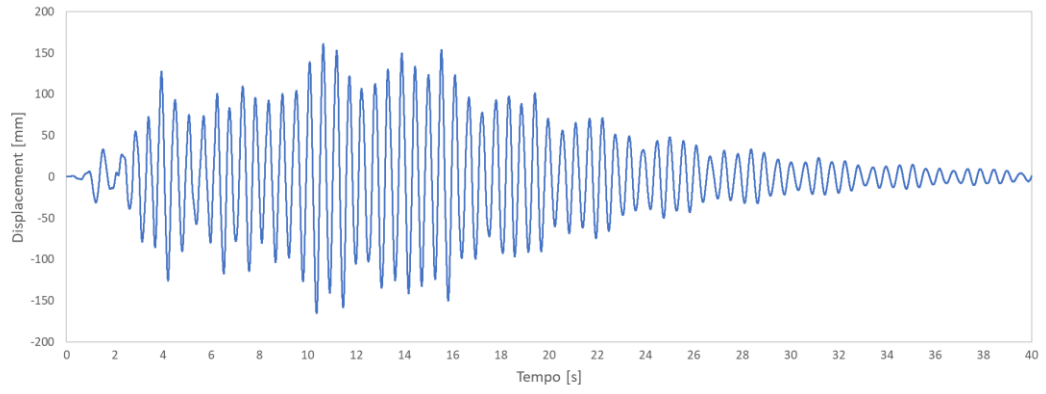
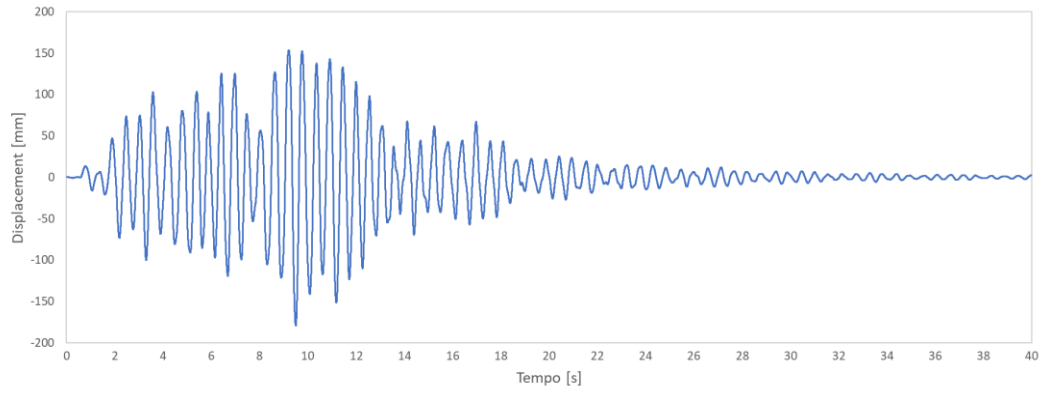


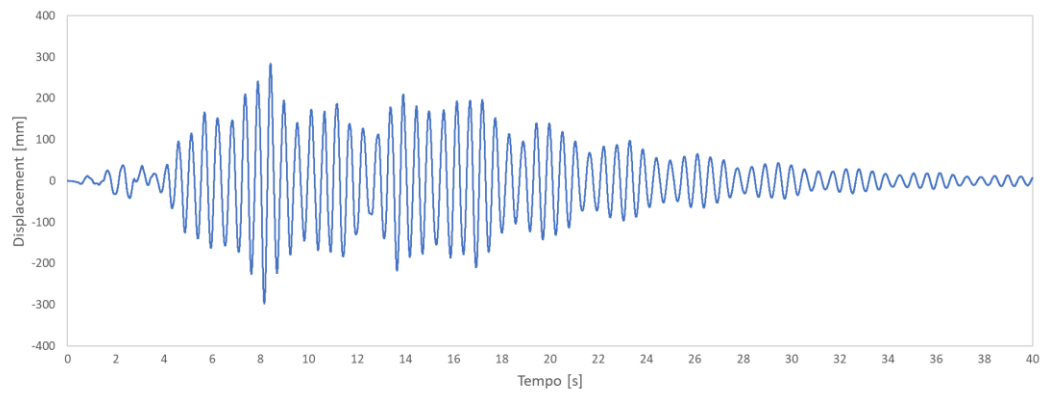
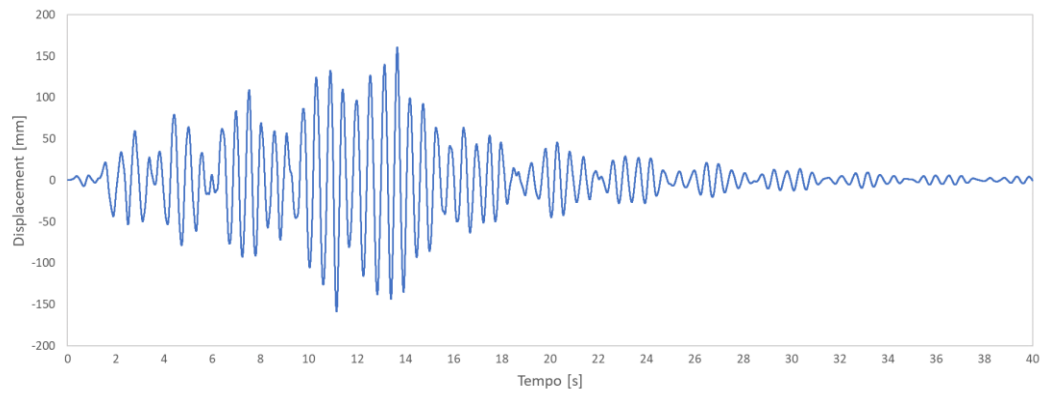
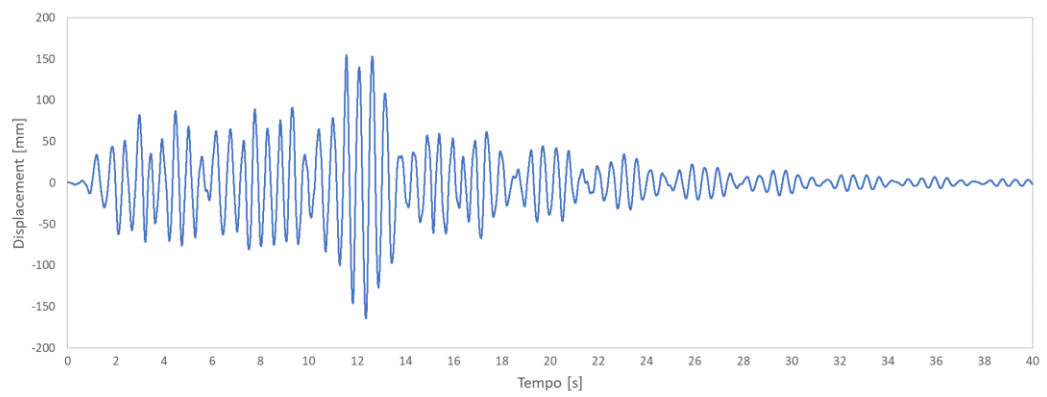
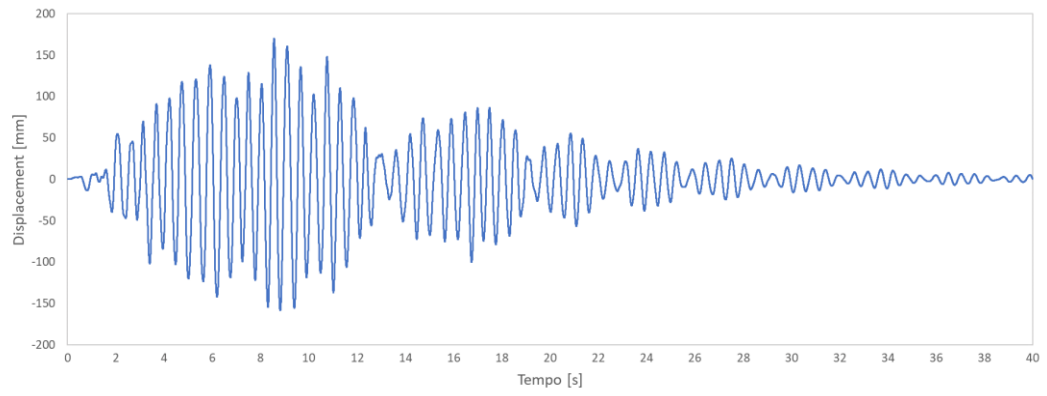
Terreno B; zona sismica media, Spostamenti nei terremoti dall'uno al sette



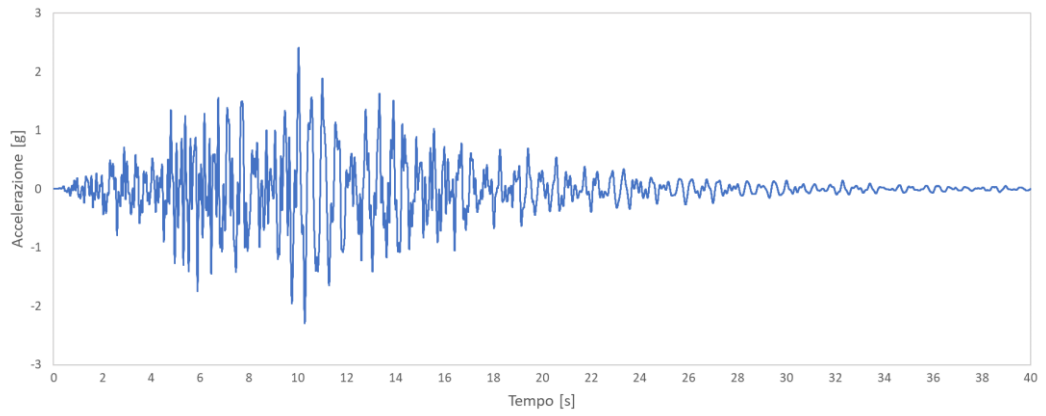
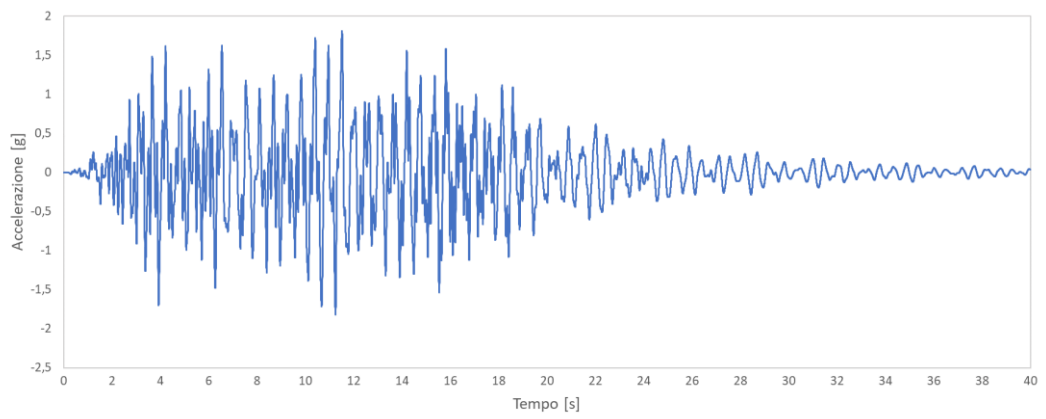
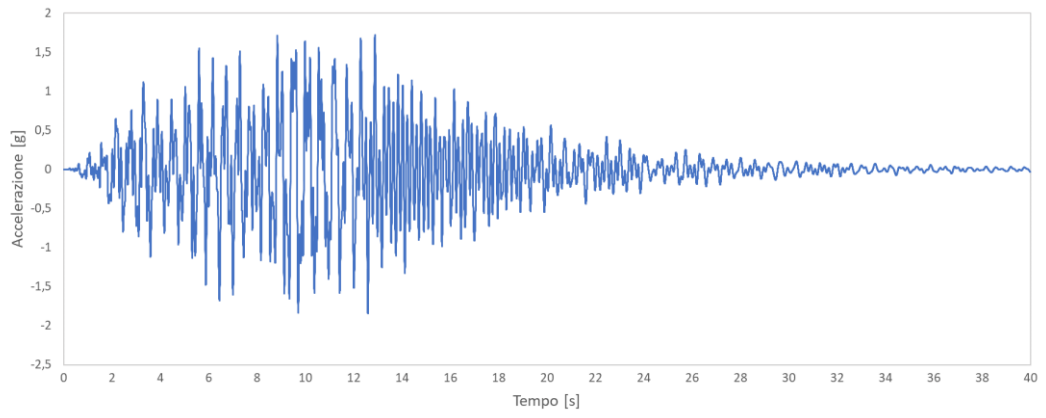


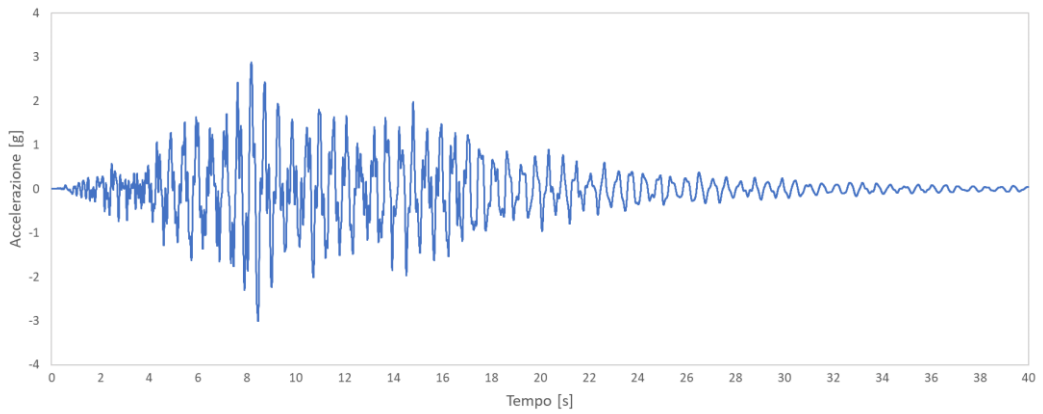
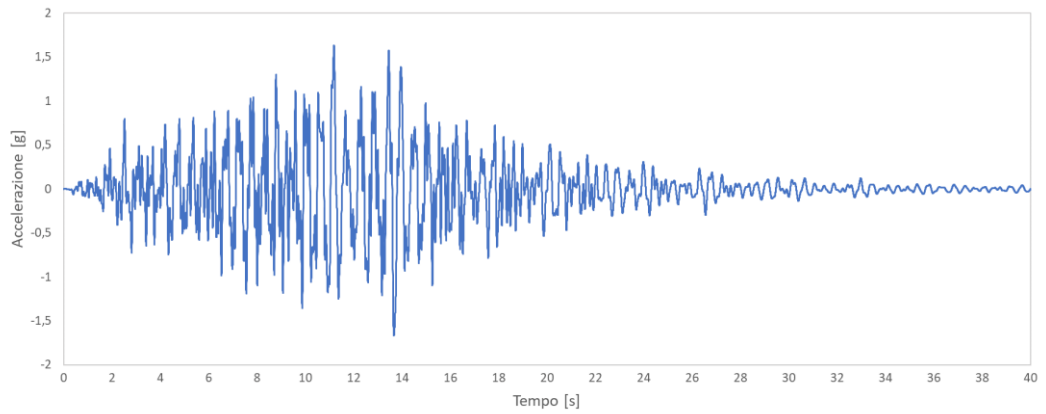
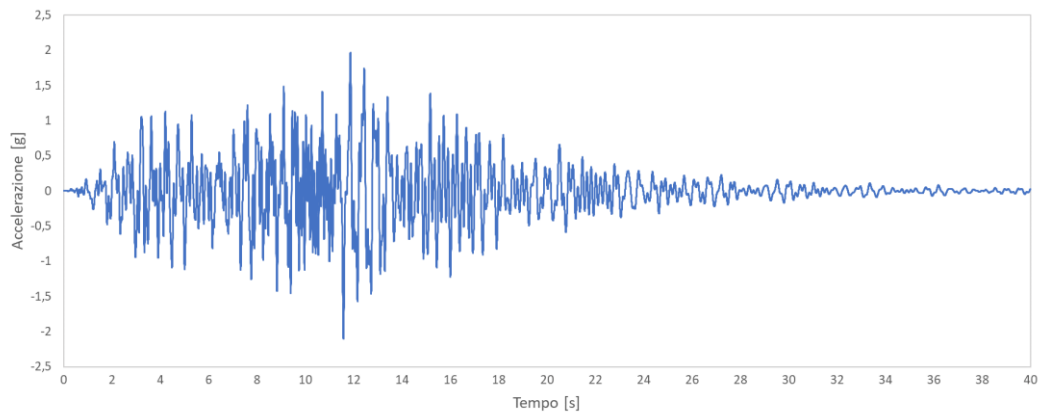
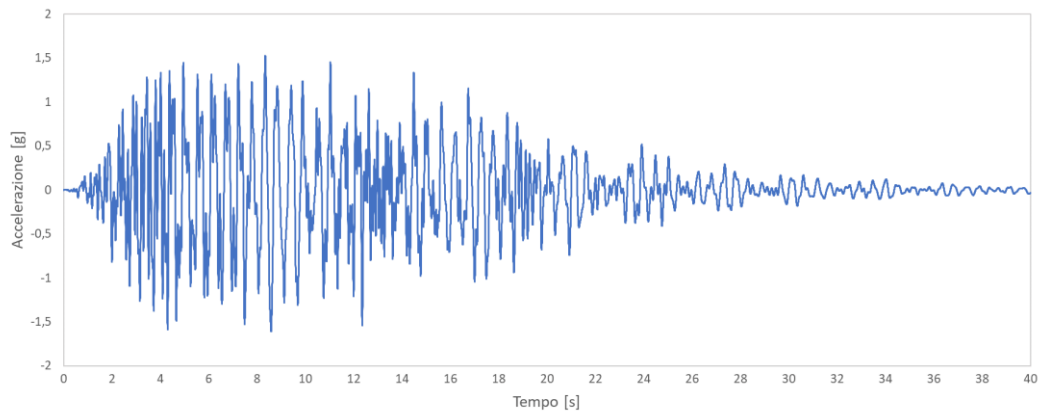
Terreno D; zona sismica media, Spostamenti nei terremoti dall'uno al sette



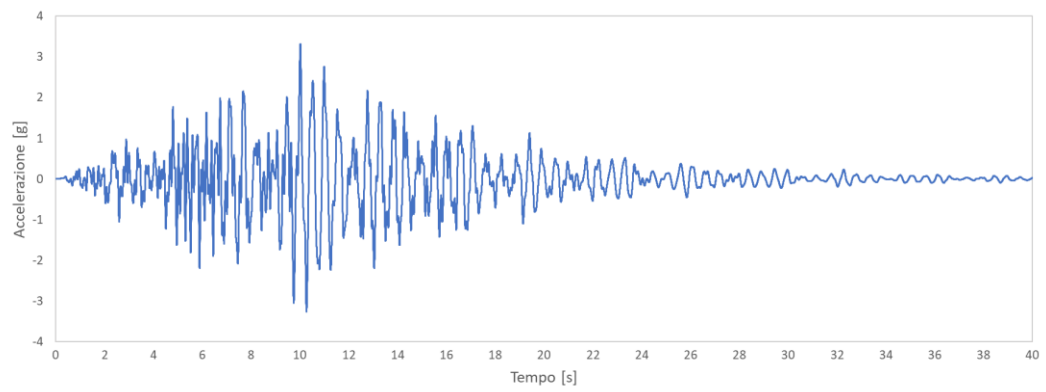
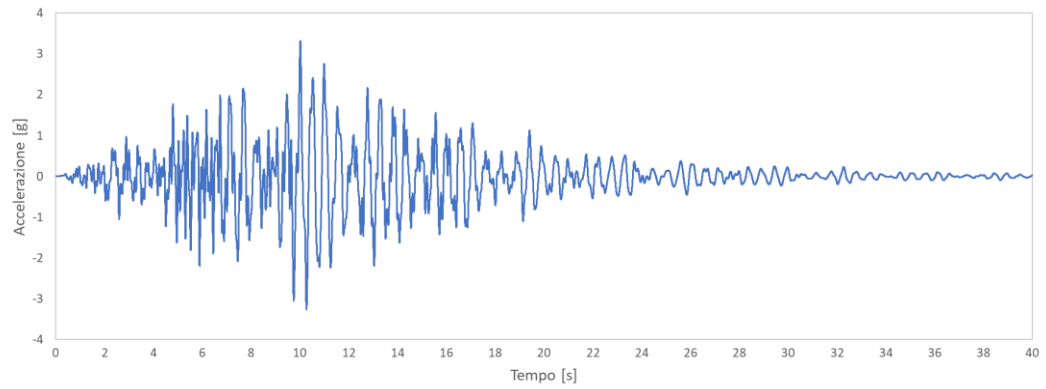
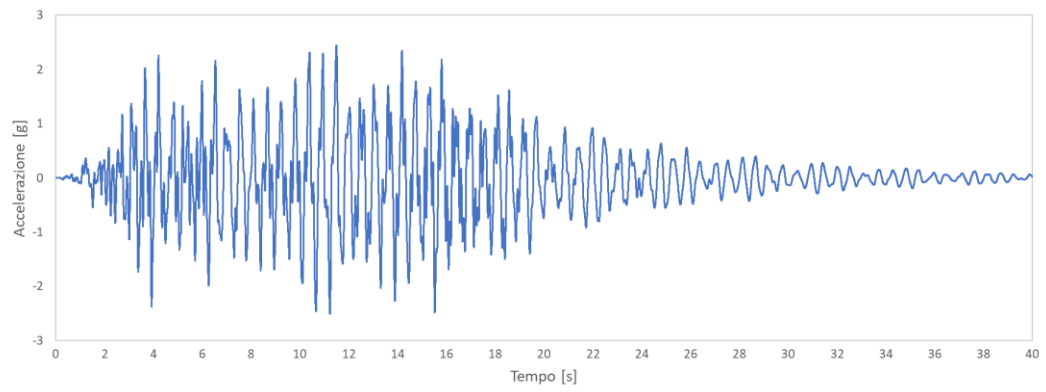
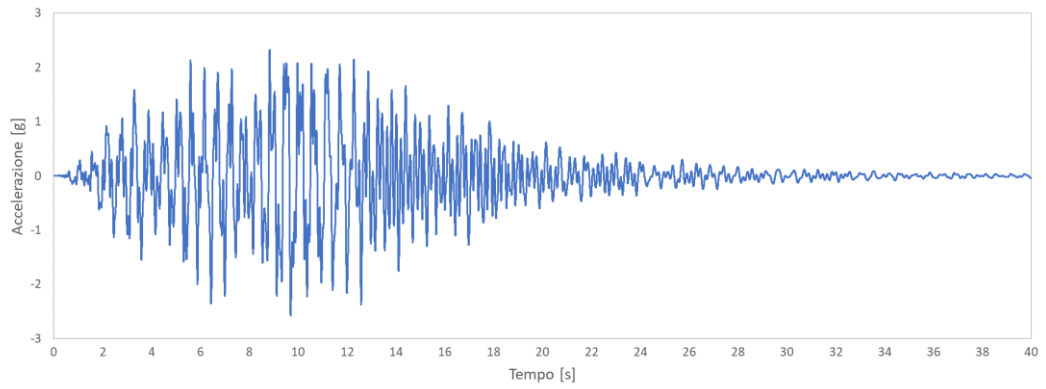


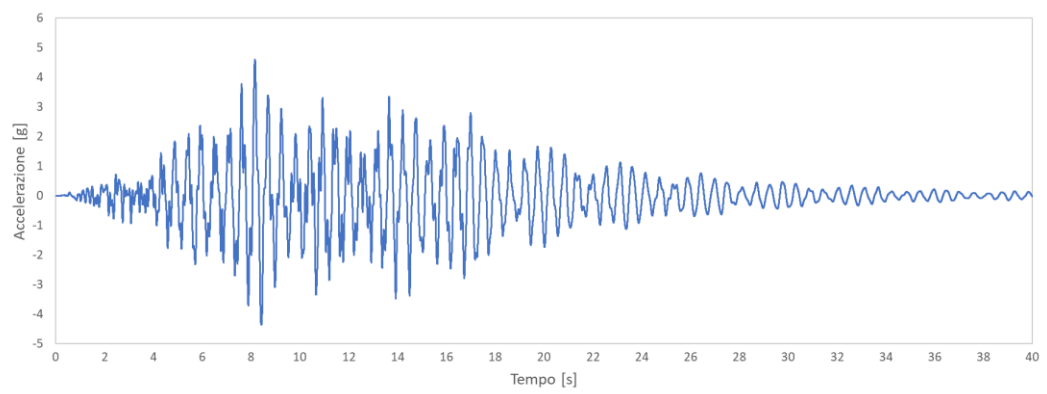
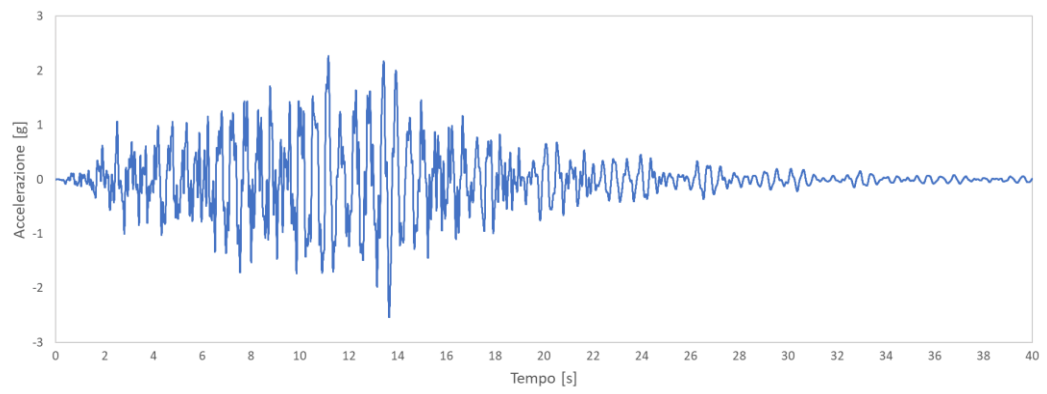
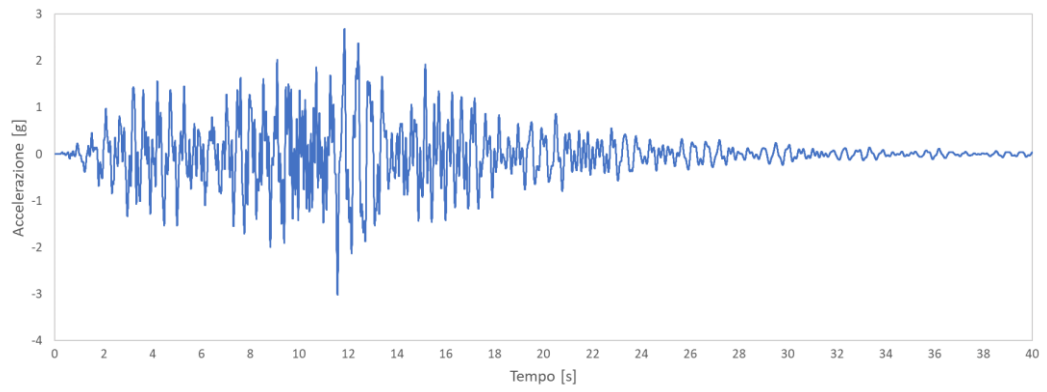
Terreno A; zona sismica media, Accelerazioni nei terremoti dall'uno al sette



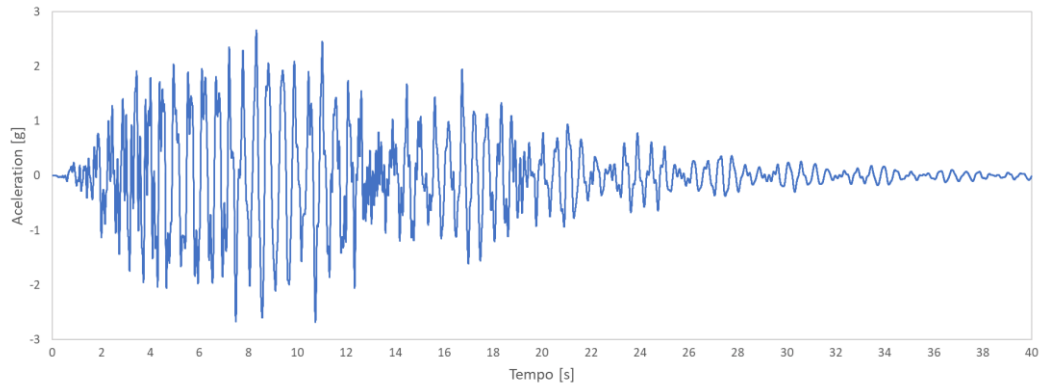
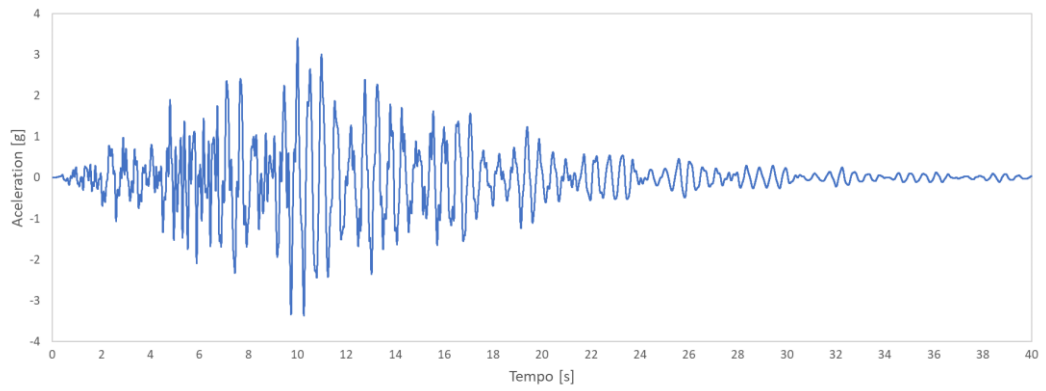
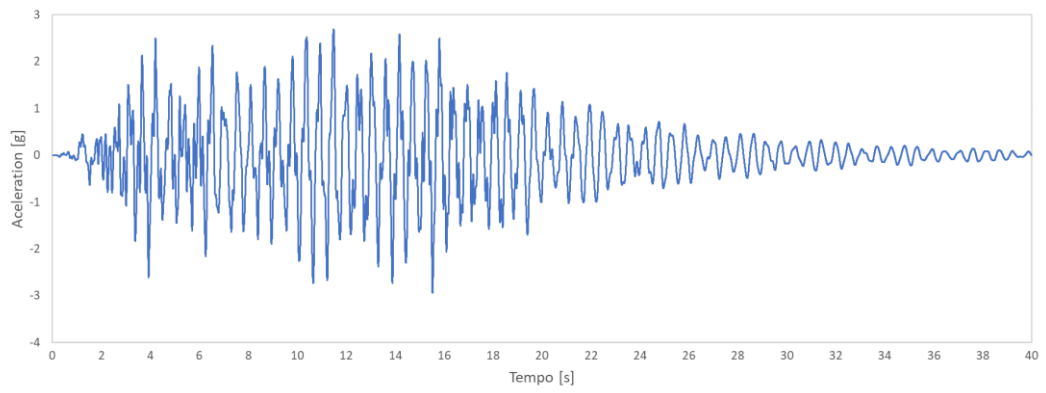
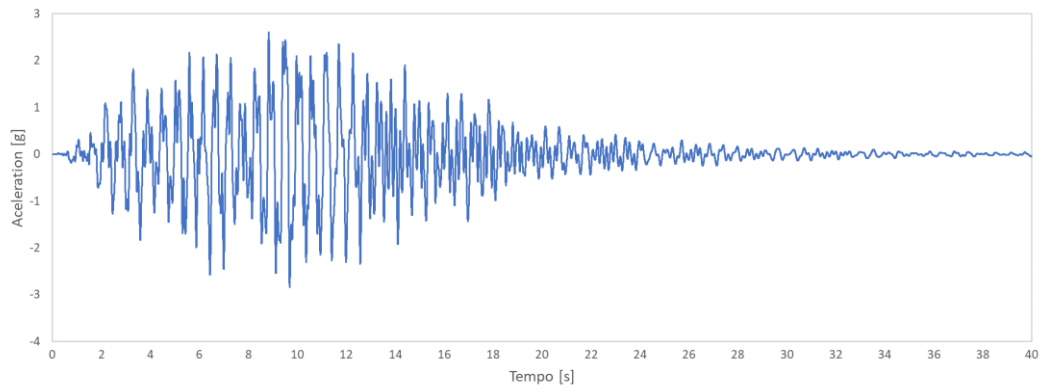


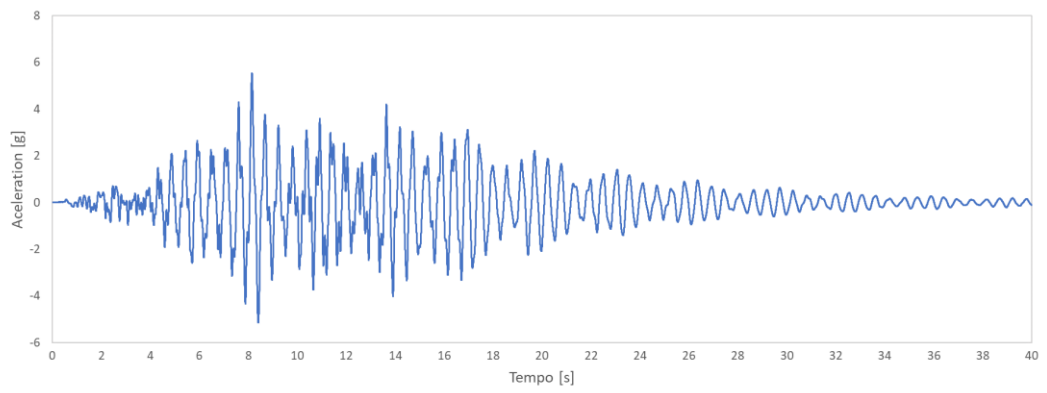
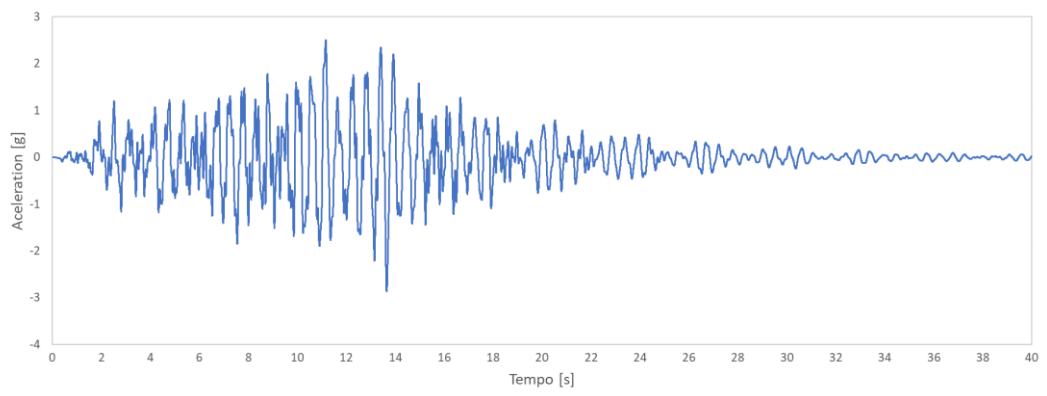
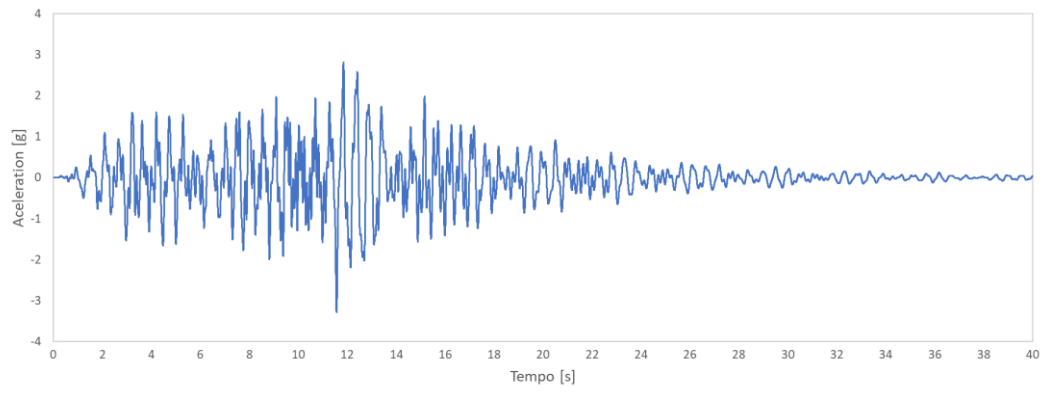
Terreno B; zona sismica media, Accelerazioni nei terremoti dall'uno al sette



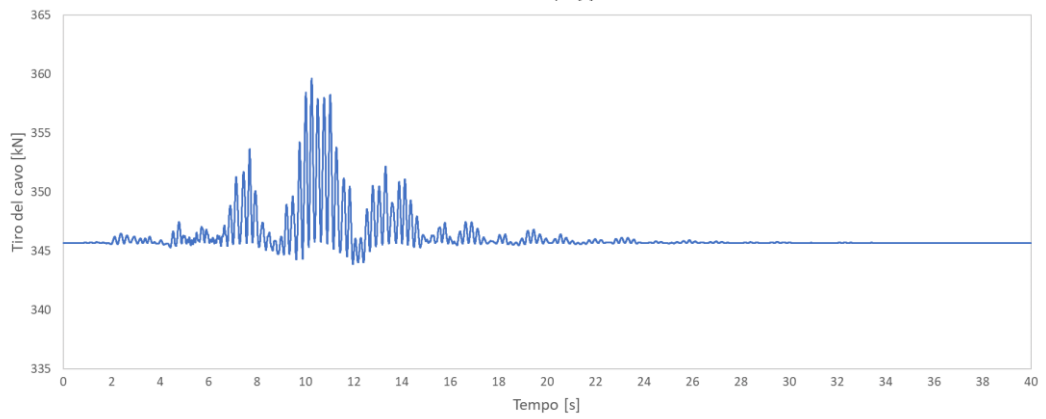
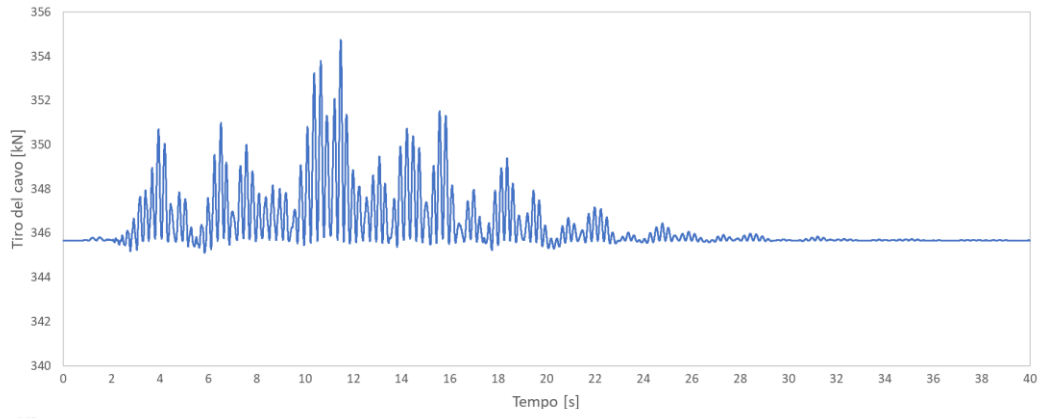
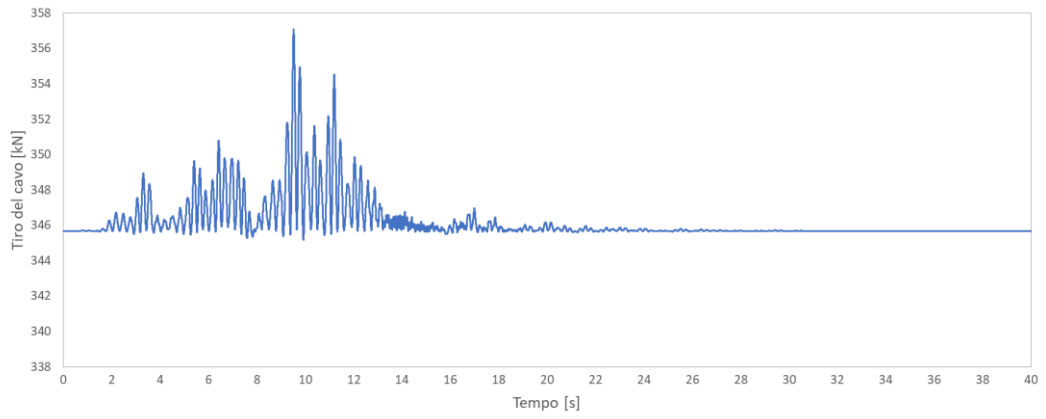


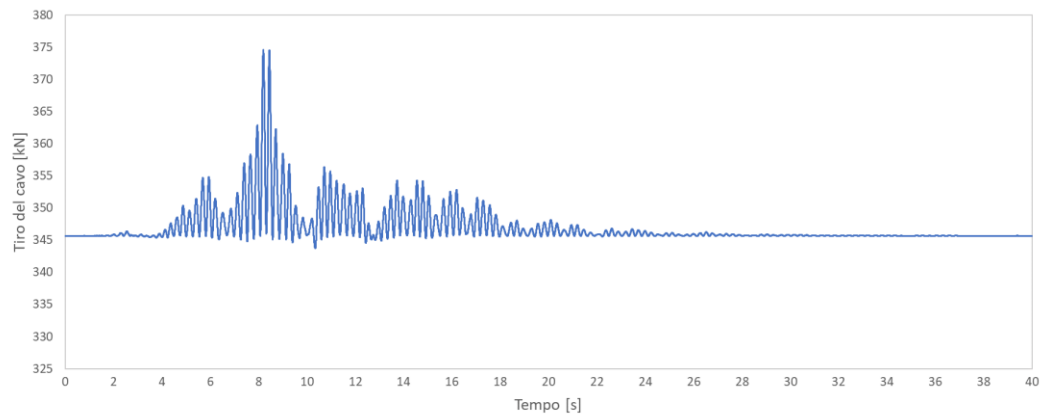
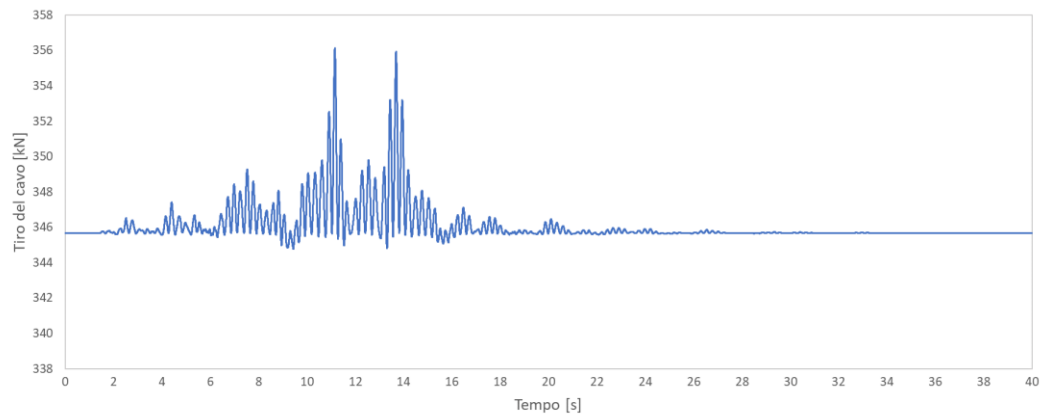
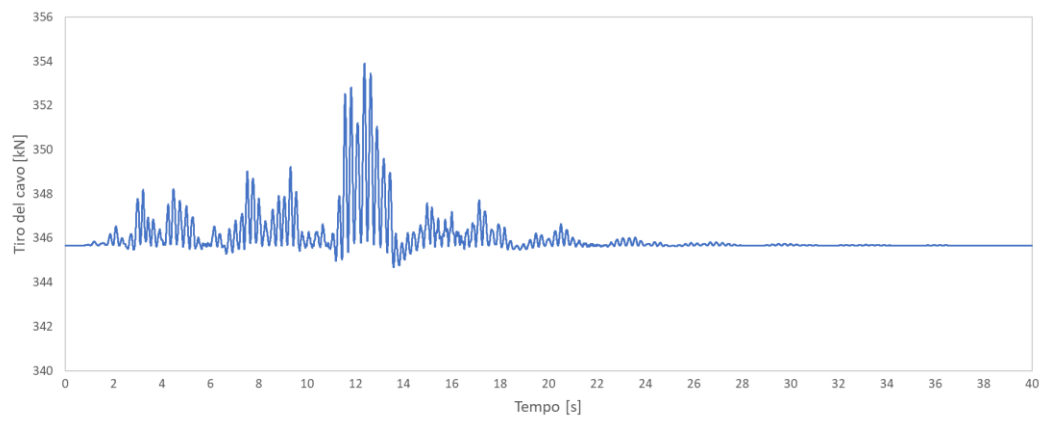
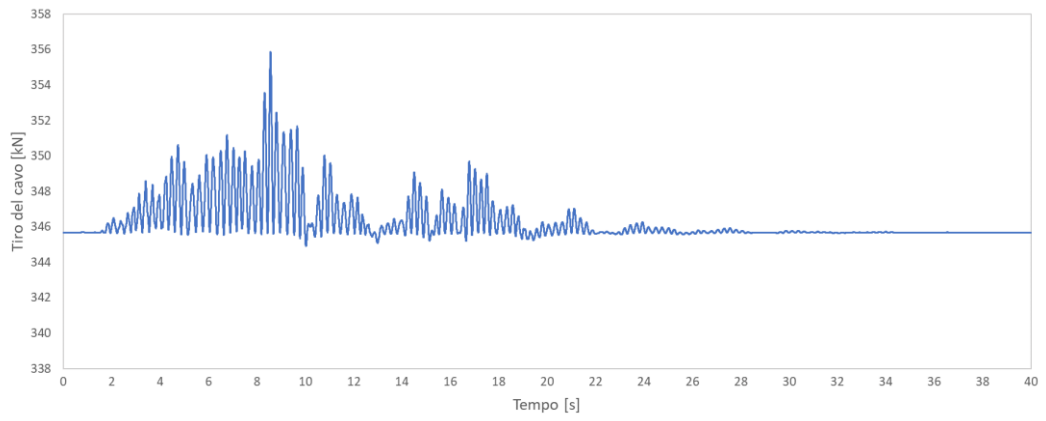
Terreno D: zona sismica media, Accelerazioni nei terremoti dall'uno al sette



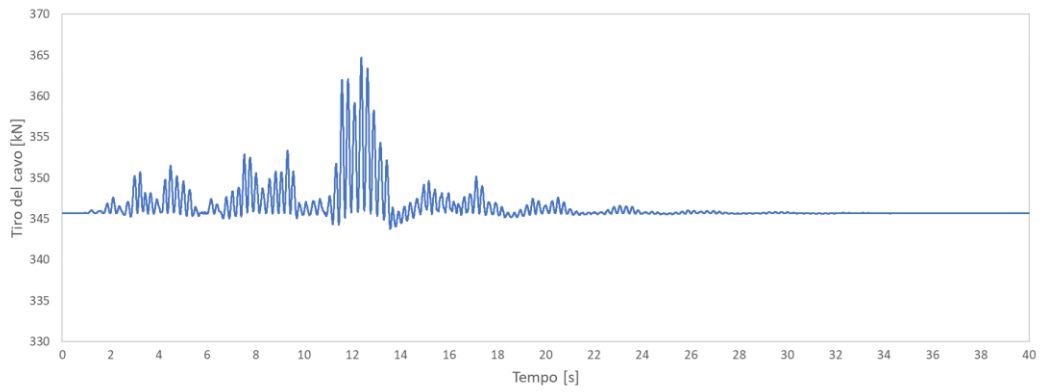
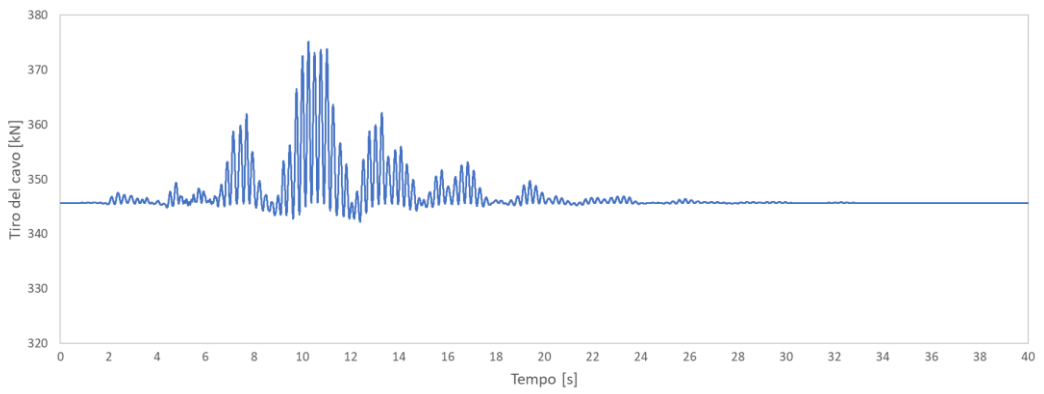
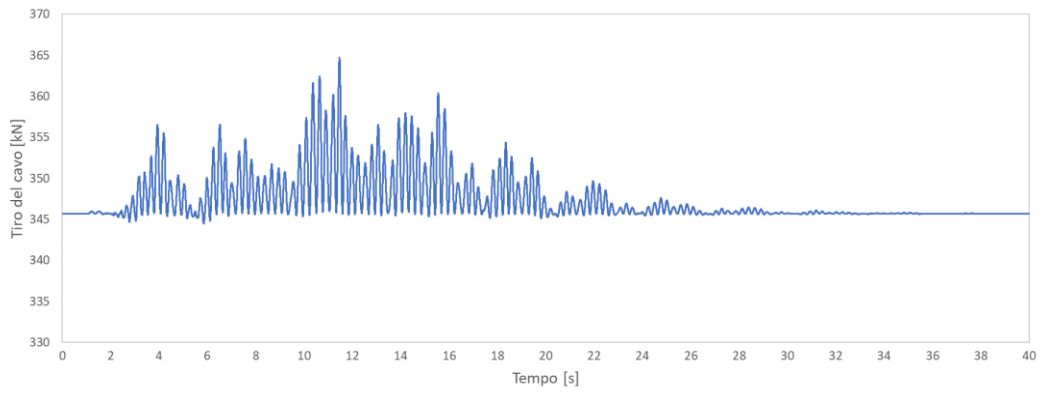
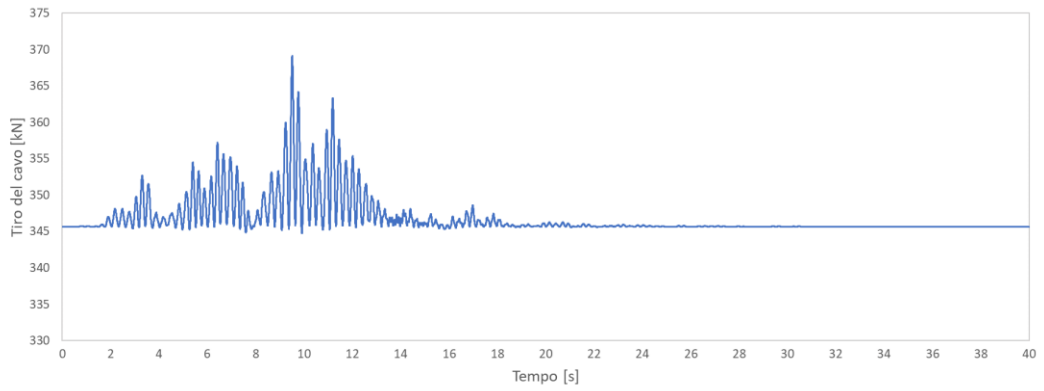


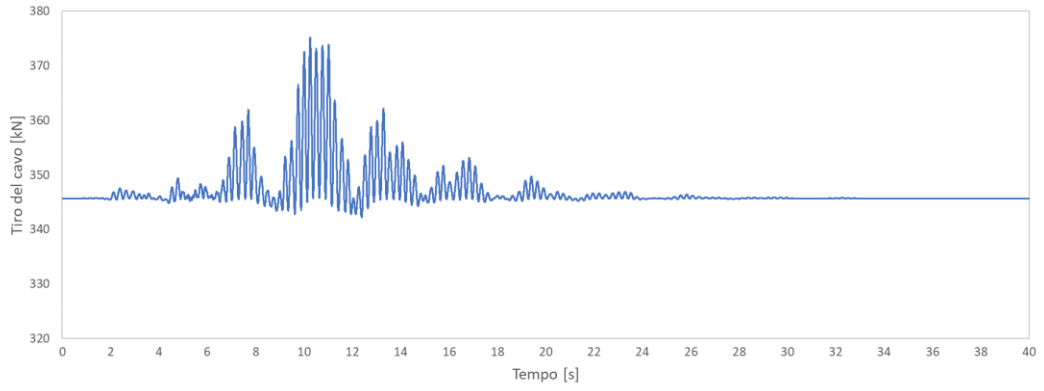
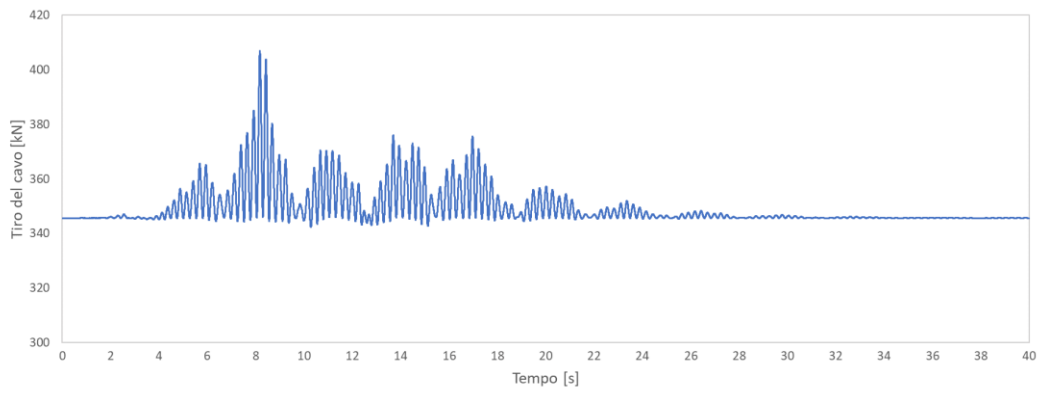
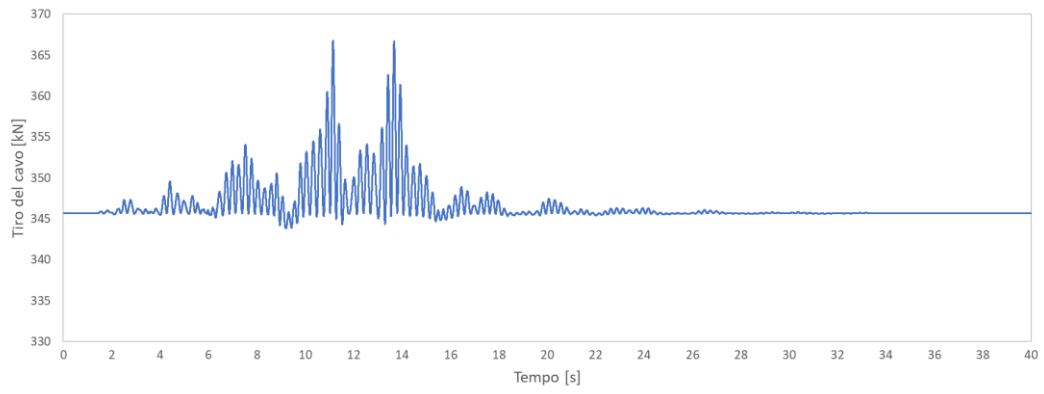
Terreno A: zona sismica media, tiro del cavo nei terremoti dall'uno al sette



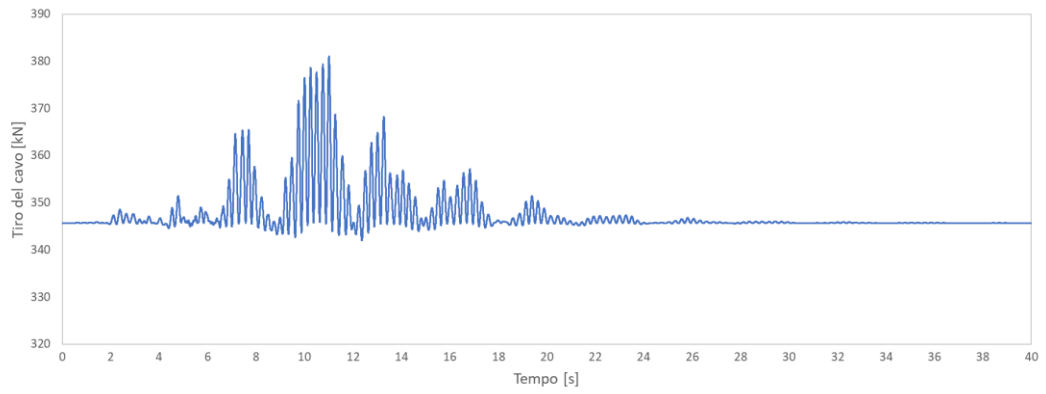
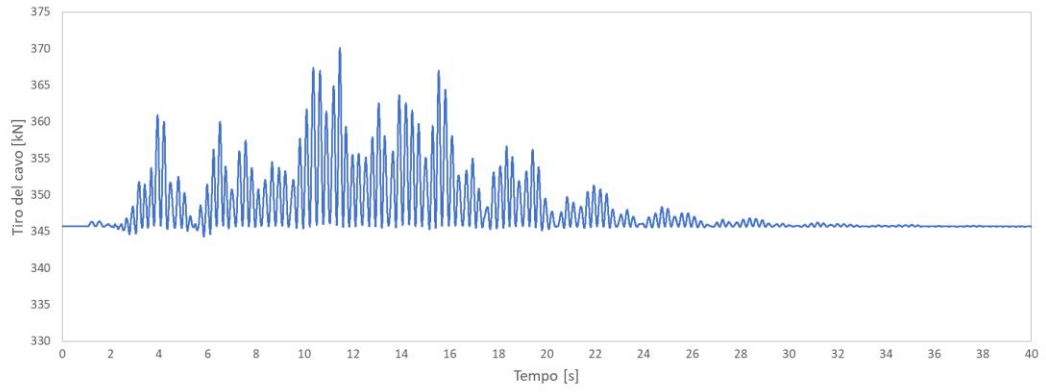
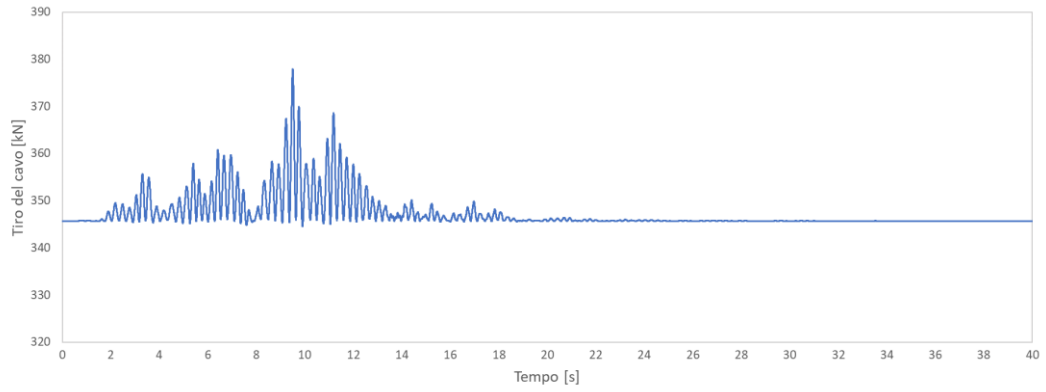


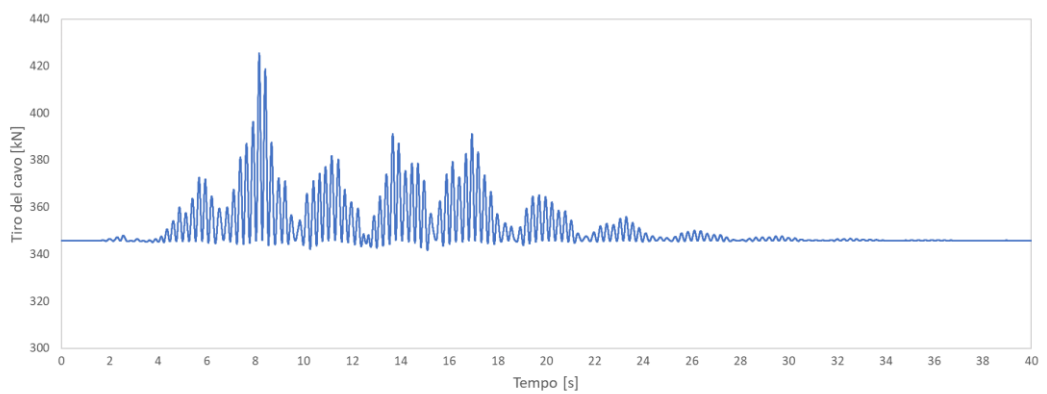
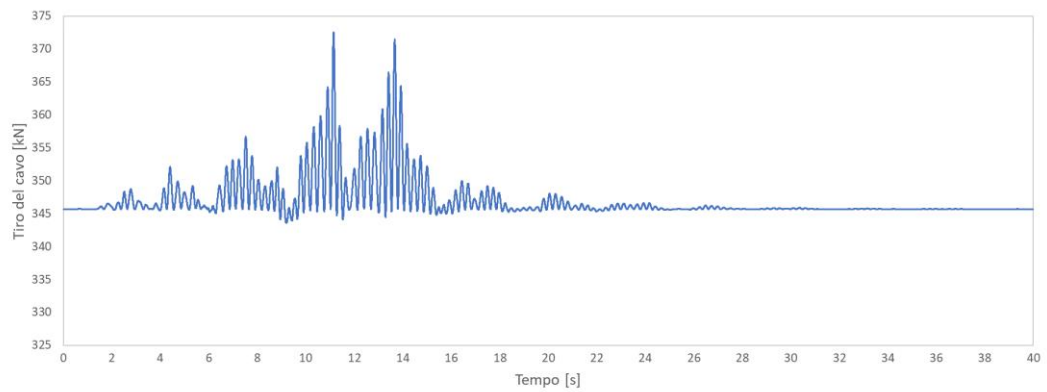
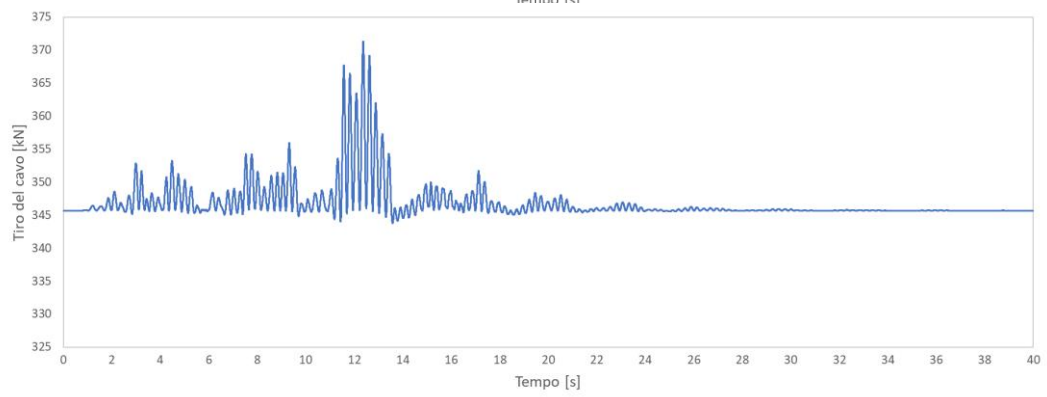
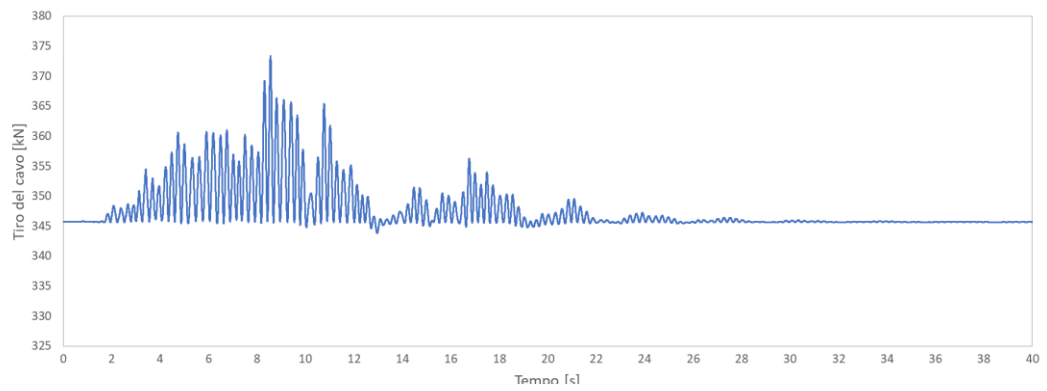
Terreno B: zona sismica media, tiro del cavo nei terremoti dall'uno al sette



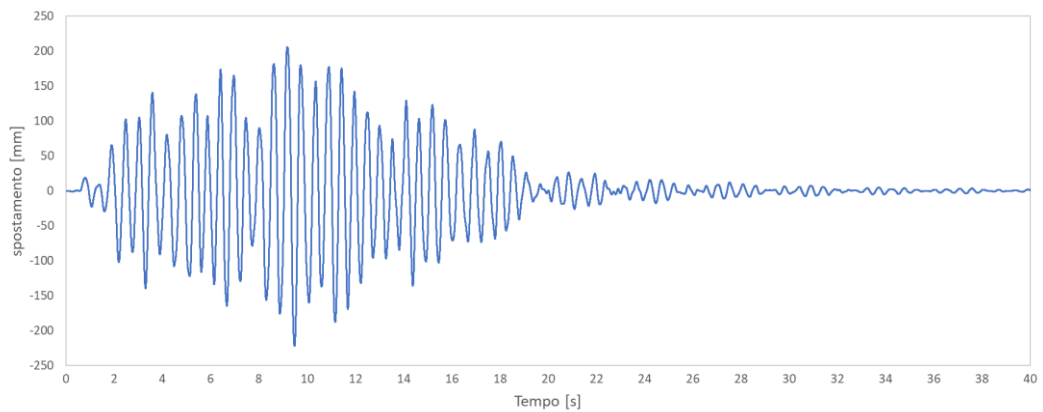
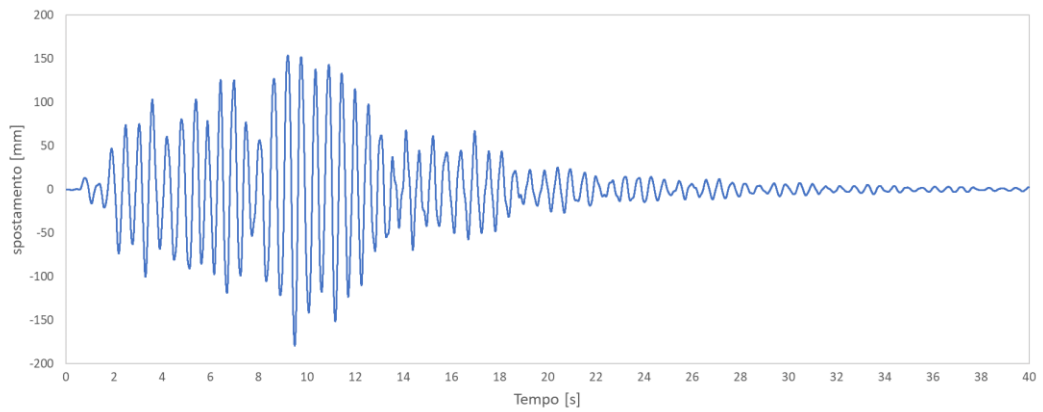
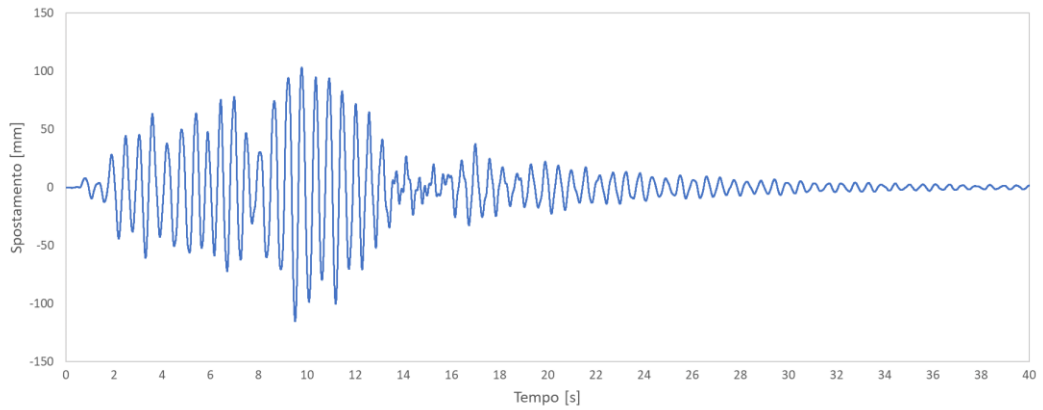


Terreno D: zona sismica media, tiro del cavo nei terremoti dall'uno al sette

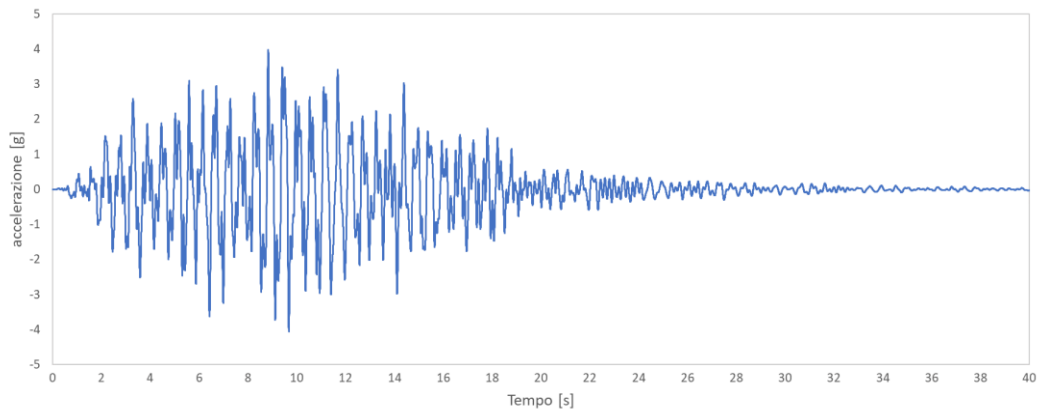
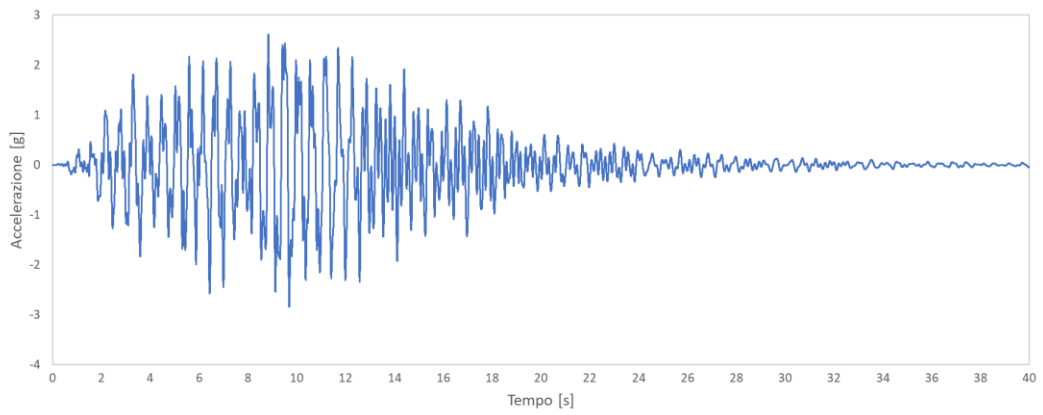
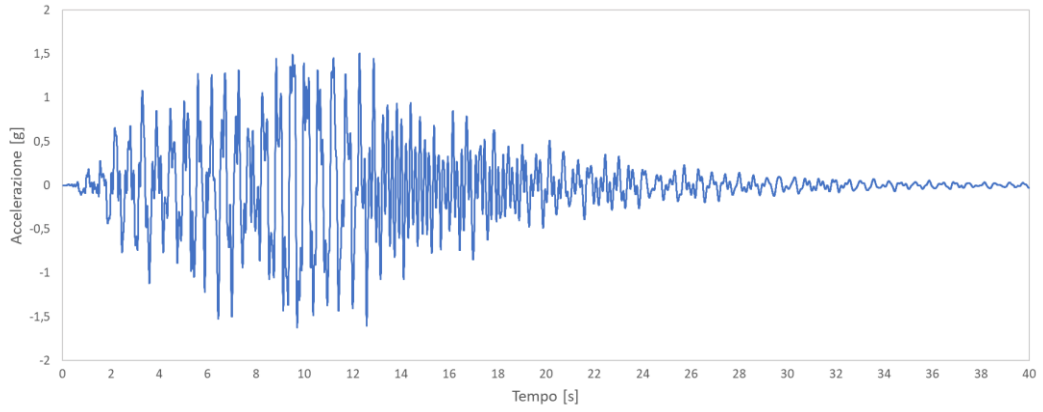




Confronto spostamenti su suolo D per zone ed accelerazioni a sismicità crescenti sullo per lo stesso terremoto (prima $a_g=0,15g$, al centro $a_g=0,25g$ ed infine $a_g=0,35g$)



Confronto accelerazioni su suolo D per zone ed accelerazioni a sismicità crescenti sullo per lo stesso terremoto (prima $a_g=0,15g$, al centro $a_g=0,25g$ ed infine $a_g=0,35g$)



Confronto tiro del cavo su suolo D per zone ed accelerazioni a sismicità crescenti sullo per lo stesso terremoto (prima $a_g=0,15g$, al centro $a_g=0,25g$ ed infine $a_g=0,35g$)

