

POLITECNICO DI TORINO



Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Indirizzo Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi numerica finalizzata al monitoraggio del Ponte Bologna a Torino

Relatori:

Prof. Francesco TONDOLO

Prof. Donato SABIA

Correlatore:

Ing. Antonino QUATTRONE

Candidato:

Riccardo ITALIANO

S290900

ANNO ACCADEMICO 2023 – 2024

Ringraziamenti

Finalmente giungo alla fine di questo percorso universitario. L'università mi ha accompagnato per tutta la mia vita adulta fino ad ora e quello che sono diventato lo devo sicuramente anche a lei, agli ostacoli che mi ha posto davanti e che sono riuscito a superare, permettendomi di crescere sempre di più.

Ringrazio la mia famiglia. Ringrazio gli amici di sempre, Alberto, Alessandro, Benedetta, Cecilia, Giulia, Ludovica, Paola, Roberta, per essere sempre i migliori. Ringrazio gli amici conosciuti tra i banchi del Politecnico, soprattutto Chiara e Marta, con le quali ho condiviso tutti i miei anni universitari.

Un ringraziamento speciale va anche al mio ex-allenatore Roberto e alla Società Canottieri Esperia, che accompagna la mia vita dall'età di dieci anni e nella quale sono cresciuto, come atleta, come allenatore e come persona.

Abstract

Il monitoraggio strutturale (Structural Health Monitoring, SHM) è un processo che implica l'utilizzo di tecnologie e metodologie avanzate per valutare e controllare lo stato di salute e l'integrità delle strutture civili. Attraverso l'impiego di sensori, tecniche di raccolta dati e analisi, il monitoraggio strutturale permette di identificare anomalie, danni o deterioramenti che potrebbero compromettere la sicurezza e la funzionalità delle strutture. Questo approccio proattivo consente non solo di ottimizzare le operazioni di manutenzione e gestione, riducendo i costi e i tempi di intervento, ma anche di garantire la sicurezza pubblica e la durabilità delle infrastrutture.

L'obiettivo di questa analisi è quello di studiare il comportamento del Ponte Bologna, situato a Torino, che attraversa la Dora Riparia e collega corso XI Febbraio e via Bologna. Si propone di realizzare un'analisi numerica che permetta di avere un database di dati per monitorare lo stato di salute del ponte.

Si comincia con lo studio del ponte attraverso la rappresentazione della struttura in un modello agli elementi finiti, dal quale si riescono a desumere i modi propri di vibrare della struttura. Successivamente, al fine di calibrare il modello agli elementi finiti con il modello reale, si realizza un'analisi di sensitività, che consente, al variare di diversi parametri, di valutare la risposta strutturale in termini di frequenze naturali. Ciò consente anche di capire quali componenti della struttura, se danneggiati, provocherebbero maggiori danneggiamenti e quindi quali componenti è necessario monitorare. Si simula, in una fase successiva, una condizione di carico dinamico sulla struttura; si considera quindi il carico di un pullman che attraversa il ponte e si ricavano le risposte temporali in termini di abbassamento, rotazione e accelerazione di alcuni punti della struttura.

Attraverso il confronto tra le forme modali e i modi propri di vibrare della struttura, è possibile ottenere un ricco database che consente una facilitazione

nell'interpretazione dei dati che si possono ottenere da indagini sperimentali sul ponte.

Indice

Abstract	4
1. Monitoraggio strutturale	10
1.1. Il danneggiamento strutturale	10
1.1.1. Danneggiamenti nelle strutture in calcestruzzo armato.....	10
1.1.2. Danneggiamenti nelle strutture in acciaio	19
1.1.3. Danneggiamenti nelle strutture in muratura	25
1.2. Classificazione del rischio.....	31
2. Structural Health Monitoring	36
2.1. Definizione dello Structural Health Monitoring	37
2.2. Classificazione dello Structural Health Monitoring	39
2.3. Componenti dello Structural Health Monitoring.....	42
2.4. Vantaggi e benefici dello Structural Health Monitoring.....	50
3. Tecnologia dei sensori	53
3.1. Introduzione	53
3.2. Misuratori di deformazione.....	55
3.2.1. Estensimetro a lamina.....	56
3.2.2. Estensimetri a corda vibrante	58
3.3. Accelerometri.....	59
3.3.1. Accelerometri piezoelettrici.....	62
3.3.2. Accelerometri capacitivi.....	63
3.4. Sensori di temperatura	64
3.4.1. Termocoppie.....	65

3.4.2.	Termoresistenze.....	67
3.4.3.	Termistori.....	68
3.5.	Sensori a Fibra Ottica	69
3.5.1.	Sensori di deformazione a fibra ottica	74
3.5.2.	Sensori di temperatura a fibra ottica	75
3.6.	Sensori MEMS.....	77
4.	Caso studio	79
4.1.	Generalità	79
4.2.	Descrizione dell'opera	80
4.3.	Modello numerico agli elementi finiti.....	86
4.3.1.	Fase preliminare.....	86
4.3.2.	Processamento	91
4.3.3.	Risultati	92
5.	Analisi di sensitività	96
5.1.	Variazione del modulo elastico delle travi.....	97
5.1.1.	Travi.....	98
5.1.2.	Anime delle travi.....	100
5.2.	Variazione del modulo elastico dei traversi.....	102
5.2.1.	Traversi	102
5.2.2.	Anime dei traversi.....	104
5.3.	Variazione del modulo elastico delle pile	106
5.3.1.	Pile.....	106
5.3.2.	Pila 1 e Pila 2.....	109
5.4.	Variazione del modulo elastico delle pile interrato.....	111
5.4.1.	Pile interrato	112

5.4.2.	Ultimo strato pila interrata 1 e pila interrata 2.....	114
5.4.3.	Ultimo strato di pile interrate.....	116
5.4.4.	Porzione 1 e 3 delle pile interrate (uguale per la porzione 2 e 4).....	118
5.4.5.	Porzioni 1 e 2 delle pile interrate	121
5.4.6.	Porzione 3 e 4 delle pile interrate	123
5.4.7.	Porzione 1 e 4 delle pile interrate (uguale per la porzione 2 e 3).....	125
5.4.8.	Scalzamento pile interrate.....	127
5.4.9.	Scalzamento pila interrata 1 (uguale per pila interrata 2).....	129
5.5.	Variazione del modulo elastico dell'impalcato inferiore.....	131
5.5.1.	Impalcato inferiore	131
5.5.2.	Campata 1 (uguale per campata 3)	133
5.5.3.	Campata centrale	135
5.6.	Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato superiore..	138
5.6.1.	Impalcato superiore.....	138
5.6.2.	Campata 1 (uguale per campata 3)	140
5.6.3.	Campata centrale	142
5.7.	Variazione del modulo elastico degli elementi sulla sovrastruttura nell'intorno delle pile	144
5.7.1.	Elementi pila 1 e 2.....	144
5.7.2.	Elementi pila 1 (uguali per gli elementi pila 2).....	147
5.8.	Variazione della rigidezza dei vincoli in corrispondenza delle spalle.....	149
5.9.	Commenti.....	151
6.	Analisi della risposta strutturale soggetta ad un carico dinamico	154
6.1.	Procedimento.....	154
6.2.	Analisi con un pullman.....	160

6.2.1.	Confronti tra le campate.....	162
6.2.2.	Confronto dei nodi in direzione trasversale.....	172
6.2.3.	Confronti tra le condizioni di danno e la condizione non danneggiata...	178
6.3.	Analisi con due pullman	205
6.3.1.	Confronti con le storie temporali relative ad un solo pullman	205
6.3.2.	Confronti tra le condizioni di danno e la condizione non danneggiata...	214
6.4.	Commenti.....	241
6.5.	Analisi per lo scalzamento.....	242
6.6.	Diagrammi <i>Accelerazione – Rigidezza</i>	282
6.6.1.	Variazione 6.....	282
6.6.2.	Variazione 8.....	297
7.	Conclusioni	311
	Bibliografia	313

1. Monitoraggio Strutturale

1.1. Il danneggiamento strutturale

Nel corso della vita di una struttura, le sue caratteristiche meccaniche e geometriche subiranno un cambiamento nel tempo a causa del danneggiamento, che può riguardare l'intera struttura o solo qualche elemento di essa. Il danneggiamento strutturale influenza, pertanto, le prestazioni della struttura in maniera negativa; sarà pertanto necessario intervenire sulla struttura danneggiata al fine di ristabilire le condizioni iniziali (ovvero le condizioni di struttura non danneggiata).

Si possono distinguere diverse tipologie di danneggiamento a seconda del materiale che viene utilizzato nella realizzazione di una struttura civile. Consideriamo ad esempio i principali danneggiamenti nelle strutture in calcestruzzo armato, in acciaio, in muratura.

1.1.1. Danneggiamenti nelle strutture in calcestruzzo armato

Le strutture in cemento armato sono suscettibili a diversi tipi di danneggiamento nel corso del tempo a causa di vari fattori ambientali, carichi applicati e processi di degrado. Alcuni dei principali tipi di danneggiamento che possono verificarsi in strutture in cemento armato includono:

Distacco del copriferro: Il distacco del copriferro si riferisce ad una situazione in cui il rivestimento superficiale in calcestruzzo si separa dalla superficie dell'armatura in una struttura in cemento armato; questo fenomeno può essere causato da diversi fattori quali la corrosione dell'armatura, l'espansione termica nel calcestruzzo e nell'armatura, le fessurazioni del calcestruzzo che possono creare punti deboli nel

copriferro, carichi eccessivi, deformazioni strutturali. Il distacco del copriferro è un problema serio poiché compromette la protezione dell'armatura dall'ambiente circostante e può accelerare la corrosione dell'armatura. Questo a sua volta può ridurre la capacità portante e la durabilità della struttura. Il monitoraggio regolare delle condizioni delle strutture in cemento armato è essenziale per individuare tempestivamente segni di distacco del copriferro o altri danni, consentendo l'adozione di misure correttive adeguate a preservare l'integrità strutturale.

Corrosione dell'armatura: La corrosione dell'armatura è uno dei problemi più gravi e diffusi nelle strutture in cemento armato ed è causata dalla reazione chimica tra l'acciaio dell'armatura e l'ambiente circostante. Questo processo di deterioramento può causare danni significativi alla struttura nel corso del tempo. Ecco come avviene la corrosione dell'armatura:

- *Formazione dell'ossido di ferro (ruggine):* L'acqua e l'ossigeno presenti nell'ambiente reagiscono con il ferro dell'armatura per formare l'ossido di ferro, comunemente noto come ruggine. Questa reazione è accelerata da agenti aggressivi come il cloruro di sodio (sale) o ioni solfato presenti nell'acqua o nell'ambiente circostante.
- *Espansione del volume:* L'ossido di ferro è voluminoso rispetto al ferro non corroso. Quando la ruggine si forma sull'armatura, essa occupa uno spazio maggiore rispetto all'acciaio originale, causando un aumento di volume. Questo aumento di volume esercita pressione sul calcestruzzo circostante, causando spaccature e microfessurazioni nel calcestruzzo.
- *Esposizione dell'armatura:* A causa delle spaccature causate dalla formazione di ruggine, l'armatura può essere esposta all'ambiente esterno, consentendo a ulteriori agenti aggressivi di penetrare e accelerare il processo di corrosione.
- *Progressione della corrosione:* Una volta che il processo di corrosione inizia, può progredire rapidamente. La ruggine che si forma sulla superficie dell'armatura

continua a crescere e a esercitare pressione sul calcestruzzo circostante, causando ulteriori danni.

Gli effetti della corrosione dell'armatura includono la riduzione della sezione trasversale dell'armatura e la conseguente perdita di capacità portante; la perdita di adesione tra l'armatura e il calcestruzzo; la debolezza strutturale, la ridotta sezione trasversale dell'armatura e il deterioramento del calcestruzzo indeboliscono la struttura nel suo complesso, aumentando il rischio di cedimenti strutturali.

Per prevenire la corrosione dell'armatura, sono adottate diverse misure preventive, tra cui l'uso di calcestruzzo resistente agli agenti aggressivi, l'impiego di rivestimenti protettivi, la progettazione di dettagli strutturali che minimizzano l'accumulo di umidità e l'implementazione di un buon sistema di drenaggio. Il monitoraggio regolare e il mantenimento adeguato sono essenziali per rilevare e affrontare tempestivamente i problemi di corrosione prima che diventino critici.

Carbonatazione: La carbonatazione è un processo chimico che coinvolge la reazione del diossido di carbonio atmosferico (CO_2) con l'idrossido di calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presente nel calcestruzzo delle strutture in cemento armato. Questa reazione forma carbonato di calcio (CaCO_3) e riduce il pH del calcestruzzo. La carbonatazione è uno dei principali processi di degrado che può interessare le strutture in cemento armato e può portare a diversi problemi nel tempo.

Ecco come si svolge il processo di carbonatazione:

- *Reazione con il diossido di carbonio:* Il diossido di carbonio (CO_2) presente nell'aria reagisce con l'acqua nel calcestruzzo per formare acido carbonico (H_2CO_3). Questo acido degrada l'idrossido di calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presente nella matrice del calcestruzzo, convertendolo in carbonato di calcio (CaCO_3) e acqua.
- *Riduzione del pH:* La formazione di carbonato di calcio comporta una riduzione del pH del calcestruzzo. Questo abbassamento del pH è importante perché il calcestruzzo è alcalino per natura e ha un pH tipicamente elevato (circa 12-

13). Un abbassamento del pH indebolisce la passivazione dell'armatura di acciaio, aumentando la suscettibilità alla corrosione dell'armatura.

- *Debolezza della passivazione dell'armatura:* Nel calcestruzzo armato, l'acciaio è rivestito da uno strato di ossidi che lo protegge dalla corrosione. Questo strato è influenzato dal pH del calcestruzzo circostante. Con l'abbassamento del pH dovuto alla carbonatazione, lo strato di passivazione dell'armatura può indebolirsi, rendendo l'acciaio più suscettibile alla corrosione.
- *Aumento del rischio di corrosione:* L'indebolimento della passivazione dell'armatura causato dalla carbonatazione può portare a un aumento del rischio di corrosione. La corrosione dell'armatura provoca l'espansione della ruggine, che può creare pressione sul calcestruzzo circostante, causando crepe e spaccature.

La carbonatazione è un processo naturale che avviene nel tempo, ma può essere accelerato da vari fattori, come l'esposizione a elevate concentrazioni di CO₂, l'umidità, l'ambiente marino o l'esposizione a sostanze chimiche aggressive. Il monitoraggio regolare dello spessore del copriferro di calcestruzzo e delle condizioni ambientali è importante per valutare il rischio di carbonatazione e adottare misure preventive come la protezione superficiale o la manutenzione.

Fessurazioni: Le fessurazioni sono uno dei problemi più comuni che possono verificarsi nelle strutture in cemento armato. Possono avere diverse cause e possono variare in dimensioni e gravità. Le fessurazioni possono essere causate da diversi fattori quali *carichi eccessivi, ritiro del calcestruzzo, deformazioni termiche, movimenti del terreno, carichi ciclici o dinamici, difetti di progettazione o di costruzione.*

Si distinguono diversi tipi di fessurazioni:

- *Fessure di ritiro:* Sono piccole fessure causate dal ritiro del calcestruzzo durante l'indurimento.
- *Fessure di carico:* Si verificano a causa di carichi eccessivi o stress localizzati.

- *Fessure di fatica*: Si verificano a causa di carichi ciclici o vibrazioni, tipicamente in aree soggette a carichi ripetuti.
- *Fessure termiche*: Si verificano a causa delle variazioni di temperatura e delle conseguenti espansioni e contrazioni termiche.
- *Fessure da flessione*: Si sviluppano in risposta alla flessione o alla deformazione della struttura sotto carico.
- *Fessure da taglio*: Si verificano in punti dove la forza tagliente è predominante, come nei pilastri di supporto.
- *Fessure da restringimento plastico*: Si formano durante la fase di essiccamento del calcestruzzo fresco.

Le fessurazioni possono avere un impatto variabile sulla struttura, a seconda della loro dimensione e posizione. Le fessurazioni piccole potrebbero avere solo un impatto estetico, ma fessure più ampie o profonde potrebbero influenzare l'integrità strutturale, consentire l'ingresso di agenti aggressivi come l'acqua e accelerare la corrosione dell'armatura. È importante monitorare le fessurazioni, valutare la loro gravità e intraprendere le azioni correttive necessarie per prevenire ulteriori danni.

In generale, una progettazione accurata, una costruzione adeguata e un monitoraggio regolare delle strutture possono contribuire a prevenire o gestire le fessurazioni e prolungare la vita utile delle strutture in cemento armato.

Degrado chimico: Il degrado chimico è uno dei fattori principali che può compromettere l'integrità e la durabilità delle strutture in cemento armato. Si riferisce alla degradazione del calcestruzzo e dell'armatura a causa dell'azione di agenti chimici aggressivi presenti nell'ambiente circostante. Questi agenti chimici possono reagire con i componenti del calcestruzzo e dell'armatura, causando danni e riducendo la capacità strutturale nel tempo. Alcuni degli agenti chimici aggressivi che contribuiscono al degrado chimico includono:

Acqua e Umidità: L'acqua può infiltrarsi nel calcestruzzo attraverso fessure o pori e portare a processi di deterioramento come la corrosione dell'armatura e il congelamento e scongelamento.

Cloruri: L'esposizione a cloruri, spesso provenienti da acque saline o dal sale stradale, può causare la corrosione dell'armatura. I cloruri possono penetrare nel calcestruzzo, raggiungere l'armatura e innescare il processo di corrosione.

Solfati: L'esposizione a soluzioni contenenti solfati può portare a reazioni chimiche nel calcestruzzo che causano gonfiore e fessurazioni, noto come espansione da solfati.

Acidi: Agenti acidi presenti nell'ambiente possono attaccare e dissolvere i componenti del calcestruzzo, indebolendo la struttura.

Alcali: Alcuni tipi di aggregati contenenti alcali reattivi possono reagire con gli idrossidi di calcio nel calcestruzzo, causando espansione e fessurazioni.

Inquinanti atmosferici: Gas come l'anidride solforosa e l'ossido di azoto, presenti nell'aria a causa dell'inquinamento, possono reagire con il calcestruzzo causando il cosiddetto "degrado da inquinamento atmosferico".

Agenti chimici industriali: Agenti chimici presenti in ambienti industriali possono causare reazioni chimiche che danneggiano il calcestruzzo e l'armatura.

Dei prodotti di reazione interni al calcestruzzo: Alcune reazioni chimiche all'interno del calcestruzzo possono causare espansione e fessurazioni nel tempo.

La prevenzione e la gestione del degrado chimico richiedono misure di progettazione e costruzione adeguate, come l'uso di calcestruzzo resistente agli agenti chimici, la protezione dell'armatura tramite coperture e rivestimenti, il drenaggio adeguato a prevenire l'accumulo di acqua e la gestione dell'ambiente circostante.

Fatica da carico ciclico: La fatica da carico ciclico è un fenomeno che si verifica quando una struttura viene sottoposta a carichi ripetuti nel tempo, anche se questi carichi possono essere inferiori al carico massimo che la struttura può sopportare in modo statico. Questo tipo di sollecitazione ciclica può portare a danneggiamenti

progressivi e alla rottura della struttura nel corso del tempo. Anche le strutture in cemento armato possono subire fatica da carico ciclico, sebbene il comportamento sia diverso rispetto a materiali come l'acciaio.

La fatica da carico ciclico può essere causata da vari fattori, tra cui carichi ciclici applicati a una struttura, movimenti sismici, vento, traffico veicolare o carichi variabili nel tempo.

Il calcestruzzo non è altrettanto resistente alla fatica come l'acciaio. Durante il carico ciclico, il calcestruzzo può sviluppare microfessurazioni interne che si propagano nel tempo. Queste microfessurazioni indeboliscono gradualmente il calcestruzzo e possono portare a un accumulo di danni.

Anche l'armatura in acciaio all'interno del calcestruzzo può subire fatica da carico ciclico. Le tensioni cicliche nell'armatura possono causare la formazione di microfessurazioni nella matrice di calcestruzzo circostante.

Le deformazioni cicliche cumulative nel calcestruzzo e nell'armatura possono portare a una perdita di resistenza e di rigidità della struttura nel corso del tempo. Ciò può influenzare la capacità portante della struttura e ridurre la sua capacità di assorbire carichi futuri.

È importante monitorare le strutture in cemento armato soggette a carichi ciclici, specialmente quelle che sono esposte a condizioni ambientali aggressive o a eventi sismici. L'ispezione regolare e il monitoraggio strutturale possono aiutare a identificare danni da fatica in fase precoce, consentendo interventi tempestivi per prevenire danni maggiori.

Nella progettazione delle strutture in cemento armato soggette a carichi ciclici, è importante considerare il comportamento del materiale rispetto alla fatica. L'uso di dettagli costruttivi adeguati, di misure per il controllo dell'umidità e della corrosione e di analisi di fatica può contribuire a migliorare la resistenza e la durabilità delle strutture.

Espansione termica: Nelle strutture in cemento armato, l'espansione termica può influenzare la stabilità e l'integrità della struttura in presenza di variazioni di temperatura. Quando una struttura in cemento armato è esposta a un aumento di temperatura, il calcestruzzo e l'armatura all'interno della struttura iniziano ad espandersi. Questo accade perché il calcestruzzo e l'acciaio reagiscono alle variazioni di temperatura espandendosi quando si scaldano e contraendosi quando si raffreddano. Tuttavia, poiché il calcestruzzo e l'acciaio hanno coefficienti di dilatazione termica diversi, le espansioni termiche non saranno perfettamente uguali. L'espansione termica può portare a diverse conseguenze nelle strutture in cemento armato:

- *Vincoli strutturali:* Se una struttura è vincolata in modo rigido da altre parti o da giunti non flessibili, l'espansione termica potrebbe causare tensioni e deformazioni che possono portare a fessurazioni o addirittura a danni strutturali. Giunti di dilatazione o dettagli costruttivi flessibili vengono spesso utilizzati per consentire alla struttura di espandersi e contrarsi senza causare danni.
- *Fessurazioni:* Le variazioni di temperatura possono causare fessurazioni superficiali nel calcestruzzo, specialmente se non ci sono meccanismi per gestire l'espansione termica. Queste fessurazioni non necessariamente rappresentano un pericolo per la stabilità della struttura, ma possono permettere l'ingresso di agenti aggressivi come l'acqua e i cloruri, accelerando il processo di deterioramento.
- *Deformazioni termiche:* Le deformazioni termiche possono portare a movimenti o spostamenti di parti della struttura, che potrebbero influire sulla sua stabilità o sulla funzionalità.
- *Stress nelle giunzioni:* I diversi coefficienti di dilatazione termica del calcestruzzo e dell'armatura possono generare stress nelle giunzioni tra di essi, portando a tensioni interne che possono causare danni nel lungo termine.

Per affrontare l'espansione termica nelle strutture in cemento armato, è importante considerare l'uso di giunti di dilatazione, dettagli costruttivi flessibili e materiali che possano gestire in modo efficace le variazioni di temperatura.

Deformazioni strutturali: Le deformazioni strutturali nelle strutture in cemento armato si verificano quando la struttura subisce cambiamenti nella sua forma o dimensione a causa di vari fattori, come carichi applicati, movimenti del terreno, variazioni termiche e altre influenze ambientali. Queste deformazioni possono avere un impatto significativo sulla stabilità e sull'integrità della struttura nel corso del tempo. Ecco alcune delle principali deformazioni strutturali che possono verificarsi nelle strutture in cemento armato:

- *Deformazioni Elastiche:* Quando una struttura è soggetta a carichi, può subire deformazioni elastiche temporanee. Queste deformazioni si verificano quando il materiale della struttura si deforma in risposta al carico applicato, ma torna alla sua forma originale una volta che il carico viene rimosso. Questo tipo di deformazione è reversibile e non causa danni permanenti.
- *Deformazioni Plastiche:* Se il carico applicato supera una certa soglia, la struttura potrebbe subire deformazioni permanenti o plastiche. In questo caso, il materiale non torna alla sua forma originale dopo la rimozione del carico. Deformazioni plastiche possono verificarsi in aree localizzate o diffondersi su tutta la struttura, a seconda delle condizioni di carico e delle proprietà del materiale.
- *Deformazioni Termiche:* Le variazioni di temperatura possono causare espansione o contrazione termica nel calcestruzzo e nell'armatura. Queste deformazioni termiche possono portare a fessurazioni superficiali o microfessurazioni, specialmente se non vengono gestite adeguatamente.
- *Deformazioni da Ritiro del Calcestruzzo:* Il calcestruzzo tende a restringersi man mano che indurisce e asciuga, causando deformazioni da ritiro. Queste

deformazioni possono portare a fessurazioni superficiali o a spazi vuoti all'interno del calcestruzzo.

- *Deformazioni da Creep del Calcestruzzo*: Il creep è il lento processo di deformazione plastica che si verifica nel calcestruzzo sotto carichi costanti nel tempo. Questo fenomeno può causare deformazioni progressivamente crescenti nel tempo.
- *Deformazioni da Movimenti del Terreno*: Le strutture in cemento armato costruite su terreni instabili o soggetti a movimenti geologici possono subire deformazioni dovute ai movimenti del terreno. Queste deformazioni possono causare fessurazioni, scollamenti e altre forme di danneggiamento.
- *Deformazioni da Carichi Eccentrici*: Carichi applicati in posizioni non centrali rispetto agli elementi strutturali possono causare deformazioni eccentriche, cioè deformazioni che non seguono l'asse di simmetria della struttura.
- *Deformazioni da Vibrazioni o Carichi Dinamici*: Carichi ciclici o vibrazioni costanti possono causare deformazioni dinamiche nella struttura, portando a fatica strutturale nel corso del tempo.

1.1.2. Danneggiamenti nelle strutture in acciaio

Le strutture in acciaio possono subire diversi tipi di danneggiamento nel corso del tempo a causa di vari fattori ambientali, carichi applicati e altre influenze. Alcune delle principali tipologie di danneggiamento nelle strutture in acciaio includono:

Corrosione: La corrosione è uno dei principali problemi per le strutture in acciaio, specialmente in ambienti umidi o corrosivi. L'acciaio può ossidarsi a causa dell'umidità, dell'acqua salata, dei prodotti chimici atmosferici e di altri agenti corrosivi, riducendo la resistenza e l'integrità strutturale. La corrosione dell'acciaio è un processo elettrochimico in cui il metallo reagisce con l'ossigeno atmosferico e l'umidità per formare ossidi di ferro, noti come ruggine. Questo processo indebolisce il materiale e può portare a fessurazioni, perdita di sezione trasversale e riduzione

della capacità portante. L'acciaio è particolarmente vulnerabile alla corrosione in ambienti con elevate concentrazioni di umidità, salinità, agenti chimici corrosivi come i composti di cloro, inquinanti atmosferici e acidi. Ambienti marini, industriali o urbani densamente trafficati sono spesso associati a un rischio più elevato di corrosione. Si possono verificare sia:

- *Corrosione galvanica*: La corrosione galvanica si verifica quando due metalli diversi sono in contatto elettrico e immersi in un ambiente conduttivo, come l'acqua salata. In presenza di umidità, si crea un circuito elettrico in cui un metallo funge da anodo e si corrode preferenzialmente rispetto all'altro metallo, che funge da catodo.
- *Corrosione sotto tensione*: La corrosione sotto tensione si verifica quando una struttura in acciaio è sottoposta a carichi meccanici o tensioni. Questo tipo di corrosione può verificarsi in modo particolare quando il materiale è immerso in un ambiente corrosivo, portando a fessurazioni e cedimenti improvvisi.

È cruciale monitorare attentamente lo stato di corrosione delle strutture in acciaio e adottare misure preventive. Queste misure possono includere l'applicazione di rivestimenti protettivi come la verniciatura o la zincatura a caldo, l'uso di materiali resistenti alla corrosione, il controllo dell'ambiente circostante e l'ispezione regolare per rilevare e affrontare tempestivamente segni di corrosione. Se la corrosione non viene rilevata e affrontata, può portare a riduzione della sezione trasversale dell'acciaio, riduzione della capacità portante e, in casi estremi, a un rischio di collasso strutturale.

Fessurazione da fatica: La fessurazione da fatica si verifica quando il materiale dell'acciaio subisce deformazioni cicliche a causa del carico, portando alla formazione di microfessure che possono propagarsi e portare a cedimenti strutturali, specialmente se non rilevate e gestite adeguatamente. I carichi ciclici inducono tensioni cicliche nell'acciaio. In alcune zone della struttura, queste tensioni possono superare la soglia di resistenza a fatica dell'acciaio, causando la formazione di

microfessure in punti deboli o in aree di stress concentrato. Nel corso dei cicli successivi di carico e scarico, le microfessure tendono a propagarsi gradualmente attraverso il materiale dell'acciaio. Questo processo può essere accelerato da vari fattori, come la geometria della struttura, la presenza di discontinuità o inclusioni, e la qualità del materiale stesso. Con il passare del tempo e il continuo applicarsi di carichi ciclici, le fessure possono crescere in lunghezza e profondità. La crescita delle fessure riduce ulteriormente la capacità dell'acciaio di sopportare carichi, poiché indebolisce la sezione trasversale dell'elemento strutturale. Se il processo di propagazione delle fessure non viene interrotto o gestito, le fessure possono raggiungere una dimensione critica che compromette l'integrità strutturale. Questo può portare al collasso della struttura, specialmente quando vengono applicati carichi elevati. Per gestire il danneggiamento da fessurazione a fatica nelle strutture in acciaio, sono adottate diverse strategie:

- *Analisi strutturale e simulazioni:* È importante eseguire analisi strutturali dettagliate che tengano conto dei carichi ciclici e delle tensioni a cui la struttura sarà sottoposta. Le simulazioni possono aiutare a prevedere le zone critiche di formazione delle fessure e la loro possibile propagazione nel tempo.
- *Disegno e geometria:* La progettazione delle strutture dovrebbe minimizzare le concentrazioni di tensione e le aree di stress elevato. Evitare giunti e dettagli strutturali critici può aiutare a ridurre il rischio di iniziazione delle fessure.
- *Materiali e trattamenti:* L'uso di materiali adatti alle applicazioni cicliche e l'applicazione di trattamenti superficiali o termici possono migliorare la resistenza a fatica dell'acciaio.
- *Ispezioni regolari:* L'ispezione visiva e l'uso di tecniche di monitoraggio strutturale possono aiutare a individuare e monitorare la formazione e la propagazione delle fessure nel tempo.
- *Interruzione delle fessure:* In alcuni casi, è possibile eseguire interventi di riparazione, come la saldatura delle fessure, per prevenire la loro ulteriore crescita.

- *Cambiamenti di carico*: Ridurre o evitare carichi ciclici può contribuire a limitare il danneggiamento da fessurazione a fatica.

Deformazione plastica: Il danneggiamento da deformazione plastica è un tipo di deterioramento che può verificarsi nelle strutture in acciaio quando vengono sottoposte a carichi eccessivi che superano la loro capacità di resistenza. In presenza di carichi elevati, l'acciaio inizia a deformarsi in modo permanente attraverso una deformazione irreversibile dei legami atomici all'interno del materiale. Questo fenomeno può portare a diversi tipi di danneggiamento e comportamenti indesiderati nelle strutture:

- *Deformazione permanente*: L'acciaio subisce una deformazione plastica permanente che non può essere recuperata dopo la rimozione del carico. Questa deformazione può influenzare la geometria e la funzionalità della struttura.
- *Debolezza strutturale*: Dopo aver subito deformazioni plastiche significative, la capacità di carico dell'acciaio indebolisce. Ciò può portare a un abbassamento della resistenza strutturale e compromettere la capacità della struttura di sostenere carichi futuri.
- *Cedimenti localizzati*: In aree critiche, come le giunzioni o i punti deboli, la deformazione plastica può causare cedimenti localizzati, che a loro volta possono influenzare la stabilità dell'intera struttura.
- *Variazioni di forma e distorsioni*: Le deformazioni plastiche possono causare variazioni nella forma originale della struttura e distorsioni indesiderate. Questo può influenzare l'aspetto estetico e la funzionalità della struttura.
- *Distribuzione non uniforme dello sforzo*: Carichi eccessivi possono causare una distribuzione non uniforme degli sforzi nell'acciaio, portando ad aree con tensioni elevate e altre con tensioni inferiori. Questo può influenzare la durata della struttura nel tempo.

Danneggiamento da incendio: L'acciaio può perdere la sua resistenza a temperature elevate durante un incendio. Le alte temperature possono indebolire l'acciaio e ridurre la capacità di portare carichi, aumentando il rischio di collasso. L'acciaio si espande quando viene riscaldato e si contrae quando si raffredda. A temperature elevate, l'acciaio nella struttura subirà una deformazione termica, portando a allungamenti e deformazioni che possono causare il collasso delle parti strutturali o delle connessioni. A temperature elevate, l'acciaio perde gradualmente la sua resistenza meccanica. La temperatura critica a cui l'acciaio inizia a perdere rapidamente la sua resistenza varia in base al tipo di acciaio. A causa della perdita di resistenza a caldo, la capacità portante dell'acciaio diminuisce notevolmente durante un incendio. Ciò può comportare il collasso di parti strutturali o dell'intera struttura. L'acciaio esposto a temperature elevate può subire deformazioni permanenti, specialmente quando è soggetto a carichi. Queste deformazioni permanenti possono influenzare la stabilità e la capacità portante della struttura anche dopo che l'incendio è stato estinto. Se l'acciaio perde abbastanza resistenza a causa dell'incendio, parti della struttura possono collassare. Questo può avere conseguenze gravi sia in termini di perdita di vite umane che di danni materiali. Per prevenire il danneggiamento da incendio nelle strutture in acciaio, vengono adottate diverse strategie:

- *Progettazione resistente al fuoco:* Le strutture in acciaio possono essere progettate per resistere a incendi per un certo periodo di tempo, dando alle persone il tempo di evacuare e ai vigili del fuoco il tempo di intervenire.
- *Isolamento termico:* L'aggiunta di materiali isolanti termici intorno all'acciaio può ritardare il riscaldamento dell'acciaio durante un incendio, rallentando così il processo di perdita di resistenza.
- *Sprinkler e sistemi di spegnimento:* I sistemi di sprinkler e gli altri sistemi di spegnimento possono aiutare a controllare l'incendio e a limitare l'aumento della temperatura nell'ambiente.
- *Raffreddamento:* Durante o dopo l'incendio, l'acciaio può essere raffreddato con acqua per ridurre la temperatura e limitare la perdita di resistenza.

Degrado dei giunti e delle connessioni: Le connessioni tra le parti strutturali possono subire degrado a causa di corrosione, fatica o stress concentrati. I giunti deboli possono influenzare la stabilità dell'intera struttura. Ecco alcuni dei problemi comuni associati al danneggiamento dei giunti e delle connessioni nelle strutture in acciaio:

- *Corrosione:* La corrosione può colpire le connessioni, specialmente quelle esposte all'umidità, all'acqua salata o a sostanze chimiche aggressive. La corrosione può ridurre la resistenza delle connessioni e portare a cedimenti improvvisi.
- *Fessurazione da fatica:* Le connessioni in acciaio sono soggette a carichi ciclici nel tempo. Questi carichi ciclici possono causare la formazione di microfessure all'interno della connessione, che nel tempo possono propagarsi e portare a cedimenti strutturali.
- *Degrado meccanico:* Carichi eccessivi, carichi accidentali o movimenti anomali possono causare danni meccanici alle connessioni, come deformazioni plastiche, piegature o strappi.
- *Stress concentrati:* I giunti e le connessioni possono essere punti critici di stress concentrato a causa della distribuzione non uniforme dei carichi. Questi punti di stress possono causare deformazioni localizzate o fessurazioni.
- *Deformazione plastica:* L'accumulo di deformazioni plastiche nelle connessioni può portare a una riduzione della resistenza e della capacità portante, aumentando il rischio di cedimenti.
- *Danneggiamento da incendio:* Le alte temperature generate da un incendio possono indebolire le connessioni in acciaio, causando deformazioni e perdita di resistenza.
- *Degrado dovuto a cambiamenti termici:* Variazioni di temperatura possono causare espansione e contrazione termica nelle connessioni, portando a tensioni eccessive che possono danneggiare il materiale e ridurre la resistenza della connessione nel tempo.

- *Cambiamenti nei carichi e nelle sollecitazioni:* Le connessioni possono essere progettate per sopportare carichi specifici. Cambiamenti nei carichi dovuti a ristrutturazioni, modifiche o sovraccarichi possono danneggiare le connessioni se non gestiti correttamente.
- *Difetti di fabbricazione:* Errori nella progettazione o nell'installazione delle connessioni possono causare punti deboli o zone suscettibili al danneggiamento.

1.1.3. Danneggiamenti nelle strutture in muratura

Le strutture in muratura sono soggette a diversi tipi di danneggiamento nel corso del tempo a causa di vari fattori, tra cui carichi strutturali, agenti atmosferici, movimenti del terreno e invecchiamento dei materiali. Alcune delle principali tipologie di danneggiamento nelle strutture in muratura includono:

Fessurazioni: Le fessurazioni sono uno dei problemi più comuni che possono verificarsi nelle strutture in muratura. Possono avere diverse cause e forme, e la loro presenza può variare dalla semplice questione estetica a problemi strutturali più gravi. Le principali cause delle fessurazioni sono:

- *Ritiro dei materiali:* Durante l'indurimento, i materiali come il cemento e la malta possono subire il ritiro, cioè la contrazione causata dalla perdita di umidità. Questo può portare alla formazione di piccole fessure superficiali.
- *Movimenti del terreno:* Le variazioni nel terreno sottostante possono causare movimenti della fondazione o delle pareti, portando alla formazione di fessure. Questo può essere causato da terremoti, subsidenza del suolo o cambiamenti stagionali.

- *Carichi strutturali*: L'applicazione di carichi statici o dinamici sulla struttura può causare deformazioni e fessurazioni, specialmente se la struttura non è progettata o costruita adeguatamente per sopportare tali carichi.
- *Variazioni termiche*: Le escursioni termiche, cioè le variazioni di temperatura, possono causare espansione e contrazione dei materiali, portando alla formazione di fessurazioni
- *Infiltrazioni d'acqua*: L'acqua che penetra nelle murature può causare danni ai materiali, come il gonfiore e la corrosione delle armature, causando fessurazioni.
- *Insufficiente giunzione sismica*: In aree sismiche, l'assenza di giunti di dilatazione adeguati o di rinforzi sismici può portare alla formazione di fessure in seguito a scosse sismiche.

Esistono diverse tipologie di fessurazioni:

- *Fessurazioni superficiali*: Queste sono fessure sottili che si verificano generalmente sulla superficie dell'intonaco o del rivestimento. Possono essere causate da ritiro dei materiali, movimenti minori o variazioni termiche.
- *Fessurazioni orizzontali o verticali*: Le fessure possono svilupparsi in direzione orizzontale o verticale lungo le pareti. La loro direzione può indicare la causa sottostante, ad esempio fessurazioni orizzontali potrebbero essere legate a carichi eccessivi o movimenti del terreno.
- *Fessurazioni a forma di X*: Queste fessurazioni si verificano spesso nelle angolazioni dei muri. Sono spesso indicative di torsioni o movimenti differenziali nella struttura.
- *Fessurazioni a raggiera*: Queste fessurazioni si sviluppano a partire da un punto centrale e si irradiano verso l'esterno. Possono essere causate da carichi concentrati o movimenti strutturali.
- *Fessurazioni a gradino*: Queste fessurazioni sono caratterizzate da uno scalino o una discontinuità nella fessura stessa. Possono essere legate a movimenti differenziali o deformazioni nella struttura.

Degrado del materiale: Il degrado del materiale nelle strutture in muratura si verifica quando i materiali utilizzati nella costruzione subiscono alterazioni fisiche, chimiche o meccaniche che ne compromettono la resistenza, la durabilità e l'integrità. Questo processo può essere causato da vari fattori, tra cui esposizione agli agenti atmosferici, cicli termici, movimenti strutturali e invecchiamento naturale. Ecco alcune delle principali forme di degrado del materiale nelle strutture in muratura:

- *Erosione e Deterioramento della Superficie:* L'esposizione ai venti, alla pioggia, alla neve e all'umidità può causare l'erosione delle superfici delle murature. Questo può portare al distacco degli strati superficiali dei mattoni o del rivestimento, esponendo il materiale sottostante ai fattori atmosferici e accelerando il processo di degrado.
- *Efflorescenza:* L'efflorescenza è il fenomeno in cui sali minerali presenti nei materiali di costruzione migrano verso la superficie e si cristallizzano a causa dell'evaporazione dell'acqua. Questo può creare macchie bianche o scaglie sulla superficie delle murature, danneggiando l'aspetto estetico e compromettendo la struttura interna.
- *Corrosione delle Armature Metalliche:* Nelle strutture in muratura rinforzate con armature metalliche, la penetrazione di acqua o umidità può causare la corrosione delle armature. La ruggine delle armature può causare un aumento di volume, provocando fessurazioni e spaccature nella muratura circostante.
- *Degrado Chimico:* Agenti atmosferici come l'inquinamento atmosferico, gli acidi presenti nell'aria e altri composti chimici possono reagire con i materiali di costruzione, causando degrado chimico. Questo può portare alla perdita di resistenza, alla disgregazione e alla deformazione dei materiali.
- *Cristallizzazione di Sale:* L'acqua contenente sali minerali può penetrare nei pori della muratura e, quando evapora, i sali si cristallizzano all'interno dei pori. Questa cristallizzazione può causare la distruzione dei pori, portando al distacco e alla frantumazione dei materiali.

- *Ritiro e Gonfiore*: Alcuni tipi di materiali da costruzione, come malta o mattoni, possono subire cambiamenti di volume a causa delle variazioni di umidità. Questi cambiamenti possono portare a fessurazioni, deformazioni e danni strutturali.
- *Biodegradazione*: La crescita di muffe, funghi e licheni sulla superficie delle murature può causare danni estetici e, in alcuni casi, accelerare il degrado dei materiali.
- *Invecchiamento Naturale*: Nel corso del tempo, i materiali subiscono naturalmente processi di invecchiamento che possono causare perdita di resistenza, rigidità e integrità generale.

Distacco delle superfici: Il distacco delle superfici è un tipo di danneggiamento che può verificarsi nelle strutture in muratura quando parti del rivestimento, intonaco o finitura si separano dalla superficie sottostante. Questo problema può essere causato da vari fattori e può avere diverse implicazioni sulla stabilità, sull'estetica e sulla durata della struttura. Le cause del distacco delle superfici sono da attribuire a diversi fattori:

- *Scarsa adesione*: Se l'intonaco o il rivestimento non sono stati applicati correttamente o se le tecniche di applicazione non sono appropriate potrebbe verificarsi una scarsa adesione tra il rivestimento e la superficie sottostante.
- *Variazioni termiche*: Le variazioni di temperatura possono causare espansione e contrazione dei materiali, creando tensioni tra il rivestimento e la struttura sottostante, che a lungo termine possono causare distacco.
- *Movimenti strutturali*: Deformazioni o movimenti strutturali, ad esempio a causa di cedimenti differenziali, terremoti o cambiamenti nella fondazione, possono causare tensioni che portano al distacco delle superfici.
- *Umidità e infiltrazioni d'acqua*: L'umidità può indebolire i leganti tra i materiali del rivestimento e della superficie sottostante, facilitando il distacco. Le infiltrazioni d'acqua possono portare al gonfiore e al deterioramento dei materiali.

Questo distacco delle superfici può avere le seguenti conseguenze:

- *Problemi estetici*: Il distacco delle superfici può danneggiare l'aspetto estetico della struttura, creando un impatto negativo sull'aspetto generale dell'edificio.
- *Esposizione alla corrosione*: Se il rivestimento o l'intonaco proteggeva le armature metalliche sottostanti, il distacco può esporre le armature alla corrosione atmosferica, compromettendo la stabilità a lungo termine.
- *Degrado strutturale*: Il distacco delle superfici può portare all'esposizione diretta della muratura ai fattori ambientali, accelerando il processo di deterioramento e riducendo la durata della struttura.
- *Perdita di isolamento termico ed acustico*: Se il rivestimento aveva funzioni di isolamento termico o acustico, il distacco può compromettere queste proprietà.
- *Pericolo per la sicurezza*: Il distacco delle superfici può comportare il rischio di caduta di pezzi di intonaco o rivestimento, creando potenziali pericoli per la sicurezza delle persone e dei beni circostanti.

Settling o cedimento: Il cedimento nelle strutture in muratura si riferisce a un processo in cui la struttura subisce un abbassamento o una deformazione permanente a causa di varie ragioni. Questo fenomeno può avere diversi fattori scatenanti e può portare a danni significativi e problemi di stabilità. Il cedimento può essere causato da vari fattori, tra cui:

- *Movimenti del terreno*: I cambiamenti nel terreno circostante, come cedimenti differenziali o subsidenza, possono influenzare il cedimento delle fondamenta e, di conseguenza, portare al cedimento della struttura in muratura.
- *Carichi eccessivi*: Sovraccarichi o applicazione errata di carichi sulla struttura possono portare a fessurazioni e deformazioni, che nel tempo possono causare cedimenti.

- *Cedimenti delle fondazioni:* Fondamenta inadeguate, fondamenta colpite dall'erosione o processi di consolidamento possono causare cedimenti localizzati o diffusi.
- *Degrado dei materiali:* La degradazione dei materiali da costruzione, come mattoni, malta o leganti, può influenzare la capacità di carico e la stabilità generale della struttura.

Azioni sismiche: Le azioni sismiche rappresentano uno dei fattori più critici che possono influenzare le strutture in muratura. Queste strutture sono particolarmente vulnerabili agli effetti dei terremoti a causa delle loro caratteristiche intrinseche, come la rigidità, la fragilità e la mancanza di duttilità. Durante un terremoto, le forze sismiche possono provocare una serie di comportamenti e danneggiamenti nelle strutture in muratura. Una delle principali sfide per le strutture in muratura è la loro risposta rigida agli sforzi sismici. A differenza delle strutture in acciaio o cemento armato che possono deformarsi e assorbire energia durante un terremoto, le strutture in muratura tendono a essere più rigide e non possono dissipare facilmente l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche. Questo può portare a concentrazioni di tensioni e deformazioni localizzate che aumentano il rischio di fessurazioni e crolli. L'instabilità globale della struttura è un'altra preoccupazione. Durante un terremoto, le strutture in muratura possono subire crolli parziali o totali, specialmente se non sono state progettate o costruite adeguatamente per resistere alle forze sismiche. La progettazione e la costruzione di nuove strutture in muratura dovrebbero tener conto degli aspetti sismici fin dalle prime fasi, con l'obiettivo di aumentare la loro capacità di assorbire e dissipare l'energia sismica in modo sicuro. La conservazione e il restauro di strutture in muratura esistenti richiedono un'attenzione particolare all'analisi delle vulnerabilità sismiche e all'implementazione di misure correttive appropriate.

1.2. Classificazione del rischio

La classificazione del rischio si inquadra in un approccio generale multilivello che dal semplice censimento delle opere d'arte da analizzare arriva alla determinazione di una classe di attenzione sulla base della quale si perverrà, nei casi previsti dalla metodologia stessa, alla verifica di sicurezza. Gli esiti della classificazione e della verifica costituiscono utili informazioni per una eventuale successiva valutazione dell'impatto trasportistico mediante un'analisi della resilienza della rete.

L'impiego di un approccio multilivello per la gestione dei ponti esistenti è giustificato dal numero di infrastrutture presenti sul territorio italiano. La complessità e, quindi, l'onerosità delle ispezioni, delle indagini, dei controlli, dei monitoraggi e delle verifiche da effettuare, è calibrata valutando di volta in volta, seppur in modo approssimato e qualitativo, l'effettiva necessità e urgenza in funzione dello stato attuale dell'opera, pervenendo ad un metodo, omogeneo ed uniforme al variare delle tipologie di infrastrutture, di valutazione della classe di attenzione.

L'approccio si sviluppa su 6 livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti.

Il **Livello 0** prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile.

Il **Livello 1**, esteso alle opere censite a Livello 0, prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geomorfologiche ed idrauliche dell'area, tese a individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere, nonché potenziali condizioni di rischio associate a eventi franosi o ad azioni idrodinamiche.

Il **Livello 2** consente di giungere alla classe di attenzione di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. In funzione di tale classificazione, si procede quindi con uno dei livelli successivi.

Il **Livello 3** prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni

eseguite al Livello 1, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di Livello 4.

Il **Livello 4** prevede l'esecuzione di valutazioni accurate sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti.

Il **Livello 5**, non trattato esplicitamente nelle presenti Linee Guida, si applica ai ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete, opportunamente individuati. Per tali opere è utile svolgere analisi più sofisticate quali quelle di resilienza del ramo della rete stradale e/o del sistema di trasporto di cui lo stesso è parte, valutando la rilevanza trasportistica, analizzando l'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socioeconomico in cui esso è inserito.

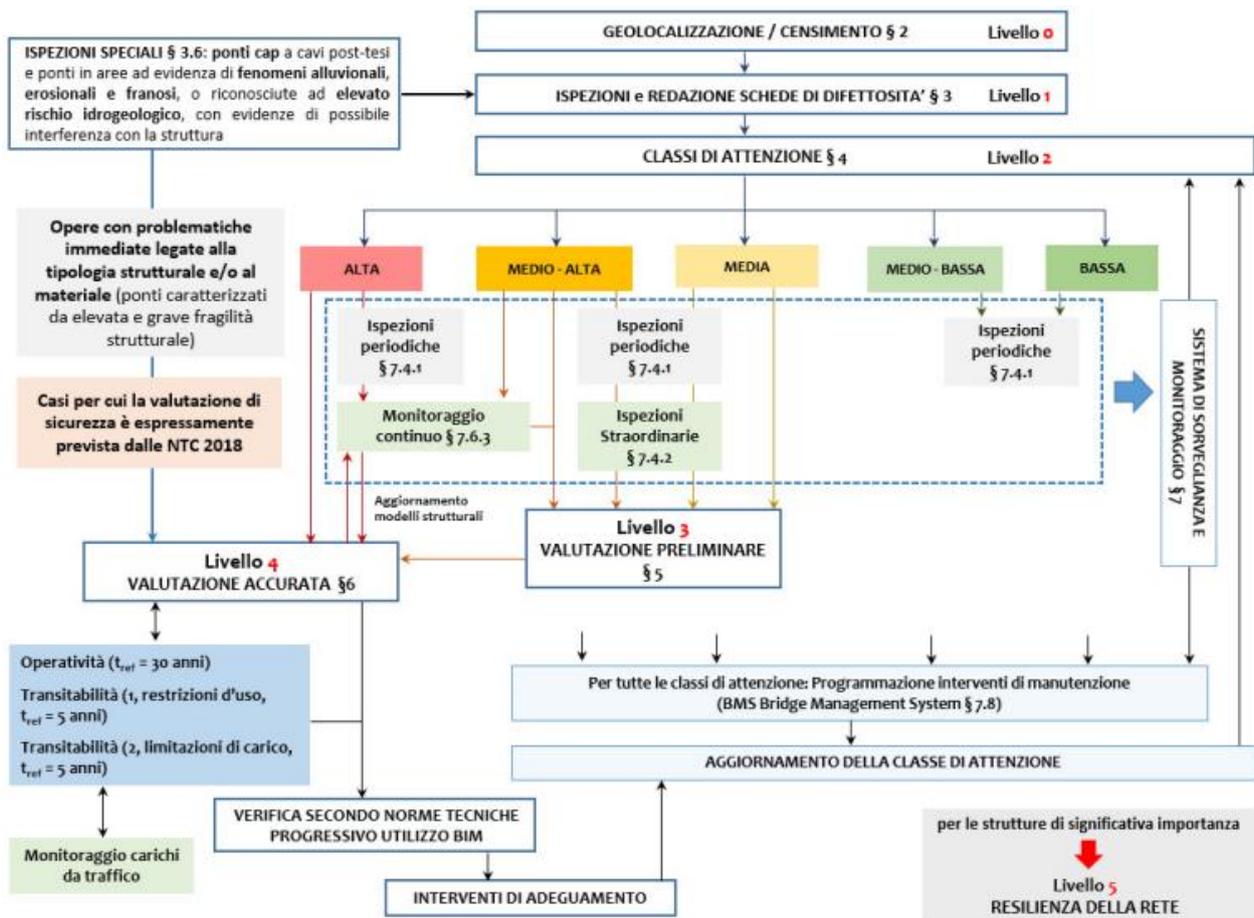


Figura 1. Tabella per la valutazione e classificazione del rischio

Il fulcro centrale dell'approccio, sui cui risultati si basano le valutazioni successive, è il Livello 2, ossia la definizione delle classi di attenzione. Come esposto nel seguito, essa consiste nel determinare, per ogni ponte, una Classe di Attenzione (CdA), funzione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, e classificata in alta, medio-alta, media, medio-bassa e bassa. Ad ogni classe di attenzione corrispondono determinate conseguenti azioni, in termini di indagini/monitoraggio/verifiche. In particolare:

Per i ponti con classe di attenzione **Alta** è opportuno l'immediato avvio di valutazioni più accurate, sia in termini di valutazioni di sicurezza sia di approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche e/o strutturali, laddove necessario. L'esecuzione di valutazioni accurate dà la possibilità di implementare un modello della struttura la cui affidabilità e accuratezza dipende dal livello di conoscenza raggiunto. Per i ponti di Classe di Attenzione Alta è prevista l'esecuzione delle ispezioni periodiche e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo.

Per i ponti con classe di attenzione **Medio-Alta** è previsto l'impiego di valutazioni preliminari di Livello 3 e l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo. L'ente proprietario e/o gestore verifica, caso per caso, la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4, sulla base della tipologia e qualità dei difetti riscontrati e dei risultati delle analisi preliminari di Livello 3. I risultati delle ispezioni e del monitoraggio periodico o continuo possono consentire la valutazione dello stato della costruzione mediante osservazione sperimentale del suo comportamento nella sua evoluzione temporale, in modo da ampliare le informazioni ricavate dalle ispezioni visive con dati più accurati relativi all'effettivo progredire dei fenomeni di degrado. Ispezioni e monitoraggio sono quindi di ausilio alle valutazioni preliminari di Livello 3 e comunque, laddove ispezioni periodiche o straordinarie e monitoraggio strumentale evidenzino fenomeni evolutivi e problematiche rilevanti non precedentemente colte

dalle ispezioni iniziali, occorre proseguire con l'esecuzione delle analisi accurate previste dal Livello 4 (riclassificando il ponte in CdA Alta), sviluppando un modello completo dell'opera in continuo aggiornamento sulla base dei risultati del monitoraggio stesso.

Per ponti con CdA **Media** occorre eseguire valutazioni preliminari di Livello 3, così come descritto per la CdA Medio-Alta, ed ispezioni periodiche ordinarie. Ove si rendesse necessario nel caso, sulla base delle ispezioni periodiche ordinarie, siano stati rilevati fenomeni di degrado in rapida evoluzione, è necessario eseguire anche ispezioni periodiche straordinarie. L'ente proprietario e/o gestore verifica quindi, caso per caso, sulla base delle valutazioni di Livello 3, se sia necessario installare sistemi di monitoraggio periodico o continuo (riclassificando il ponte in CdA Medio-Alta) e/o se eseguire valutazioni accurate di sicurezza di Livello 4 (riclassificando il ponte in CdA Alta).

Per i ponti in CdA **Medio-Bassa** non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche frequenti (si veda al proposito la parte ad esso dedicata nelle presenti linee guida).

Per i ponti in CdA **Bassa** non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche (si veda al proposito la parte ad esso dedicata nelle presenti linee guida).

In generale, per quanto riguarda strutture come i ponti, è possibile tabellare i rischi e le incertezze in base alla loro rilevanza, così da avere un'idea a quali elementi strutturali porre maggiore attenzione quando si effettuano indagini di monitoraggio.

Table 11.1 Typical risks and uncertainties associated with different bridge types

Risk/uncertainty	Concrete beam	Steel beam	Concrete cantilever	Arch	Cable-stayed	Suspended
Correspondence between finite element model and real behaviour	**	**	**	**	*	*
Dynamic strain due to traffic, wind, earthquake, explosion, etc.		***		*	***	***
Creep, relaxation of pre-stress	***		***	*		
Change in cable forces					**	**
Correspondence between calculated vibration modes and real behaviour	*	*	*	*	*	*
Non-working bearings and expansion joints	**	**	**		**	*
Cracking of concrete or steel	*	*	*	*	*	*
Temperature changes and temperature gradients in load bearing elements	***	***	***	***	***	***
Differential settlement between piers or foundations	*	*	**	**		
Change in water table or pore water pressure around foundations	*	*	*	*	*	*
Stability of slopes around foundations and abutments	*	*	*	*		
Change in the concrete chemical environment: carbonation, alkali-silica reaction, chlorine penetration	***	*	***	**	**	**
Environmental conditions				*	***	***
Traffic and overloads	*	*	*	*		
Construction schedule and specific actions	**	**	**	**	**	**

Legend: * = sometimes relevant; ** = usually relevant; *** = always relevant

Figura 2. Tabella dei rischi legati alle diverse tipologie di ponte

2. Structural Health Monitoring

Le strutture civili subiscono deterioramento nel tempo, dovuta a diverse cause: collasso dovuto a carichi ciclici, effetti dovuti a fattori ambientali, eventi estremi come terremoti, uragani, inondazioni. È quindi necessario individuare un sistema di monitoraggio delle strutture in modo da prevenire eventuali collassi. Si introduce pertanto il sistema di *Structural Health Monitoring* (SHM).

L'obiettivo principale dello SHM è quello di garantire dati quantitativi e affidabili sulle reali condizioni di un ponte, osservando la sua evoluzione e lo sviluppo di deterioramenti. Questo può essere effettuato mediante l'installazione di un certo numero di sensori atti a misurare in maniera continua parametri relativi alle condizioni strutturali e alle condizioni ambientali. Attraverso questi parametri sarà allora possibile ottenere un'immagine in tempo reale dell'evoluzione della struttura. SHM è un nuovo strumento di gestione e visualizzazione di dati ma richiede un approccio rigoroso.

In strutture come i ponti è difficile prevedere l'evoluzione nel tempo a causa di alcune incertezze che si vengono a sviluppare sin dalle prime fasi di costruzione, questo è dovuto al fatto che la realizzazione non sarà mai perfettamente uguale al progetto di partenza. Altre incertezze sul comportamento di una struttura dipendono anche dalle azioni che agiscono su di essa nel corso della sua vita. La somma di tutte queste incertezze è la cosa che più richiede impegno da parte degli ingegneri a progettare opere di manutenzione. Progettare la manutenzione basandosi su quanto si può ottenere da indagini superficiali potrebbe condurre a enormi errori. Anche regolari ispezioni della struttura non consentono una corretta valutazione dello stato della struttura. Per questo motivo si stanno sviluppando i sistemi di SHM, che consentono di ottenere informazioni in tempo reale sulle condizioni della struttura, osservando la sua evoluzione e rilevando degradazione. Questo può essere effettuato posizionato

un determinato numero di sensori atti a rilevare parametri strutturali e ambientali. Questo metodo di monitoraggio permette di pianificare una manutenzione in maniera più efficiente rispetto alle tradizionali ispezioni che venivano fatte in passato.

2.1. Definizione dello Structural Health Monitoring

Lo SHM è un metodo non distruttivo che utilizza dei sensori, in situ, che sono attaccati alla struttura in modo tale da valutarne la risposta strutturale e le caratteristiche; così facendo è possibile stimare la severità del danno/danneggiamento e si possono valutare le conseguenze sulla struttura in termini di capacità, risposta e funzionalità. I vari dati vengono raccolti, analizzati e immagazzinati per future analisi.

SHM può anche includere l'utilizzo di diversi dispositivi, tecniche e sistemi che sono progettati in modo da essere non distruttivi (NDT). C'è una differenza però dai test non distruttivi e lo SHM: NDT fanno riferimento a test che vengono effettuati una volta e che permettono di valutare le condizioni del materiale in un determinato punto della struttura. SHM invece è una tecnica che permette di valutare le condizioni in diversi punti della struttura (i punti più importanti) considerando diverse tipologie di carico, per questo si installeranno dei sensori in maniera permanente sulla struttura. Inoltre, SHM non è la sola acquisizione dati, ma comprende anche il processo di interrogazione di questi dati per quantificare l'entità del danno e l'identificazione di alcuni aspetti come la capacità della struttura o la sua vita rimanente. I sensori che vengono installati permettono un monitoraggio di lungo periodo. I seguenti fattori hanno influito sul rapido sviluppo delle tecnologie di SHM:

- Lo sviluppo della tecnologia dei sensori;
- Lo sviluppo delle tecnologie di comunicazione, soprattutto tecnologie wireless;
- Lo sviluppo di potenti sistemi di trasmissione, collezione e archiviazione dati;
- Lo sviluppo di tecnologie per il processamento dati, che includono i modelli di individuazione del danno e gli algoritmi.

L'obiettivo principale dello SHM è quello di garantire dati quantitativi e affidabili sulle reali condizioni di un ponte, osservando la sua evoluzione e lo sviluppo di deterioramenti.

In strutture come i ponti è difficile prevedere l'evoluzione nel tempo a causa di alcune incertezze che si vengono a sviluppare sin dalle prime fasi di costruzione, questo è dovuto al fatto che la realizzazione non sarà mai perfettamente uguale al progetto di partenza. Altre incertezze sul comportamento di una struttura dipendono anche dalle azioni che agiscono su di essa nel corso della sua vita. La somma di tutte queste incertezze è la cosa che più richiede impegno da parte degli ingegneri a progettare opere di manutenzione. Progettare la manutenzione basandosi su quanto si può ottenere da indagini superficiali potrebbe condurre a enormi errori. Anche regolari ispezioni della struttura non consentono una corretta valutazione dello stato della struttura. Per questo motivo si stanno sviluppando i sistemi di SHM, che consentono di ottenere informazioni in tempo reale sulle condizioni della struttura, osservando la sua evoluzione e rilevando degradazione.

Il corretto modo di progettare un sistema di SHM prevede sette step:

- 1- *Identificare quali strutture necessitano il monitoraggio:* è necessario individuare quali strutture possano beneficiare da questo sistema.
- 2- *Analisi dei rischi:* l'ingegnere ha il compito di capire quali sono i rischi cui la struttura è soggetta e la loro probabilità, questa fase permette di individuare una lista di possibili eventi e degradazioni che potrebbero affliggere la struttura.
- 3- *Risposta alla degradazione:* dopo aver identificato i diversi rischi bisogna pensare alle cause che questi possono comportare. L'output di questa fase sarà pertanto una lista di risposte che hanno bisogno di essere individuate e misurate.
- 4- *Progettare il sistema SHM e selezionare i sensori appropriati:* una volta note le risposte della struttura è allora possibile selezionare i sensori più appropriati; in questa fase è anche necessario identificare la durata del sistema SHM.

- 5- *Installazione e calibrazione*: si installano tutti i sistemi di controllo.
- 6- *Acquisizione e gestione dati*: è la parte del processo che raccoglie i dati, li trasmette e li gestisce.
- 7- *Verifica dei dati*: si identificano le migliori strategie di intervento a seguito di tutti i dati raccolti.

2.2. Classificazione dello Structural Health Monitoring

I sistemi di SHM possono essere classificati come segue (Bisby 2006):

- ***Livello I, rilevamento del danno***: a questo livello il sistema di SHM è capace di individuare il danno nella struttura, ma non fornisce alcuna informazione sulla natura di esso, sulla sua posizione o sulla severità.
- ***Livello II, localizzazione del danno***: a questo livello è possibile individuare la posizione del danneggiamento.
- ***Livello III, classificazione del danno***: a questo livello è possibile individuare il danno e quantificare il danneggiamento.
- ***Livello IV, valutazione del danno***: il sistema è capace di fornire informazioni sulla presenza, posizione e severità del danneggiamento.
- ***Livello V, prognosi del danno***: fornisce informazioni sulla sicurezza della struttura come, ad esempio, una stima della vita rimanente.

In genere per poter effettuare una valutazione di livello 5, è necessario che tutti i livelli pregressi siano noti. I primi due livelli possono in genere essere calcolati usando dei metodi basati sulla risposta dinamica della struttura. Per livelli 4 e 5 si devono utilizzare modelli analitici. SHM offre informazioni utili per ottimizzare il piano della manutenzione. Per poter muoversi nella maniera più economica possibile, è necessario un monitoraggio continuo della struttura. Più il livello è alto, maggiori saranno le informazioni che si ottengono ma anche i costi relativi al sistema.

Ci sono anche altre categorie in cui è possibile classificare i sistemi di SHM:

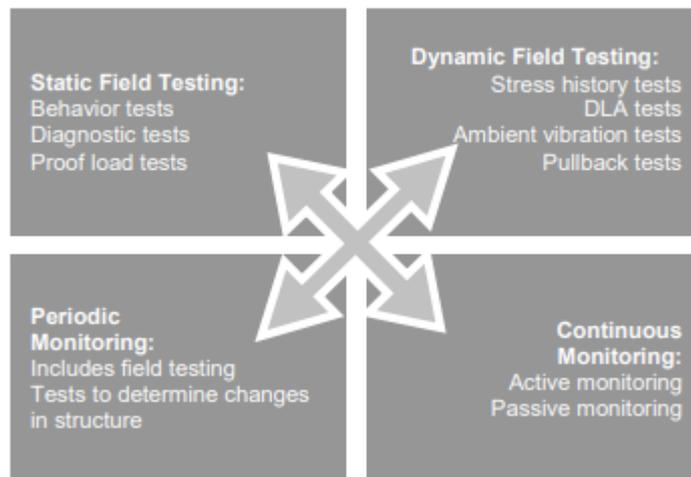


Figura 3. Classificazione del monitoraggio

- 1) **Monitoraggio periodico:** investiga la risposta strutturale in un tempo specificato o in intervalli di tempo. L'analisi dei dati monitorati permette di individuare un danno o un deterioramento, ad esempio è possibile valutare la crescita di una fessura, la risposta della struttura prima e dopo una riparazione, ecc. In questo monitoraggio periodico è possibile avere sensori che sono installati in maniera permanente sulla struttura oppure sensori che vengono installati solo per il periodo di monitoraggio. Il monitoraggio di tipo periodico è solitamente legato ad un **monitoraggio dinamico**, utilizzato per determinare frequenze naturali, forme modali e coefficienti di smorzamento delle strutture. Il modo di vibrare viene dato per ogni frequenza naturale del sistema e corrisponde alla deformata quando la struttura vibra alla frequenza considerata. Il coefficiente di smorzamento indica invece una misura di dissipazione di energia per un dato modo di vibrare. L'eccitazione è data dal vento, da attività sismica, ecc. può anche essere un'eccitazione forzata dall'uomo, ad esempio, con una macchina vibrante.
- 2) **Monitoraggio continuo:** prevede un monitoraggio per un tempo esteso e senza interruzioni. In questo tipo di monitoraggio i dati acquisiti sulla struttura sono sia collezionati in sito (per un successivo trasferimento, analisi, ecc.), sia trasmessi in maniera continua ad una piattaforma in remoto. Quest'ultima

viene utilizzata per un monitoraggio in tempo reale, trasmettendo i dati ad un ufficio dove vengono analizzati i dati da ingegneri. Questo tipo di monitoraggio viene applicato a quelle strutture che sono estremamente importanti o delle quali si hanno dei sospetti sull'integrità della struttura. Il monitoraggio di tipo continuo è invece legato ad un monitoraggio statico, il quale si distingue a sua volta in diverse scale:

- a. *Monitoraggio statico a scala globale*, che verifica il variare dei parametri statici dell'intera struttura nel tempo;
- b. *Monitoraggio statico a scala locale*, che verifica parametri legati ai materiali, come ad esempio l'ampiezza delle fratture e la loro propagazione, la propagazione della corrosione, verifica anche parametri ambientali.
- c. *Monitoraggio statico a scala di elemento*, in cui si selezionano un certo numero di elementi critici di cui si osserva il comportamento globale (es. carico dei cavi da precompressione).

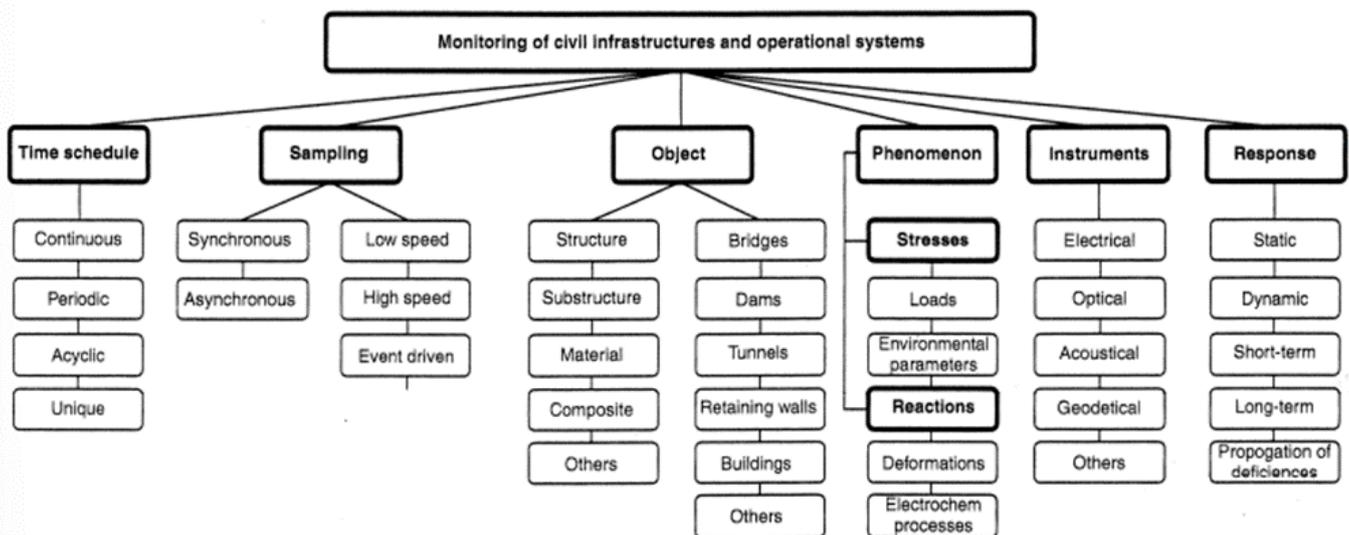


Figura 4. Schema delle principali fasi del monitoraggio

Dalla Figura 4 si evincono le principali componenti del monitoraggio in base a diverse categorie.

Il monitoraggio si può allora classificare in base a:

- *Periodicità*: si possono avere monitoraggi **periodici** (misurazioni manuali ad intervalli predefiniti di tempo), **semi-continui** (misure automatiche ad

intervalli predefiniti di tempo e per un certo periodo), **continui** (misure automatiche in continuo).

- *Oggetti*: si intende la scala per la quale si effettua il monitoraggio. **Scala globale** (si osserva il comportamento della struttura nel suo complesso), **scala locale** (si osserva il comportamento analizzando le proprietà locali dei materiali da costruzione).
- *Parametri*: si possono considerare parametri **meccanici** (tensioni, abbassamento, curvatura, rotazione, deformazioni, ecc.), parametri **fisici** (temperatura dei materiali, umidità, ecc.), parametri **chimici** (pH, cloro, solfati, ecc.), parametri **ambientali** (temperatura dell'aria, umidità, irraggiamento solare, vento, ecc.), parametri dovuti alle **azioni** agenti sulla struttura (carichi veicolari, forze, ecc.).
- *Strumenti*: si possono considerare diversi tipi di monitoraggio in base alla tipologia di sensori che vengono utilizzati sulla struttura, **sensori elettrici**, **sensori a fibra ottica**, **accelerometri**, **sensori acustici**, **sensori geodetici**, ecc.
- *Risposta*: si possono considerare risposte **statiche** (misura di parametri statici), **dinamiche** (misura di parametri dinamici) a breve e lungo periodo.

2.3. Componenti dello Structural Health Monitoring

SHM consiste quindi nel sottoporre la struttura a carichi da traffico attivi o eccitazioni statiche e rilevare il comportamento strutturale mediante l'uso di sensori. È importante dire che il sistema di SHM non si basa soltanto sui sensori che vengono utilizzati, ma è un insieme di componenti che compongono un complesso sistema di monitoraggio. Le componenti principali sono:

- Reti di sensori e di acquisizione dati,
- Trasmissione dei dati,

- Processamento dei dati,
- Archiviazione dei dati processati,
- Analisi diagnostica e prognostica,
- Programmazione di interventi di manutenzione sulla struttura.

Un tipico modello da seguire è quello illustrato in *Figura 5*.

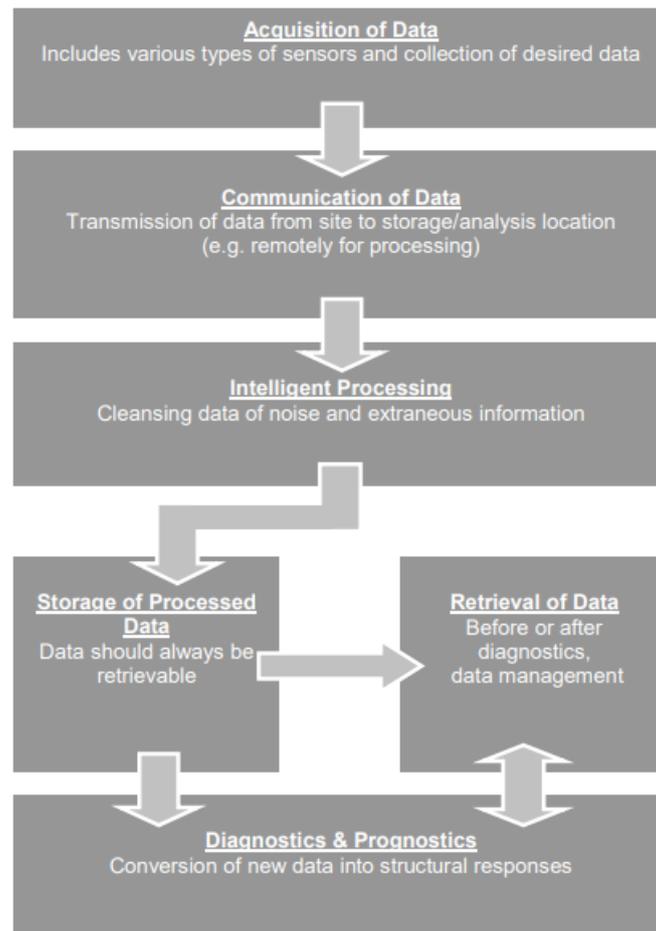


Figura 5. Schema delle componenti di un sistema di Structural Health Monitoring

L'applicazione maggiore dello SHM si ritrova nei ponti, solitamente il processo di monitoraggio dello stato di salute si divide in quattro categorie di lavoro:

- *Osservazione*: collezione, processamento, analisi di tutti i dati osservati dal sistema di sensori.
- *Valutazione*: analisi in tempo reale (o quasi) delle condizioni della struttura monitorata e analisi diagnostica della struttura sotto condizioni di carico normali o eccezionali.

- *Classificazione*: classificazione degli elementi strutturali per pianificare le attività di manutenzione.
- *Gestione*: immagazzinamento di tutte le osservazioni, valutazioni e classifiche.

A seguito di queste quattro lavorazioni, i sistemi di SHM sono composti da quattro sottosistemi:

- *Structural health observation system (SHOS)*: strumentazione che include il sistema di sensori e il software di gestione dati.
- *Structural health evaluation system (SHES)*: sistemi di computazione.
- *Structural health rating system (SHRS)*.
- *Structural health data management system (SHDMS)*.

Se si vuole parlare di strategie e metodi di SHM, bisogna dividere in due gruppi: strategie globali e locali; che utilizzeranno sensori diversi per misurare grandezze diverse.

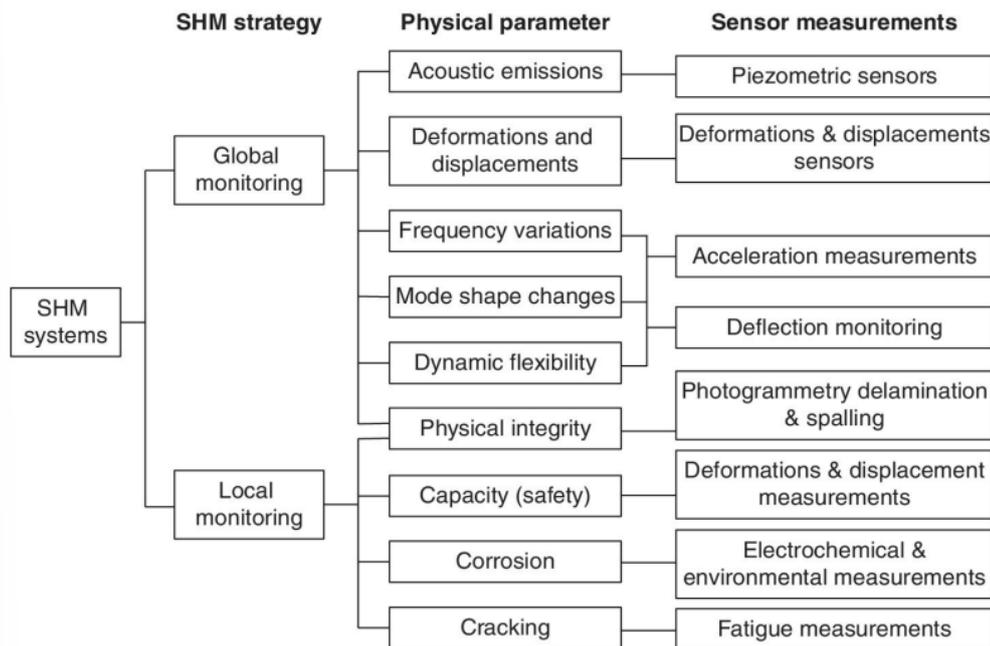


Figura 6. Strategie globali e locali di SHM

Per il monitoraggio globale in genere si utilizzano degli accelerometri per un'appropriata misura della risposta dinamica della struttura soggetta a vibrazioni. I dati che si ricavano (frequenze naturali e forme modali) vengono poi utilizzati per implementare il modello o per identificare danni strutturali. Strategie di monitoraggio

globale vengono di solito utilizzare per strutture a grande scala come i ponti e permettono di captare se è o meno presente un danno nella struttura; una volta che viene individuata la presenza di un danno, si passa all'utilizzo di altre tecniche per capire la sua entità e la sua posizione effettiva.

Metodi locali vengono invece utilizzati per misurare lo stato di tensione in zone di frattura e sono anche utilizzate per identificare con precisione la posizione esatta del danneggiamento.

Tutte queste componenti si basano su conoscenze e accessori fondamentali da integrare al sistema.

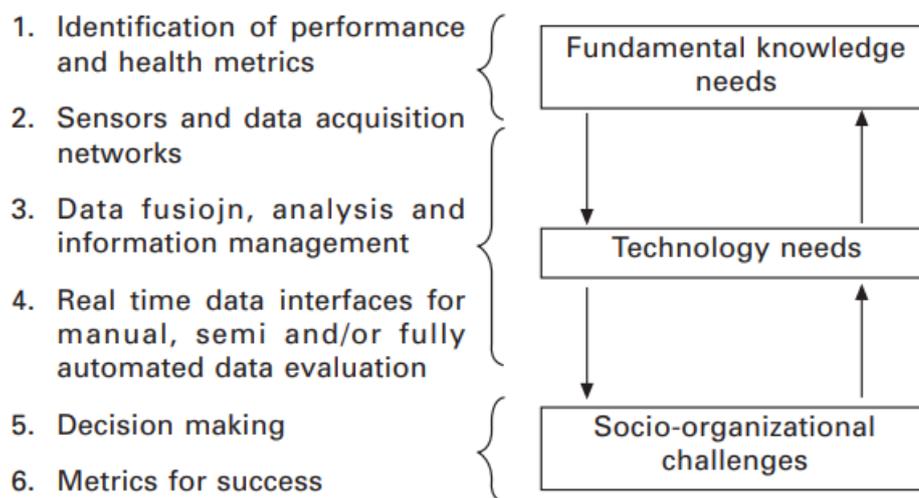


Figura 7. Componenti dello SHM in relazione al lavoro e ai beni necessari per il suo corretto utilizzo

Non è pertanto sufficiente installare dei sensori su una struttura affinché il processo di monitoraggio si svolga correttamente. Bisogna infatti seguire un procedimento ben preciso, che richiede conoscenze pregresse fondamentali per la corretta riuscita del monitoraggio.

È necessario per prima cosa selezionare la tipologia di sensori da utilizzare in modo che essi siano compatibili con la struttura, durabili nel tempo e siano efficaci nella trasmissione dei dati. È necessario posizionare i sensori in maniera corretta in modo tale da poter effettuare un monitoraggio esteso a tutta la struttura. Una volta posizionati i sensori si passa al rilevamento delle varie proprietà (meccaniche, fisiche, chimiche, ambientali, ecc.). I vari parametri che vengono misurati sono forze,

tensioni, deformazioni, rotazioni, vibrazioni, distorsioni e anche parametri ambientali come temperatura, umidità, precipitazioni, velocità del vento, ecc. sia parametri statici che dinamici.

Dopo aver raccolto questi dati è necessaria una fase nella quale si fa un controllo di qualità, di processamento e di archiviazione. Una volta che i dati entrano nel computer, un regime di processamento deve essere applicato in modo tale da rimuovere informazioni non volute o ridondanti. Dopodiché i dati vengono archiviati in un database.

L'ultimo step nel processo di design è quello di sviluppare un criterio per l'interpretazione dei dati e per prendere le decisioni.

È di fondamentale importanza che il sistema di monitoraggio sia programmato come un sistema integrato, dove tutti i dati fluiscono in un singolo database. Sarà pertanto necessario fare in modo che tutti i sensori siano connessi ad un database al quale trasmettere i dati rilevati, tipicamente questo è un PC che può essere installato sia in sito che in remoto.

Per quanto riguarda l'installazione dei sensori e dei sistemi di acquisizione dati è necessario controllare la qualità dei sensori, controllare che le persone che devono installare i sensori siano bene informate sui dispositivi, calibrare i sistemi di acquisizione dati e programmare e testare i software in ufficio.

Durante l'installazione è necessario che i sensori vengano installati secondo il piano di installazione e i disegni forniti dal progettista, è necessario che la procedura di installazione sia descritta in dettaglio in un diario e documentata con fotografie, è necessario che i sensori siano testati, misurati e calibrati e se ci dovesse essere un rischio di danneggiamento, i sensori devono essere marchiati e protetti.

Dopo l'installazione è invece necessario che sia sensori che dispositivi siano connessi a scatole di connessione e che tale sistema di connessione venga testato e verificato. Tutti i componenti e la metodologia dello Structural Health Monitoring possono essere riassunti in *Figura 7*.

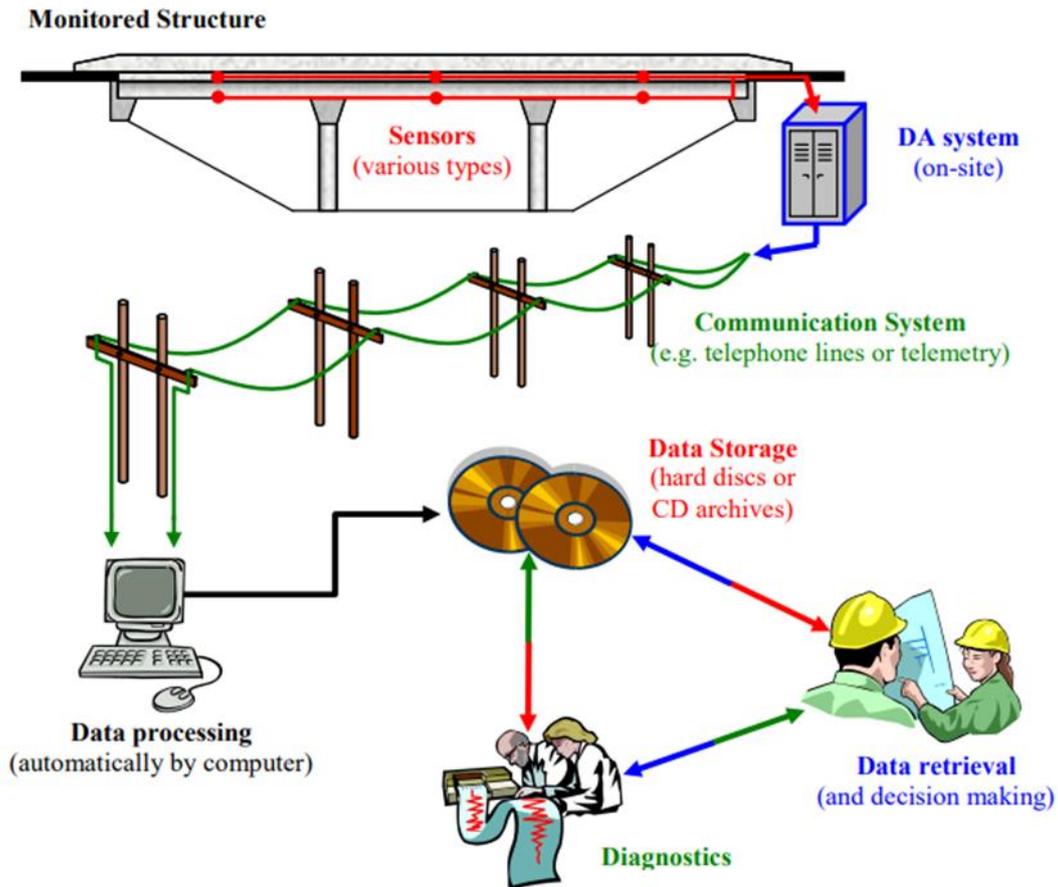


Figura 8. Componenti e metodologia dello SHM

Selezione dei sensori: Anche se i tipi specifici di sensori selezionati dipendono da diversi fattori, la principale peculiarità deve essere quella di misurare i parametri di risposta desiderati come: tensioni, deformazioni, accelerazioni, parametri di carattere ambientale (temperatura, umidità, pressione, ecc.), carichi, ecc.

La tecnologia dei sensori si è molto sviluppata con gli anni ma non tutte le tipologie di sensori sono utilizzabili nel campo dello SHM, per esempio alcuni sensori non sono adatti a monitoraggi di lungo termine a causa del deterioramento nel tempo.

Installazione e posizionamento dei sensori: Grande attenzione deve essere posta nei riguardi dell'installazione dei diversi sensori che devono essere disposti in modo tale da non far cambiare il comportamento della struttura.

Acquisizione dati dai sensori (DAQ): La rete di acquisizione dati serve per collezionare dati grezzi dai diversi sensori. Il sistema di acquisizione dati è il sistema

in sito che permette di acquisire i dati per poterli trasmettere ad un computer in remoto che li analizza. Per questo motivo tutti i sensori devono comunicare con questo DAQ o tramite cavo o via wireless.

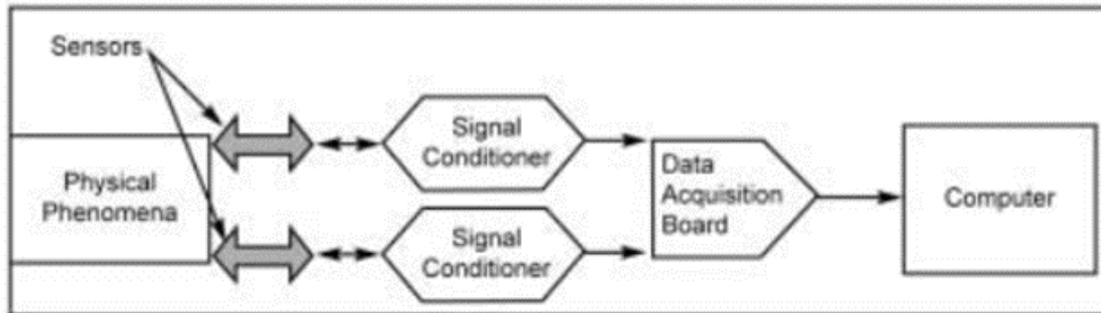


Figura 9. Schema acquisizione dati dai sensori

- Connessioni via cavo sono talvolta soggette a interferenze elettromagnetiche (EMI) che possono portare ad errori nella misurazione; bisogna inoltre avere estrema cura durante il processo di costruzione per evitare che questi cavi siano tagliati o comunque danneggiati.
- Connessioni wireless sono invece necessarie nel caso di grandi strutture dove lunghi cavi potrebbero essere danneggiati o comunque non pratici da utilizzare. Connessioni wireless sono più costose e i dati vengono trasferiti più lentamente.

Comunicazione dei dati: Questa fase si riferisce al processo di trasferimento dati dal sistema DAQ al computer in remoto dove verranno analizzati e processati questi dati.

Analisi e processamento dati: Questa è la fase operativa del processo; i dati vengono processati prima di essere archiviati in un database. Questo processamento è necessario in quanto i dati raccolti dai vari sensori tendono a contenere delle informazioni inutili o anche dei rumori che sono sfavorevoli al processo di SHM.

Un metodo per garantire la qualità dei dati consiste nell'implementare il controllo della qualità a più livelli del segnale. Un'accurata calibrazione iniziale dei sensori e hardware di acquisizione dati seguita da ricalibrazione periodica di questi componenti, sono necessarie.

Archiviazione dei dati processati: I dati processati possono essere successivamente archiviati per un successivo uso nella diagnostica dello stato di salute. I dati possono essere archiviati per un lungo periodo di tempo ed è importante che, una volta recuperati, siano di facile lettura. È importante avere una buona capacità in termini di memoria per l'archiviazione dei dati.

Diagnosi e prognosi: È il passaggio più difficile ma anche il più importante per un efficace SHM.

- La diagnosi prevede un'ulteriore interpretazione dei dati collezionati e processati, prevede l'analisi delle risposte della struttura e prevede di identificare se si è verificato uno dei danni o dei danneggiamenti previsti. Prevede perciò la conversione dei dati dal monitoraggio a informazioni utili sulla risposta e sulla salute della struttura. Questa attività richiede una conoscenza approfondita sul comportamento della struttura e come quel comportamento potrebbe essere affetto da danneggiamento o deterioramento.
- La prognosi prevede il progetto della manutenzione e dei diversi interventi che vanno effettuati sulla struttura.

Recupero dei dati: Quando si selezionano dei dati per l'archiviazione si fa una determinata selezione che dipende dal tipo di analisi che si vuole effettuare: per esempio, nel caso di test in campo statico, il volume di dati è ridotto; perciò, si archiviano sia dati grezzi che dati diagnostici; per test di tipo dinamico invece, essendo la mole di dati molto maggiore, soltanto i dati diagnostici verranno archiviati.

2.4. Vantaggi e benefici dello Structural Health Monitoring

Le strutture civili sono sempre costruite con un certo livello di incertezza a causa delle condizioni presenti in situ (condizioni atmosferiche, condizioni del terreno, ecc.), perciò la costruzione finale non sarà mai realizzata perfettamente corrispondente al progetto iniziale; questo anche dovuto al fatto che i materiali gettati in opera (calcestruzzo) sono affetti dalle condizioni atmosferiche e non sempre si riescono ad ottenere le condizioni desiderate e in generale le strutture civili sono poi sempre soggette a variazioni di temperatura e umidità che ne modificano le caratteristiche.

Le strutture civili subiscono un deterioramento nel tempo dovuto ai carichi agenti sulla struttura e alle condizioni ambientali.

Ci sono diversi vantaggi nell'utilizzo di un sistema di SHM come:

- 1) La metodologia di SHM permette un monitoraggio in tempo reale: è possibile così conoscere in ogni istante lo stato di salute della struttura, senza avere la necessità di programmare ispezioni e magari causare disagi alla popolazione per il blocco dell'infrastruttura.
- 2) Calibrazione del modello agli elementi finiti: con un monitoraggio in tempo reale, è possibile conoscere come variano i diversi parametri della struttura e aggiornare il modello agli elementi finiti per valutare lo sviluppo di tensioni e deformazioni nella struttura e poter quindi intervenire in tempo.
- 3) Il monitoraggio riduce l'incertezza: con un monitoraggio di questo tipo si riesce ad osservare il reale stato dei materiali, i reali carichi agenti e il reale invecchiamento della struttura. Senza un monitoraggio di questo tipo era necessario assumere le condizioni di carico più sfavorevoli al fine di avere un margine di sicurezza nei confronti di tutte le incertezze relative alla vita della struttura. Con l'apporto di questa metodologia di monitoraggio è possibile

evitare questa scelta con conseguente riduzione dei costi di fabbricazione della struttura.

- 4) Il monitoraggio scopre riserve strutturali nascoste: molte strutture si trovano in condizioni migliori di quelle che ci si aspetta, in questo caso il monitoraggio aiuta ad aumentare il margine di sicurezza senza effettuare alcun intervento sulla struttura; si estende così la vita propria delle strutture, evitando inutili costi di riparazione e manutenzione.
- 5) Il monitoraggio scopre difetti e incrementa la sicurezza: alcune strutture possono mostrare delle carenze che non riescono ad essere individuate dalle ispezioni visive o dalla modellazione; in questi casi è necessario muoversi in tempo per evitare collassi. Se si riesce a intervenire in tempo i costi si riducono e si incrementa perciò la sicurezza.
- 6) Il monitoraggio assicura qualità a lungo termine: essendo che i dati che vengono trasmessi contengono informazioni di tipo qualitativo e quantitativo, il sistema di monitoraggio aiuta nella valutazione della qualità della struttura durante le fasi costruttive, ecc. molti danneggiamenti in una struttura si verificano proprio durante le fasi di costruzione.
- 7) Il monitoraggio permette la gestione della struttura: i dati di monitoraggio vengono usati per ottenere una manutenzione ottimale; questi dati possono essere integrati con un sistema di gestione e aumentare la qualità delle decisioni che vengono prese in quanto forniscono delle informazioni che permettono di spendere i soldi in manutenzione quando effettivamente sono necessarie e non quando ci sono i soldi. Questo sistema riduce anche la richiesta di ispezioni sul campo e permette lo sviluppo di database che si aggiornano in maniera automatica.
- 8) Il monitoraggio incrementa la conoscenza: conoscere come è il comportamento di una struttura in condizioni reali aiuta a progettare strutture migliori per il futuro.

9) Assicurazione di resistenza e di funzionalità: tramite il monitoraggio è possibile assicurare ciò ed è molto importante soprattutto per ponti con luci molto grandi dove le ispezioni sono spesso impossibili.

10) Riduzione del *'down-time'*: ovvero riduzione del tempo di riparazione o di miglioramento della struttura.

Gli svantaggi sono pochi e si presentano soltanto nelle fasi preliminari di progettazione e di costruzione della struttura, in quanto il costo per l'installazione del sistema di monitoraggio sarà più costoso e, inoltre, la rete di sensori può disturbare e ritardare i lavori di costruzione.

Per quanto riguarda i costi, per un nuovo ponte un sistema di SHM costa tra lo 0,5% e il 3% del costo totale della struttura (questa percentuale aumenta se la struttura è più piccola), questo costo comprende l'hardware, l'installazione e la configurazione del sistema. Questo costo iniziale viene però recuperato nel corso degli anni a causa dei molteplici benefici del sistema:

- 1) Si possono scoprire difetti in fase di costruzione sui quali si può intervenire subito anziché aspettare le ispezioni;
- 2) Si può verificare immediatamente il reale comportamento della struttura e quanto si distacca da quanto previsto in fase di progetto;
- 3) È provato che una misura in continuo può dare beneficio in qualunque fase;
- 4) Osservare il comportamento del ponte nei primi dieci anni di vita permette di identificare in maniera più efficiente quale sarà il piano di manutenzione futuro.

3. Tecnologia dei sensori

3.1. Introduzione

Una fase importante del processo di monitoraggio strutturale è quella di scegliere, per poi installare, i giusti sensori. Questi ultimi servono per misurare una o più caratteristiche rilevanti di una struttura, quali accelerazione, deformazione, temperatura o intensità della luce e questo può avvenire tramite sensori che trasformano le quantità misurate in segnali elettrici che possono essere facilmente digitalizzati e memorizzati.

Tipici sensori sono: celle di carico, estensimetri a resistenza elettrica, estensimetri a vibrazione, trasduttori di spostamento, accelerometri, anemometri e termocoppie. Tutte le informazioni relative ad istruzioni per l'applicazione, protezione contro danneggiamenti meccanici e chimici, riduzione del rumore e collezione di dati maggiormente rappresentativi sono solitamente disponibili insieme alle schede tecniche dei sensori.

Alcuni dei sensori comunemente utilizzati per il monitoraggio strutturale includono:

1. **Sensori a fibra ottica (FOS):** Utilizzano la fibra ottica come mezzo di rilevamento per misurare vari parametri fisici, come temperatura, pressione, deformazione e vibrazioni. Questi sensori funzionano basandosi su variazioni nelle proprietà della luce trasmessa attraverso la fibra ottica, causate da cambiamenti ambientali o meccanici. Sono apprezzati per la loro alta sensibilità, resistenza a interferenze elettromagnetiche e capacità di operare in ambienti difficili.
2. **Sensori MEMS (Micro-Electro-Mechanical Systems):** Sono dispositivi miniaturizzati che combinano componenti meccanici ed elettrici su scala micrometrica. Utilizzano tecnologie di microfabbricazione per integrare sensori, attuatori e circuiti elettronici su un singolo chip. Questi sensori

possono misurare una vasta gamma di parametri, tra cui accelerazione, pressione, temperatura e umidità.

3. **Strain Gauges (Estensimetri):** Questi sensori misurano la deformazione o la tensione in una struttura, consentendo di rilevare tensioni anomale che potrebbero indicare problemi di stress o deformazione.
4. **Accelerometri:** Misurano l'accelerazione di una struttura in risposta a vibrazioni o movimenti, rilevando eventuali cambiamenti nell'oscillazione naturale della struttura che potrebbero essere causati da danni o cambiamenti nell'ambiente.
5. **Inclinometri:** Vengono utilizzati per misurare l'inclinazione o la pendenza di una struttura. Possono rilevare spostamenti laterali o inclinazioni anomale che potrebbero indicare problemi di stabilità.
6. **Sensori di Deformazione:** Questi sensori misurano le deformazioni superficiali o locali di una struttura. Possono essere utilizzati per individuare fessurazioni o cambiamenti nella forma.
7. **Sensori di Pressione:** Misurano le variazioni di pressione in una struttura. Sono utilizzati spesso nelle dighe per rilevare perdite o variazioni nella pressione dell'acqua.
8. **Sensori di Umidità:** Misurano l'umidità relativa nell'aria o nei materiali delle strutture. Possono aiutare a rilevare potenziali problemi di corrosione o degrado dei materiali.
9. **Sensori di Temperatura:** Monitorano le variazioni di temperatura nelle strutture. Possono rivelare cambiamenti termici che potrebbero influenzare la stabilità o l'integrità dei materiali.
10. **Sensori di Carico:** Misurano il carico che agisce su una struttura. Sono spesso utilizzati per monitorare il peso sui ponti o altre strutture soggette a carichi variabili.

11. Sistemi di Monitoraggio Vibrazionale: Utilizzano una combinazione di accelerometri e sensori di pressione per rilevare le vibrazioni e le onde sismiche che influenzano una struttura.

12. Sensori di Movimento: Rilevano il movimento o la deviazione di una struttura rispetto alla sua posizione prevista.

Una caratteristica da tenere in considerazione quando si progetta l'architettura di un sistema di monitoraggio è la facilità di installazione dei sensori. La possibilità di monitorare una struttura da remoto permette un grande guadagno in termini di tempo ma anche dal punto di vista economico risulta essere vantaggioso.

Nel caso di un monitoraggio a lungo termine, è necessario che un sensore abbia delle determinate caratteristiche soprattutto in termini di resistenza ai deterioramenti nel tempo. In questo capitolo si presentano varie possibili tecnologie di sensori utilizzabili nell'ambito del monitoraggio strutturale in ingegneria civile.

3.2. Misuratori di deformazione

Gli estensimetri, noti anche come strain gauges o estensimetri a resistenza, sono sensori utilizzati per misurare le deformazioni o le variazioni di lunghezza in una struttura. Questi sensori sono particolarmente utili nel monitoraggio strutturale perché possono rilevare cambiamenti molto piccoli nelle tensioni e nelle deformazioni, che potrebbero indicare danni o stress eccessivi nella struttura.

Il funzionamento degli estensimetri si basa sulla variazione della resistenza elettrica di un sottile filo o striscia metallica quando viene sottoposto a tensione o deformazione. Ecco come funziona il processo:

- *Applicazione dell'estensimetro:* L'estensimetro viene applicato sulla superficie della struttura o incorporato all'interno dei materiali della struttura stessa. È posizionato in modo tale da essere soggetto alle forze o alle deformazioni che si desidera monitorare.

- *Deformazione della Struttura*: Quando la struttura subisce una tensione o una deformazione, questa tensione viene trasmessa all'estensimetro. La variazione di lunghezza o forma della struttura provoca una variazione nella lunghezza dell'estensimetro.

- *Variazione di Resistenza*: Poiché l'estensimetro è costituito da un materiale resistivo, qualsiasi variazione nella sua lunghezza o forma influisce sulla sua resistenza elettrica. Una deformazione che allunga l'estensimetro provoca un aumento della sua resistenza, mentre una compressione lo accorcia e riduce la resistenza.

- *Misurazione e Lettura*: Per misurare la variazione di resistenza dell'estensimetro, viene applicata una tensione elettrica nota attraverso di esso. La variazione di resistenza provoca una variazione nella corrente che lo attraversa. Questa variazione di corrente è proporzionale alla deformazione subita dalla struttura.

- *Interpretazione dei Dati*: I dati di corrente vengono poi letti e interpretati da un sistema di acquisizione dei dati o da un computer. Le variazioni di corrente vengono convertite in misure di deformazione o tensione sulla struttura. In questo modo, è possibile monitorare le variazioni nel comportamento strutturale nel tempo.

Esistono poi diverse tipologie di estensimetri:

3.2.1. Estensimetro a lamina

Gli estensimetri a lamina sono strumenti di misura utilizzati per rilevare la deformazione di un materiale o di una struttura. Questi dispositivi funzionano basandosi sul principio che la resistenza elettrica di un conduttore cambia quando il conduttore viene deformato.

Sono di solito attaccati direttamente alla superficie dell'elemento strutturale e collegati via cavo ad un'unità per la trasmissione dei dati. Come il componente strutturale sperimenta deformazione, il cambio di lunghezza in superficie è trasmesso all'estensimetro e da questo il segnale viene trasmesso via cavo all'unità di lettura. Ci

sono due tipologie di estensimetri, differenti in base al tipo di collegamento; si possono infatti avere estensimetri saldati o incollati alla superficie. Un altro tipo di estensimetro è quello incorporato, utilizzato per misurare la deformazione all'interno di strutture in calcestruzzo; questo consiste in una lunga lamina (circa 100 mm) incorporata in un blocco di calcestruzzo polimerico. La lunghezza di questa lamina è dovuta al fatto che la deformazione misurata sarà la media in tutto il materiale e la misura non sarà pertanto influenzata dalla presenza di discontinuità in singoli punti della struttura.

Un estensimetro a lamina tipicamente consiste in:

1. *Base di supporto*: una sottile pellicola isolante che supporta l'elemento sensibile.
2. *Elemento sensibile*: una griglia di filo metallico o di pellicola metallica (di solito in lega nichel-cromo) che è incollata sulla base di supporto.
3. *Adesivo*: per fissare l'estensimetro al materiale di cui si vuole misurare la deformazione.
4. *Cavi di collegamento*: per connettere l'estensimetro al circuito di misura.

Quando il materiale su cui è applicato l'estensimetro si deforma, anche la griglia di filo o pellicola metallica si deforma. Dopodiché la deformazione del filo o della pellicola provoca una variazione nella lunghezza e nella sezione trasversale del conduttore, cambiando la sua resistenza elettrica e questa variazione di resistenza è proporzionale alla deformazione del materiale e può essere misurata utilizzando un circuito di ponte di Wheatstone. Infine, la variazione della resistenza è convertita in una misura di deformazione utilizzando un fattore di gauge, che è una costante che dipende dal materiale e dalla geometria dell'elemento sensibile.

Alcuni vantaggi nell'utilizzo di questa tipologia di sensori è data dalla elevata precisione e sensibilità, dalla capacità di misurare piccole deformazioni e dall'adattabilità a diverse superfici e materiali.

Questi sensori presentano però alcuni limiti nel loro utilizzo. Sono sensibili all'umidità e alla temperatura, se si vogliono impiegare per misurazioni a lungo termine, sarà necessario apportare delle misure protettive per ottenere delle

misurazioni accettabili. Presentano inoltre una durata limitata a causa del degrado nel tempo dell'adesivo, che può influenzare la precisione delle misurazioni.

Questa tipologia di sensori non si adatta perfettamente allo SHM quando la distanza tra il sensore e l'unità di lettura delle misure aumenta, questo è dovuto al fatto che il segnale prodotto da questo tipo di estensimetro è un segnale facilmente suscettibile ad interferenze elettromagnetiche ed elettrostatiche; perciò, il segnale che verrà trasmesso sarà un segnale con rumore.

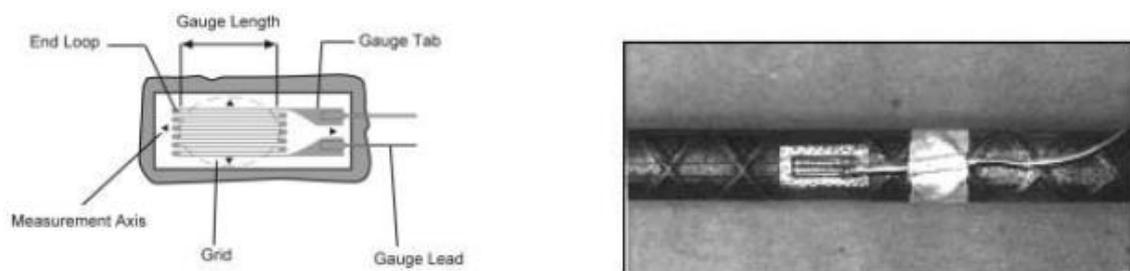


Figura 10. Estensimetro a lamina

3.2.2. Estensimetri a corda vibrante

Questi tipi di sensori consistono in una corda tesa (solitamente di acciaio) racchiusa in un tubo di acciaio sigillato che la protegge dall'ambiente esterno. La corda



Figura 11. Estensimetro a corda vibrante

vibra ad una frequenza che dipende dalla tensione nella corda stessa. Quando la corda viene eccitata da un impulso elettromagnetico o meccanico, inizia a vibrare. La frequenza delle vibrazioni è proporzionale alla tensione o alla forza che agisce sulla corda. La frequenza di vibrazione è misurata da sensori elettronici che rilevano le

vibrazioni della corda. Un aumento della deformazione nella struttura causa un cambiamento nella tensione della corda, alterando la frequenza delle sue vibrazioni. Le variazioni nella frequenza di vibrazione vengono convertite in dati di deformazione tramite una calibrazione specifica.

Questi sensori non sono suscettibili all'umidità anche se la superficie esterna deve essere protetta dal diretto contatto con le precipitazioni. Oltre a leggere la deformazione, il sensore permette di leggere anche le temperature, questo permette all'operatore di applicare le corrette correzioni ai risultati per effetto della temperatura. Sono sensori che si attaccano in genere alla superficie di un elemento strutturale e possono essere saldati, bullonati o legati ad esso.

3.3. Accelerometri

Gli accelerometri sono sensori utilizzati per misurare l'accelerazione lineare di una struttura o di un oggetto. Nel contesto del monitoraggio strutturale, gli accelerometri vengono impiegati per rilevare le vibrazioni, le oscillazioni e i movimenti di una struttura al fine di valutarne la stabilità, l'integrità e il comportamento nel tempo.

Gli accelerometri sfruttano il principio fondamentale della legge di Newton che collega l'accelerazione di un oggetto alla forza esercitata su di esso e alla sua massa. Gli accelerometri misurano il cambiamento di velocità nel tempo, che è ciò che definiamo come accelerazione.

Ci sono diverse tecnologie utilizzate negli accelerometri per misurare l'accelerazione. Alcuni tipi comuni includono:

- *Accelerometri piezoelettrici*: Utilizzano il principio piezoelettrico, in cui i materiali piezoelettrici generano una carica elettrica quando vengono sottoposti a una forza o a uno stress meccanico. Questa carica elettrica è proporzionale all'accelerazione.

- *Accelerometri capacitivi*: Misurano la variazione della capacità elettrica tra due piastre all'interno dell'accelerometro. L'accelerazione provoca uno spostamento relativo tra le piastre, cambiando così la capacità elettrica.
- *Accelerometri a microelettromechanical systems (MEMS)*: Utilizzano piccoli componenti meccanici su un chip microelettronico. I cambiamenti di posizione di questi componenti a causa dell'accelerazione vengono rilevati e convertiti in segnali elettrici.

Gli accelerometri vengono montati direttamente sulla struttura che deve essere monitorata. Possono essere posizionati in diverse parti della struttura per ottenere una rappresentazione completa dei movimenti e delle vibrazioni.

Gli accelerometri generano segnali elettrici proporzionali all'accelerazione rilevata. Questi segnali vengono acquisiti da dispositivi di acquisizione dati e poi elaborati per ottenere informazioni utili sul comportamento strutturale.

I dati raccolti dagli accelerometri vengono analizzati per identificare oscillazioni, vibrazioni anomale o movimenti improvvisi della struttura. Questi dati possono essere confrontati con parametri predefiniti per determinare se la struttura sta subendo stress eccessivo o danni.

In alcuni casi, gli accelerometri possono essere collegati a sistemi di allarme che scattano quando vengono rilevati movimenti o vibrazioni al di fuori dei limiti prestabiliti, segnalando la necessità di una verifica più approfondita.

Gli accelerometri svolgono un ruolo cruciale nel monitoraggio strutturale poiché forniscono informazioni in tempo reale sul comportamento delle strutture, consentendo interventi tempestivi per prevenire danni o situazioni pericolose.

Gli accelerometri che si usano in applicazioni di ingegneria civile sono sia accelerometri piezoelettrici sia accelerometri molla-massa. Gli accelerometri piezoelettrici sono piccoli e leggeri e operano per una vasta gamma di accelerazioni e frequenze. Gli accelerometri molla-massa sono invece relativamente ingombranti e operano per un limitato range di accelerazioni e frequenze, però sono più sensibili anche per delle piccole accelerazioni e perciò forniscono risoluzioni migliori.

questo è lo schema di un accelerometro piezoelettrico: si ha un elemento di cristallo piezoelettrico e una massa attaccata che è accoppiata ad una base di supporto. Quando la base risente di movimento, la massa esercita una forza di inerzia sull'elemento di cristallo piezoelettrico che subirà perciò una carica elettrica.

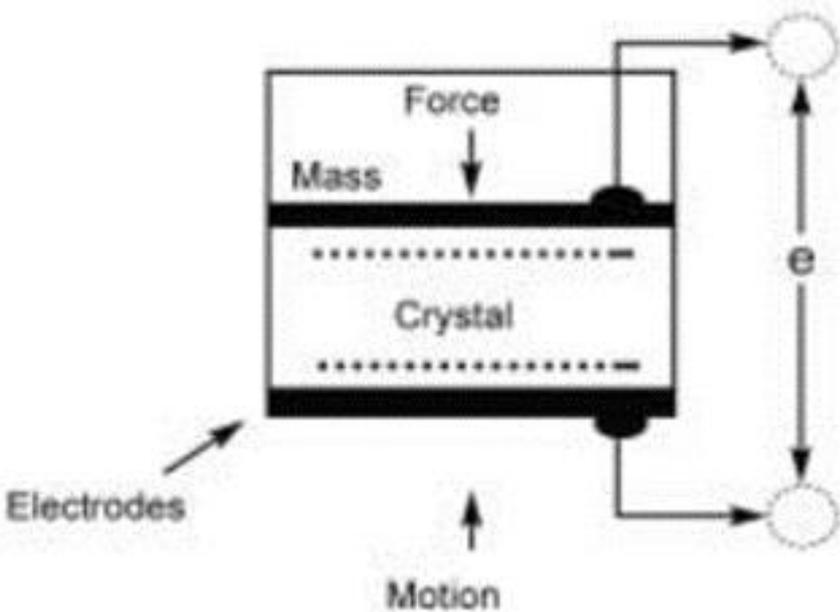


Figura 12. Accelerometri

3.3.1. Accelerometri piezoelettrici

Gli accelerometri piezoelettrici sono dispositivi utilizzati per misurare l'accelerazione, basati sul principio della piezoelettricità, che è la capacità di alcuni materiali di generare una carica elettrica in risposta a una sollecitazione meccanica.

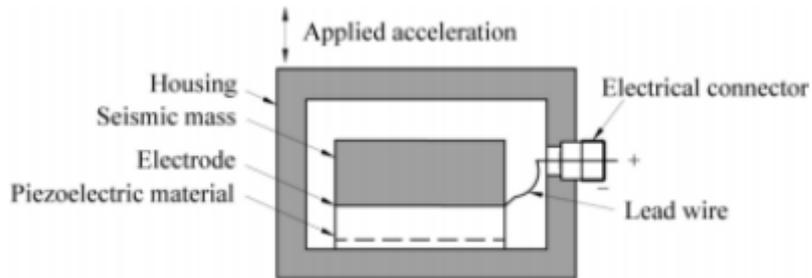


Figura 13. Schema di un accelerometro piezoelettrico

Sono generalmente costituiti da:

- *Elemento piezoelettrico*: Di solito realizzato in cristalli piezoelettrici come il quarzo o in ceramiche piezoelettriche.
- *Massa di prova*: Un peso collegato all'elemento piezoelettrico.
- *Custodia*: Contiene e protegge gli altri componenti, spesso realizzata in materiali robusti come acciaio o titanio.
- *Elettronica interna*: Può includere circuiti di amplificazione o condizionamento del segnale.

Quando l'accelerometro è soggetto a un'accelerazione, la massa di prova esercita una forza sull'elemento piezoelettrico. Questa forza provoca una deformazione



Figura 14. Accelerometro piezoelettrico

dell'elemento piezoelettrico, generando una carica elettrica proporzionale alla forza

applicata. La carica generata viene raccolta dagli elettrodi e convertita in un segnale elettrico misurabile il quale viene poi amplificato e condizionato per l'analisi.

Numerosi sono i vantaggi relativi a questa tipologia di sensori; presentano infatti un'*alta sensitività* che consente loro di rilevare accelerazioni molto piccole, un'*ampia gamma di frequenze* tra cui operare (dai segnali a bassa frequenza a quelli ad alta frequenza), un'*ottima robustezza* che consente loro di resistere a condizioni ambientali estreme, *dimensioni ridotte* che consentono applicazioni in spazi anche molto limitati.

3.3.2. Accelerometri capacitivi

Gli accelerometri capacitivi sono dispositivi utilizzati per misurare l'accelerazione e le vibrazioni attraverso variazioni nella capacità elettrica. Sono molto comuni in molte applicazioni grazie alla loro alta sensibilità, basso consumo energetico e robustezza.

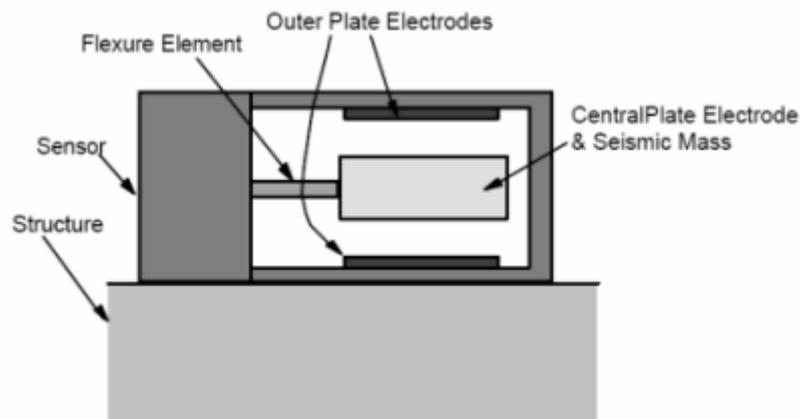


Figura 15. Schema di un accelerometro capacitivo

Sono costituiti da:

- *Massa di rilevamento (proof mass)*: Una massa interna sospesa che si muove in risposta all'accelerazione.
- *Piastre di capacità*: Due o più piastre fisse e una piastra mobile collegata alla massa di rilevamento. Le piastre formano un condensatore variabile.

- *Sospensioni elastiche*: Elementi elastici che mantengono la massa di rilevamento in posizione centrale e consentono il movimento in risposta all'accelerazione.

Quando l'accelerometro subisce un'accelerazione, la massa di rilevamento si sposta rispetto alle piastre fisse. Questo spostamento altera la distanza tra le piastre, cambiando la capacità del condensatore. Un circuito elettronico rileva queste variazioni di capacità e le converte in un segnale elettrico proporzionale all'accelerazione.



Figura 16. Accelerometri capacitivi

3.4. Sensori di temperatura

I sensori di temperatura utilizzati per il monitoraggio strutturale sono progettati per misurare le variazioni di temperatura all'interno e intorno a una struttura. Questi sensori forniscono informazioni cruciali per valutare l'integrità termica e l'eventuale degrado dei materiali, nonché per rilevare eventuali anomalie che potrebbero influenzare la stabilità o la sicurezza della struttura stessa.

Esistono diversi tipi di sensori di temperatura, tra cui termocoppie, termoresistenze (RTD), termistori e sensori a fibra ottica. Ogni tipo ha il proprio principio di funzionamento e gamma di temperature di rilevamento.

Il sensore è posizionato in diverse parti della struttura in modo da rilevare le variazioni di temperatura. Queste variazioni possono essere causate da diverse fonti, come carichi termici, variazioni ambientali o possibili anomalie interne.

Una volta che il sensore di temperatura rileva una variazione termica, converte questa variazione in un segnale elettrico proporzionale alla temperatura misurata. Questa conversione avviene attraverso l'effetto termoelettrico (per termocoppie), la variazione della resistenza (per termoresistenze) o la variazione della resistenza elettrica (per termistori).

Il segnale elettrico generato dal sensore di temperatura può essere molto piccolo. Pertanto, il segnale potrebbe richiedere amplificazione prima che possa essere utilizzato in modo affidabile. Una volta amplificato, il segnale viene letto da un sistema di acquisizione dati, come un sistema di monitoraggio, che registra e archivia i dati.

I dati raccolti dai sensori di temperatura vengono analizzati per rilevare tendenze, anomalie o cambiamenti significativi nel comportamento termico della struttura nel tempo. Questa analisi può fornire informazioni importanti sulla salute termica della struttura e consentire l'identificazione tempestiva di eventuali problemi.

3.4.1. Termocoppie

Le termocoppie sono sensori termici che funzionano sfruttando il principio secondo il quale una differenza di temperatura tra due giunzioni di metalli diversi genera una tensione elettrica proporzionale a tale differenza.

Ci sono diverse componenti:

- *Giunzione calda (misurazione)*: È la giunzione che viene posizionata nel punto di cui si vuole misurare la temperatura.
- *Giunzione fredda (riferimento)*: È la giunzione che rimane a una temperatura nota o viene compensata elettronicamente.
- *Cavi di termocoppia*: Sono costituiti da due fili di metalli diversi collegati tra loro alle estremità. I materiali dei fili determinano il tipo di termocoppia.

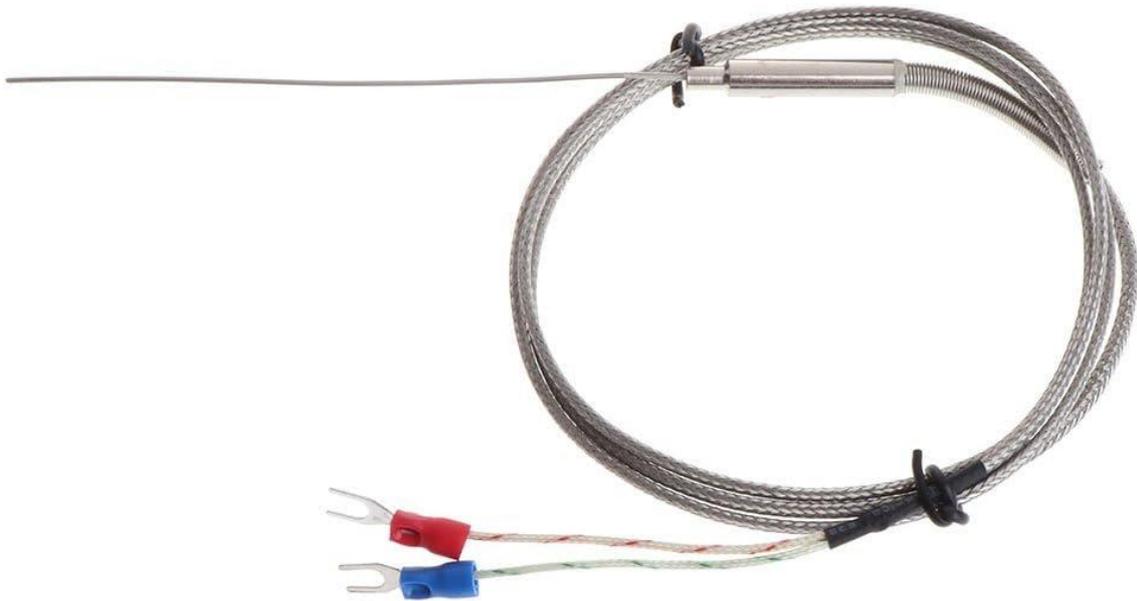


Figura 17. Sensore Termocoppia

Esistono diversi tipi di termocoppie, ciascuno caratterizzato da una diversa combinazione di metalli e un intervallo di temperatura operativa:

- *Tipo K (Cromel-Alumel)*: La più comune, con un intervallo di temperatura da -200°C a $+1260^{\circ}\text{C}$.
- *Tipo J (Ferro-Costantana)*: Adatta per temperature da -40°C a $+750^{\circ}\text{C}$.
- *Tipo T (Rame-Costantana)*: Adatta per basse temperature, da -200°C a $+350^{\circ}\text{C}$.
- *Tipo E, N, S, R, B*: Ciascuna con caratteristiche specifiche per intervalli di temperatura e resistenza a condizioni particolari.

Possono misurare temperature molto alte e molto basse, sono resistenti a condizioni ambientali difficili e sono in grado di rispondere velocemente ai cambiamenti di temperatura.

Di contro le termocoppie possono essere meno precise rispetto ad altri sensori di temperatura come le termoresistenze e i materiali possono degradarsi, specialmente a temperature elevate, riducendo l'affidabilità della misura.

3.4.2. Termoresistenze

I sensori a termoresistenze, noti anche come RTD (Resistive Temperature Detector), sono dispositivi utilizzati per misurare la temperatura sfruttando la variazione della resistenza elettrica di un materiale in funzione della temperatura.

Il funzionamento delle termoresistenze si basa sulla proprietà di alcuni materiali conduttori, come il platino, il rame o il nichel, di variare la loro resistenza elettrica con il cambiamento di temperatura. La relazione tra resistenza e temperatura è generalmente lineare entro certi limiti, il che rende questi sensori molto precisi.

Le termoresistenze possono essere classificate in base al materiale usato e alla loro struttura:

- **Materiali Comuni:**

- *Platino (Pt)*: È il materiale più utilizzato per le termoresistenze a causa della sua stabilità e precisione. Le termoresistenze in platino sono spesso indicate come Pt100 (resistenza di 100 ohm a 0°C) o Pt1000 (resistenza di 1000 ohm a 0°C).
- *Rame (Cu)*: Usato in applicazioni specifiche, ha un intervallo di temperatura più limitato.
- *Nichel (Ni)*: Anche se meno comune, è utilizzato in applicazioni dove sono richiesti costi più bassi.

- **Configurazioni:**

- *A filo avvolto*: I fili di platino sono avvolti intorno a un supporto isolante.
- *A film sottile*: Un sottile strato di platino viene depositato su un substrato ceramico o vetro. Queste termoresistenze sono generalmente più piccole e più economiche.

Le termoresistenze sono molto precise e offrono misurazioni ripetibili nel tempo, la loro precisione rimane stabile per lunghi periodi e, essendo la relazione tra resistenza e temperatura quasi lineare, la conversione della resistenza in temperatura è facilitata. Presentano però alcuni svantaggi, ad esempio hanno un tempo di risposta più lento rispetto alle termocoppie, sono molto costose e sono più sensibili ai danni meccanici.



Figura 18. Sensore a Termoresistenza

3.4.3. Termistori

I **termistori** sono un tipo di sensore di temperatura basato sulla variazione della resistenza elettrica con la temperatura. Questi sensori sono molto sensibili ai cambiamenti di temperatura e sono utilizzati in una vasta gamma di applicazioni.

Esistono due principali tipi di termistori, classificati in base al comportamento della resistenza rispetto alla temperatura:

- *NTC (Negative Temperature Coefficient)*: La resistenza diminuisce all'aumentare della temperatura. Questo è il tipo di termistore più comune e viene utilizzato per misurare la temperatura in molte applicazioni.
- *PTC (Positive Temperature Coefficient)*: La resistenza aumenta all'aumentare della temperatura. I termistori PTC sono spesso utilizzati come dispositivi di protezione o limitatori di corrente.

I termistori sono realizzati con materiali semiconduttori, tipicamente ossidi metallici, che presentano una variazione non lineare della resistenza con la temperatura. La loro resistenza cambia in modo molto pronunciato con piccoli cambiamenti di

temperatura, rendendoli molto sensibili rispetto ad altri tipi di sensori come termocoppie e termoresistenze.

I termistori NTC, in particolare, sono estremamente sensibili ai cambiamenti di temperatura, con una variazione significativa della resistenza anche per piccoli cambiamenti di temperatura.

La relazione tra resistenza e temperatura non è lineare, il che può richiedere l'uso di curve di calibrazione specifiche o circuiti di linearizzazione per ottenere letture accurate.

Solitamente operano in un intervallo da -50°C a $+150^{\circ}\text{C}$, anche se alcuni possono funzionare a temperature più alte o più basse.

I termistori tendono ad avere un tempo di risposta rapido ai cambiamenti di temperatura.

Sono ideali per misurazioni precise della temperatura in un intervallo ristretto, generalmente sono piccoli e a basso costo, rendendoli adatti a dispositivi elettronici e sistemi di controllo, sono utilizzati in una vasta gamma di applicazioni, da termostati a sistemi di rilevamento della temperatura in elettronica di consumo.

Alcuni svantaggi possono essere la loro risposta non lineare che può complicare il processo di misurazione e richiedere una calibrazione accurata, i termistori operano su un intervallo di temperatura più ristretto rispetto alle termocoppie o ai termistori e possono essere soggetti a drift (deriva) nel tempo, che può influire sulla precisione a lungo termine.

3.5. Sensori a Fibra Ottica

I sensori a fibra ottica sono strumenti avanzati utilizzati per il monitoraggio strutturale grazie alla loro sensibilità, resistenza alle interferenze e capacità di coprire grandi distanze. Essi sfruttano le proprietà della luce che si propaga attraverso una fibra ottica per misurare varie grandezze, come deformazioni, temperatura e tensione, all'interno di una struttura. Ci sono due tipi principali di sensori a fibra

ottica utilizzati per il monitoraggio strutturale: i sensori di deformazione a fibra ottica e i sensori di temperatura a fibra ottica. Esistono due diverse tipologie di fibre ottiche, ovvero le monomodali e le multimodali. Il loro diverso comportamento è dettato da caratteristiche dimensionali differenti. Le tipiche fibre ottiche sono fatte di vetro di silice con un nucleo per trasmettere la luce, rivestimento per guidare l'onda luminosa e un rivestimento in plastica per prevenire la frattura del vetro di silice e consentire flessibilità e flessione alla fibra.

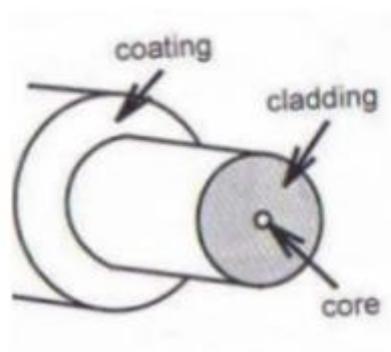


Figura 19. Fibra ottica

In *Figura 19* è rappresentata una fibra ottica monomodale. Quest'ultima è costituita da tre strati concentrici. La parte più interna, il cosiddetto *core*, rappresenta il nucleo della fibra stessa. Il nucleo di una fibra ottica monomodale è più piccolo di quello di una fibra ottica multimodale. Questo implica che nel primo caso si ha la trasmissione di un solo raggio luminoso al suo interno, mentre nel secondo caso si avrà la trasmissione di più raggi luminosi. Il core ha una natura vetrosa ed è costituito da un'alta percentuale di silice, il che permette la trasmissione su grandi distanze e con ridotte perdite.

Il nucleo è poi circondato da un rivestimento detto *cladding*, con il compito di guidare l'onda luminosa. La trasmissione del segnale è resa possibile andando a modificare l'indice di rifrazione di questo strato. La superficie di discontinuità permette al segnale di rimanere confinato all'interno del nucleo.

C'è poi un rivestimento esterno denominato *coating* che previene la rottura del vetro di silice e permette la flessibilità e la piegatura della fibra, consentendo inoltre di minimizzare le perdite di intensità mentre la luce si propaga nella fibra e funge da supporto per il nucleo.

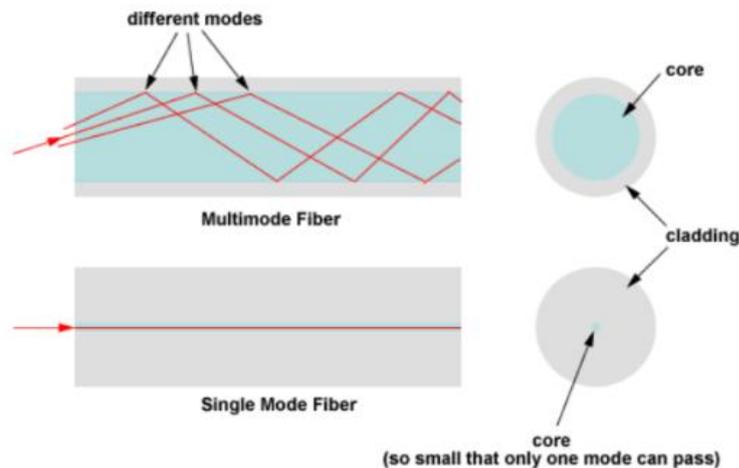


Figura 20. Confronto tra fibra ottica monomodale e multimodale

Per spiegare il fenomeno di trasmissione della luce si fa riferimento alla legge di Snell e al concetto di totale riflessione interna.

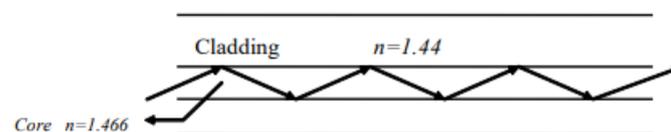


Figura 21. Schema di riflessione interna alla fibra

n indica l'indice di rifrazione, come si può vedere dalla figura l'indice di rifrazione dell'anima della fibra è maggiore rispetto a quello del rivestimento; perciò, la luce verrà completamente riflessa all'interno dell'anima della fibra ottica. La tecnologia delle fibre ottiche si basa sul fatto che un'onda luminosa viene trasmessa attraverso questo cavo e i cambiamenti nel segnale luminoso indicano un cambiamento nelle condizioni della fibra. Un raggio di luce viaggia all'interno della fibra fino al sensore e viene modulato in base all'espansione o contrazione del sensore. Il sensore trasmette un segnale ottico ad un dispositivo di misura che traduce la luce riflessa in

misurazioni numeriche del cambio in lunghezza del sensore. Queste misurazioni indicano un preciso quantitativo di deformazione della struttura a livello del sensore. È possibile classificare i sensori a fibra ottica in base al principio di funzionamento:

1) *Sensori a intensità*: I sensori basati sulla modulazione dell'intensità riguardano

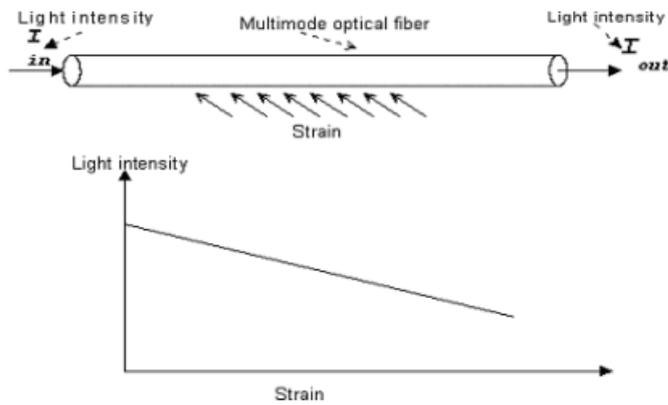


Figura 22. Schema dei sensori a intensità

Gli svantaggi sono che le misurazioni sono solo relative e le variazioni nell'intensità della luce possono portare a false letture a meno che non venga utilizzato un sistema di riferimento.

2) *Sensori spettrometrici*: I sensori spettrometrici si basano sulla relazione che

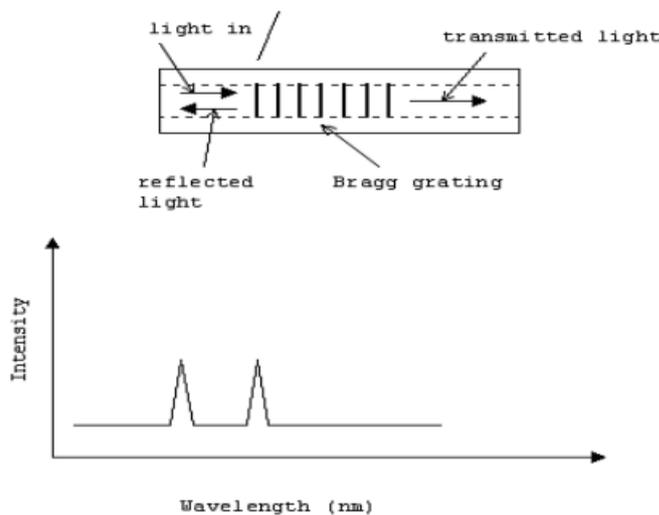


Figura 23. Schema dei sensori spettrometrici

spaziamento di questa grata è proporzionale alla lunghezza d'onda di luce riflessa quando un impulso luminoso viene inviato giù per la fibra. Quando la deformazione è indotta a livello della grata, ci sarà un cambio nello

le perdite di intensità luminosa associate con la deformazione delle fibre ottiche lungo qualsiasi porzione della loro lunghezza. I vantaggi di questa tipologia di sensori sono la semplicità di costruzione e la compatibilità con la tecnologia di fibre multimodali.

sussiste tra il cambiamento nella lunghezza d'onda della luce e la misura di interesse (in questo caso la deformazione).

Un tipico sensore spettrometrico è il cosiddetto sensore a grata di Bragg (FBG), composto da una grata (una serie di piccoli riflettori) che sono posizionati sulla fibra e lo

spaziamento di quest'ultima e questo causa un cambiamento nella lunghezza d'onda dell'onda riflessa. I dati di spaziamento possono infine essere convertiti in un valore di deformazione. FBG consentono di misurare deformazioni locali e possono essere utilizzati sia per analisi di tipo statico che di tipo dinamico; è possibile sia incorporarle al materiale che poi saldarle insieme ad esso. È importante dire che questi sensori sono sensibili alla temperatura e perciò richiedono una compensazione termica durante la collezione di dati.

3) *Sensori interferometrici*: I sensori interferometrici richiedono l'interferenza

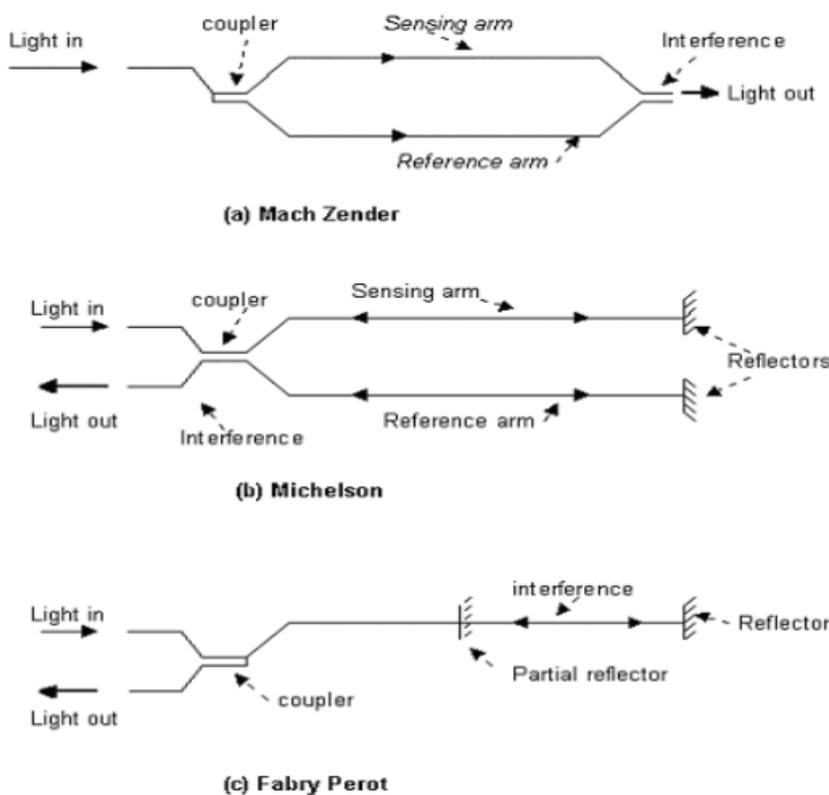


Figura 24. Schema dei sensori interferometrici

della luce proveniente da due fibre monomodali identiche, una delle quali è utilizzata come braccio di riferimento e l'altra è il sensore vero e proprio. Un'eccezione ai sensori a due bracci è rappresentata dal sensore a singola fibra chiamato Fabry-Perot; in questo sensore la fibra è manipolata con due riflettori paralleli tra loro e ortogonali all'asse della fibra. L'interferenza dei segnali riflessi tra i due specchi crea il modello di interferenza. Lo schema di interferenza generato all'estremità di uscita dei sensori di fase è direttamente correlato all'intensità del campo di deformazione applicato tra i due riflettori. Come il sensore FBG, il sensore

Fabry-Perot è capace solamente di fornire misure localizzate tra lo spazio compreso tra i due specchi. Questi tipi di sensori si possono attaccare, saldare e sono facilmente incorporabili in molti materiali da costruzione.

3.5.1. Sensori di deformazione a fibra ottica

I sensori di deformazione a fibra ottica sono dispositivi utilizzati nel monitoraggio strutturale per misurare le deformazioni e le tensioni in una struttura. Questi sensori sfruttano il principio dell'interferometria a fibra ottica per rilevare i cambiamenti nella lunghezza della fibra causati dalle variazioni di deformazione.

I sensori di deformazione a fibra ottica utilizzano una fibra ottica a singolo o a più modi. Questa fibra ha un nucleo sottile e un rivestimento esterno che la protegge. A volte, la fibra è ancorata alla struttura stessa o incorporata nel materiale della struttura. Il funzionamento si basa sull'interferometria a raggio costruttivo e distruttivo della luce. All'interno della fibra, la luce viene fatta passare attraverso il nucleo della fibra ottica. Quando la fibra subisce una deformazione o una tensione, la lunghezza della fibra cambia, causando una variazione nella propagazione della luce.

L'interferenza tra i segnali luminosi che viaggiano attraverso la fibra consente di rilevare queste variazioni. Un braccio del sistema ottico funziona come riferimento (non soggetto a deformazione), mentre l'altro braccio passa attraverso la fibra sottoposta a deformazione. La differenza di fase tra i due segnali luminosi interferiti cambierà in risposta alla deformazione della fibra.

L'interferenza modulata viene rilevata da un rilevatore elettronico che trasforma le variazioni di fase in un segnale elettrico proporzionale alla deformazione o alla tensione subita dalla fibra.

I segnali elettrici generati dai sensori vengono poi elaborati e analizzati. Sistemi informatici e software dedicati possono essere utilizzati per convertire i segnali in misure accurate di deformazione, tensione o altri parametri rilevanti per il monitoraggio strutturale.

L'uso di sensori di deformazione a fibra ottica offre diversi vantaggi, tra cui la resistenza alle interferenze elettromagnetiche, la capacità di coprire lunghe distanze senza perdita di segnale e una maggiore precisione nelle misurazioni. Tuttavia, richiedono un'installazione più accurata rispetto ad altri sensori e possono essere più costosi.

Questi sensori misurano le deformazioni o le tensioni in una struttura attraverso la modifica delle proprietà ottiche della fibra. Ciò avviene tipicamente utilizzando una tecnica chiamata "riflettometria ottica a dominio di frequenza" (OFDR, Optical Frequency Domain Reflectometry) o "riflettometria ottica a dominio temporale" (OTDR, Optical Time Domain Reflectometry).

Nel metodo OFDR, un segnale luminoso viene inviato attraverso la fibra ottica. Le variazioni di deformazione nella fibra causano cambiamenti nella lunghezza d'onda o nella fase della luce riflessa. Questi cambiamenti vengono rilevati e analizzati per determinare la deformazione o la tensione nella struttura.

Nel metodo OTDR, impulsi di luce vengono inviati attraverso la fibra ottica e la luce riflessa viene misurata nel tempo. Variazioni di deformazione o tensione nella fibra causano variazioni nel ritorno della luce riflessa, che possono essere tradotte in misure di deformazione o tensione.

3.5.2. Sensori di temperatura a fibra ottica

I sensori di temperatura a fibra ottica sono una tecnologia avanzata utilizzata nel monitoraggio strutturale per misurare le variazioni di temperatura all'interno di una struttura. Questi sensori sfruttano le proprietà della luce e della fibra ottica per rilevare e misurare con precisione le variazioni termiche.

I sensori di temperatura a fibra ottica si basano sul principio di riflessione interna totale. La fibra ottica è costituita da un nucleo di vetro circondato da uno strato di rivestimento. Quando la luce viene inserita nel nucleo della fibra, essa rimbalza

all'interno del nucleo a causa della riflessione interna totale, a condizione che l'angolo di incidenza sia superiore all'angolo critico.

La temperatura può influenzare l'indice di rifrazione del materiale del nucleo della fibra ottica. Quando la temperatura cambia, l'indice di rifrazione del nucleo cambia anche, causando una modifica nell'angolo di riflessione interna totale. Questa modifica nell'angolo di riflessione influisce sulla quantità di luce che viene riflessa e ritrasmessa lungo la fibra ottica.

I cambiamenti nell'angolo di riflessione interna totale causati dalla variazione di temperatura influenzano l'attenuazione della luce nella fibra. Questa attenuazione può essere misurata e correlata alla variazione di temperatura. I sensori di temperatura a fibra ottica utilizzano appositi dispositivi di lettura e interrogazione per misurare questa attenuazione.

Per misurare la variazione di temperatura lungo la fibra ottica, viene inviato un segnale ottico (solitamente un impulso di luce) lungo la fibra. Durante il suo percorso, il segnale interagisce con le variazioni di temperatura lungo la fibra, causando cambiamenti nell'attenuazione. Il segnale ritrasmesso viene rilevato e analizzato da un sistema di interrogazione ottica.

I dati raccolti dal sistema di interrogazione ottica vengono elaborati per determinare la variazione di temperatura lungo la fibra ottica. Questi dati possono quindi essere utilizzati per monitorare le variazioni termiche all'interno della struttura e rilevare eventuali anomalie.

I sensori di temperatura a fibra ottica offrono numerosi vantaggi, tra cui una maggiore precisione, resistenza alle interferenze elettriche, capacità di misurazione distribuita lungo la fibra e resistenza a condizioni ambientali avverse.

Questi sensori misurano la temperatura lungo la lunghezza della fibra ottica. Un comune metodo è chiamato "riflettometria ottica a lunghezza d'onda" (OWDR, Optical Wavelength Domain Reflectometry).

Nel metodo OWDR, la fibra ottica è sensibile alle variazioni di temperatura. Queste variazioni causano cambiamenti nella lunghezza d'onda del segnale luminoso riflessa.

Misurando queste variazioni di lunghezza d'onda, è possibile determinare le variazioni di temperatura lungo la fibra e, di conseguenza, all'interno della struttura. I sensori a fibra ottica offrono diversi vantaggi, come l'immunità alle interferenze elettromagnetiche, la capacità di coprire lunghe distanze senza perdite significative e la possibilità di monitoraggio distribuito lungo la lunghezza della fibra. Queste caratteristiche li rendono preziosi strumenti per il monitoraggio strutturale in ambienti complessi e critici.

Sono utilizzati principalmente per misurare le variazioni di deformazione e temperatura, rispetto ad altri sensori che misurano deformazioni presentano i seguenti vantaggi:

- 4) *Stabilità*: segnali leggeri possono essere trasmessi attraverso grandi lunghezze senza una grossa perdita di segnale, permettendo così un monitoraggio in remoto. Per questo motivo i sensori a fibra ottica permettono di avere una stabilità a lungo termine, permettono di effettuare un monitoraggio in continuo e non risentono della corrosione.
- 5) *Non-conduttività*: questi tipi di sensori non risentono di interferenze elettromagnetiche evitando così rumori indesiderati.
- 6) *Convenienza*: sono sensori molto piccoli e leggeri e possono pertanto essere incorporati alla struttura in maniera permanente.

3.6. Sensori MEMS

I sensori MEMS (Micro-Electro-Mechanical Systems) sono dispositivi sensori miniaturizzati che integrano componenti meccanici, elettronici e microelettronici su un singolo chip. Questi sensori sfruttano una varietà di principi fisici per rilevare e misurare una vasta gamma di fenomeni, come movimento, pressione, temperatura, umidità, accelerazione, rotazione e molto altro. I sensori MEMS sono estremamente piccoli, spesso con dimensioni inferiori al millimetro. Questa miniaturizzazione li rende adatti per l'integrazione in dispositivi portatili, smartphone, veicoli, elettronica

di consumo e altri dispositivi compatti. I sensori MEMS richiedono bassi livelli di potenza per funzionare, il che li rende adatti per dispositivi alimentati a batteria. Possono offrire misurazioni precise e accurate in una varietà di condizioni operative. Sono in grado di resistere a shock meccanici, vibrazioni e condizioni ambientali avverse. La produzione su larga scala ha ridotto significativamente i costi dei sensori MEMS, rendendoli convenienti per un'ampia gamma di applicazioni.

Il funzionamento di un sensore MEMS varia a seconda del tipo di misura che deve effettuare, ma in generale, seguono il principio di rilevare una variazione meccanica e convertirla in un segnale elettrico. Ecco una panoramica di come funzionano alcuni tipi comuni di sensori MEMS:

- 7) *Accelerometri MEMS*: Misurano l'accelerazione lineare e sono spesso utilizzati in applicazioni come la rilevazione di movimenti nei dispositivi mobili. Funzionano utilizzando piccoli elementi piezoelettrici o capacità che reagiscono alle forze accelerative e producono un segnale elettrico proporzionale all'accelerazione.
- 8) *Giroscopi MEMS*: Misurano la velocità angolare o la rotazione. Sfruttano la forza di Coriolis generata dalla rotazione per misurare l'angolo di rotazione. Quando il sensore ruota, una piccola massa all'interno del sensore viene spostata a causa della forza di Coriolis, generando un segnale elettrico proporzionale alla velocità angolare.
- 9) *Sensori di pressione MEMS*: Misurano la pressione atmosferica o la pressione relativa a una superficie. Spesso utilizzati in applicazioni meteorologiche o di navigazione, utilizzano cambiamenti nella deformazione di una membrana sottoposta a pressione per misurare la pressione stessa.
- 10) *Sensori di umidità e temperatura MEMS*: Misurano l'umidità relativa e la temperatura. Solitamente, utilizzano un elemento sensibile all'umidità, come un polimero o un biosensore, e misurano le variazioni nella resistenza elettrica o capacità in risposta alle variazioni di umidità e temperatura.

4. Caso Studio

4.1. Generalità

Il caso studio è rappresentato dall'analisi approfondita, con seguente modellazione agli elementi finiti e analisi dinamica, del ponte Bologna a Torino.

Il ponte Bologna è un ponte pedonale e veicolare che attraversa la Dora Riparia e collega corso XI Febbraio e via Bologna; venne costruito nel 1911 su progetto dell'ingegnere Giovanni Antonio Porcheddu. Manufatto di valore documentario e ambientale, tipico esempio di ponte in cemento armato a travi dell'inizio del secolo, contribuisce a caratterizzare il paesaggio fluviale urbano del Lungo Dora.



Figura 25. Ponte Bologna

Costruito in cemento armato, il ponte Bologna si sviluppa su tre campate e misura 53,55 metri di lunghezza e 15,55 metri di larghezza.

Il ponte Bologna è da diversi anni oggetto di studi da parte del Servizio Ponti, Vie d'Acqua ed Infrastrutture del Comune di Torino. Sono stati installati dei trasduttori ad ultrasuoni che costituiscono un sistema di monitoraggio attraverso cui si rilevano eventuali valori anomali del livello dell'acqua. Tale sistema risulta particolarmente

efficiente in quanto è possibile ottenere misurazioni in tempo reale e soprattutto da remoto. I dati acquisiti mediante i trasduttori vengono trasferiti a delle unità poste nei pressi dei sensori che si occupano dell'acquisizione dei dati, in seguito, tali unità mediante dei modem gsm inviano i dati ad un sistema dislocato che si occupa dell'analisi dei segnali ottenuti. Un sistema di monitoraggio così fatto, non solo permette un controllo in tempo reale, ma consente anche l'archiviazione dei dati, registrando a cadenze prefissate il livello dei corsi d'acqua in corrispondenza dei siti strumentati.

4.2. Descrizione dell'opera



Figura 26. Vista aerea del Ponte Bologna

L'impalcato, di lunghezza 53,55 metri in direzione longitudinale e 15,55 metri in direzione trasversale, è sostenuto da due pile in calcestruzzo armato che percorrono l'intera larghezza dell'impalcato in direzione trasversale, mentre in direzione longitudinale risultano essere non costanti: in sommità, ovvero in corrispondenza dell'intersezione con la sovrastruttura, esse presentano una larghezza di 1,15 metri;

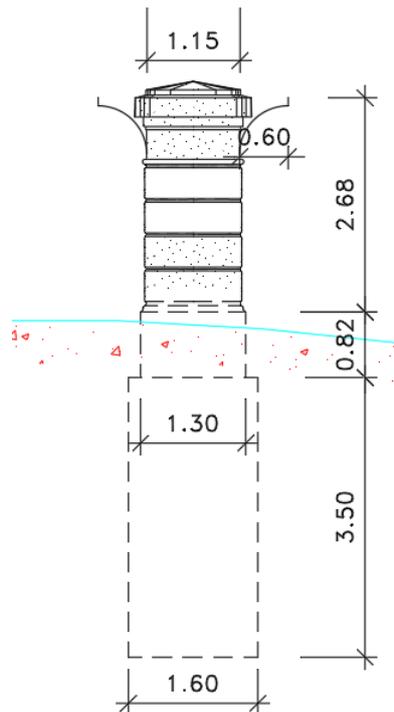


Figura 27. Sezione delle pile in direzione longitudinale

tale larghezza cresce poi linearmente per 3,50 metri, fino ad arrivare ad una larghezza di 1,30 metri. Nella parte interrata si presenta poi con una sezione costante di 1,60 metri che si sviluppa per ulteriori 3,50 metri di profondità nel letto della Dora. Si arriva pertanto ad un'altezza complessiva delle pile di 7 metri.

Le pile sono inoltre rivestite da un intonaco cementizio che conferisce una forma non squadrata ma bensì idrodinamica.

Alle due estremità del ponte sono presenti le spalle, che permettono il corretto collegamento tra l'impalcato e la strada. In direzione trasversale esse presentano una lunghezza di 15,55 metri, pari a tutta la lunghezza dell'impalcato. In direzione longitudinale presentano invece una sezione variabile: in sommità, ovvero in corrispondenza dell'intersezione con l'impalcato, si ha una larghezza di 0,70 metri, tale dimensione cresce linearmente per 3,50 metri fino a raggiungere una larghezza di 1,30 metri, dopodiché, nella parte interrata, continua con una sezione costante di 1,60 metri per 2,50 metri di profondità; si arriva pertanto ad un'altezza complessiva delle spalle di 6 metri.

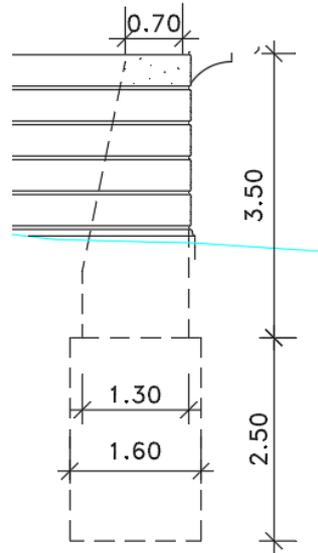


Figura 28. Sezione delle spalle in direzione longitudinale

È necessario sottolineare che, come raffigurato in Figura 5, tra gli elementi in direzione longitudinale e quelli in direzione trasversale non vi è perfetta ortogonalità; tra i due elementi è presente infatti un'angolazione pari a $96,55^\circ$.

Per quanto riguarda l'impalcato, esso presenta una sezione a cassone. Lo spessore della soletta inferiore risulta costante per tutto l'impalcato, pari a 8 centimetri. Al di sotto dei marciapiedi invece la soletta inferiore presenta uno spessore pari a 14 centimetri. Lo spessore della soletta superiore risulta invece variabile, con uno spessore massimo in pari a 24 centimetri e uno spessore minimo pari a 16 centimetri.

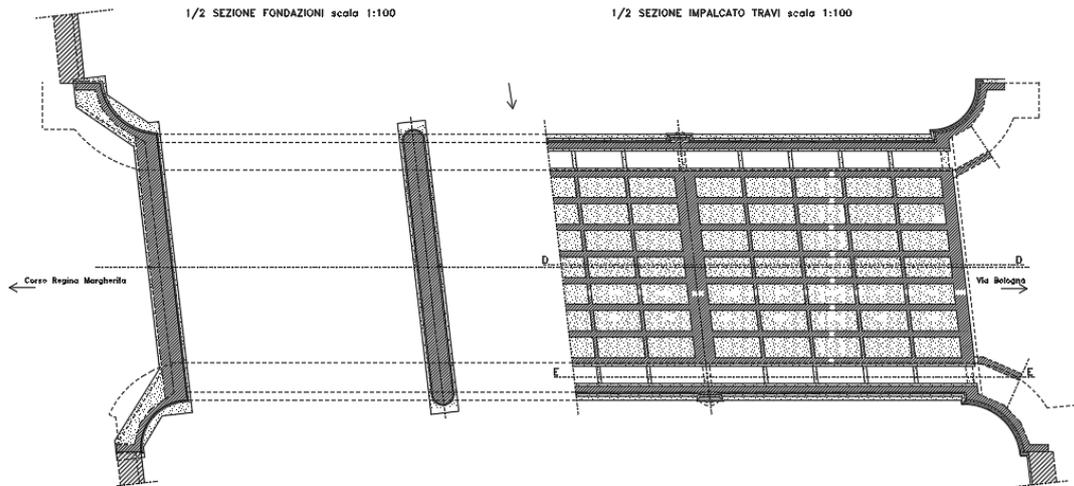


Figura 29. Mezza pianta impalcato travi – Mezza pianta fondazioni

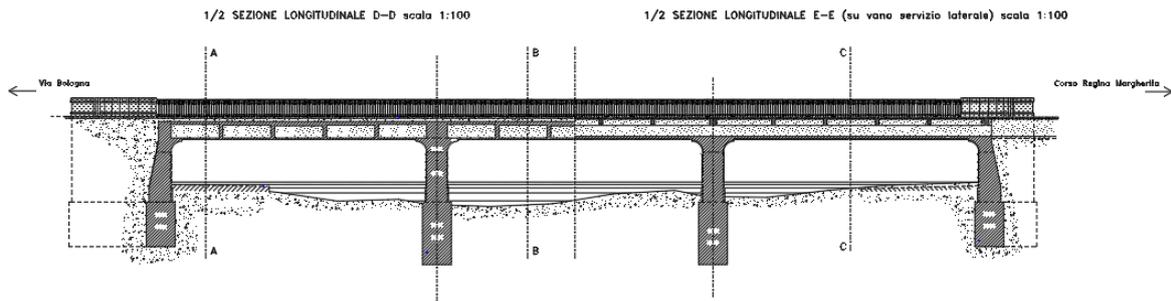


Figura 30. Sezione longitudinale

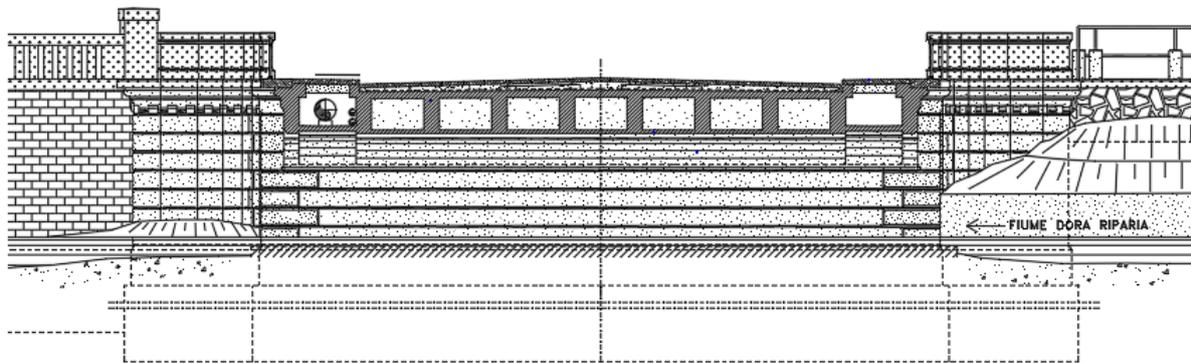


Figura 31. Sezione trasversale A-A

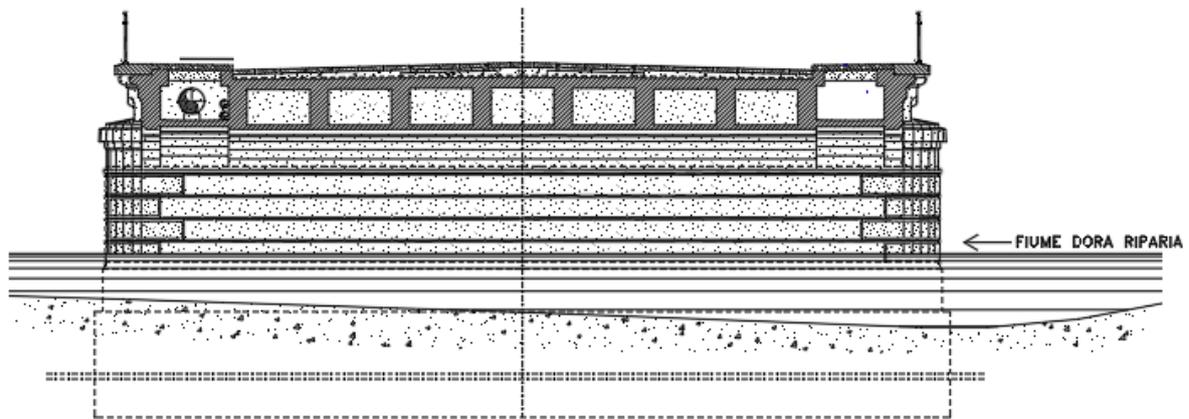


Figura 32. Sezione trasversale B-B

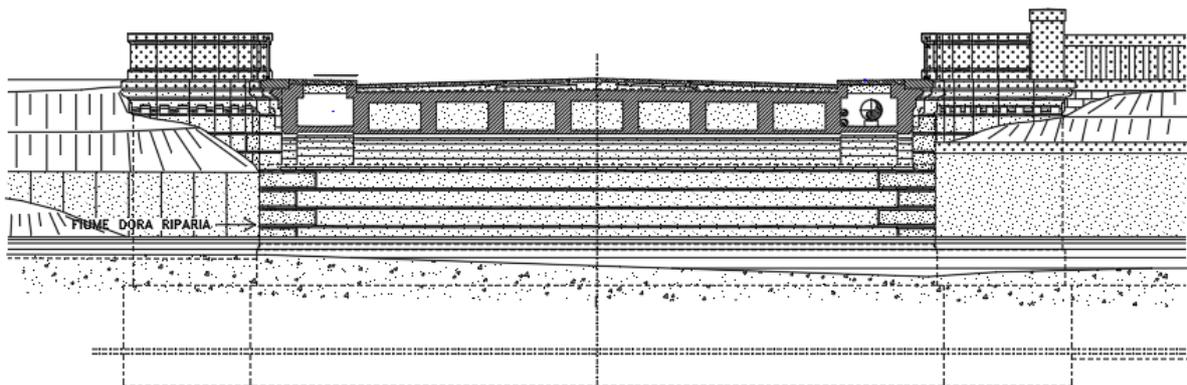


Figura 33. Sezione trasversale C-C

Al di sopra dell'impalcato è presente un sottofondo in conglomerato leggero di spessore variabile al fine di consentire il corretto deflusso delle acque. In corrispondenza dell'asse stradale si ha il massimo spessore pari a 20 centimetri, fino ad arrivare al minimo spessore pari a 10 centimetri in corrispondenza dei marciapiedi. Sopra al sottofondo è inoltre presente una pavimentazione in blocchi di pietra squadrata con uno spessore pari a 10 centimetri.

La larghezza della carreggiata è pari a 11,25 metri, i restanti 4,30 metri sono divisi in due marciapiedi di larghezza 2,15 metri ciascuno, realizzati in lastre di pietra. Al di

sotto dei marciapiedi sono stati predisposti dei vani vuoti che consentono il passaggio delle tubazioni e a garantire l'accesso alla sovrastruttura in caso di manutenzione.

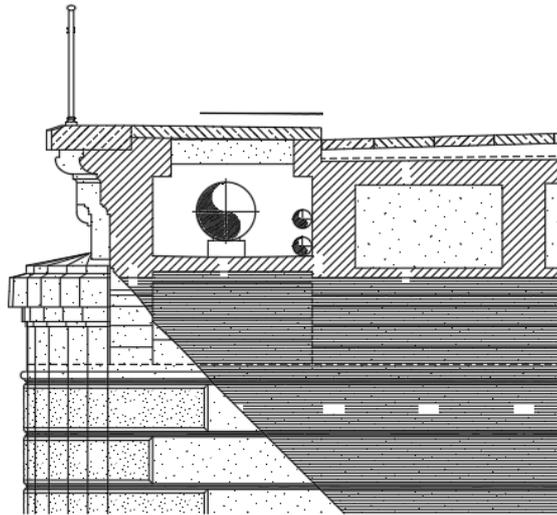


Figura 34. Particolare vano servizio

Come raffigurato dalle *Figure 7, 8, 9*, la sezione trasversale si presenta con dieci anime verticali di spessore 35 centimetri. L'interdistanza tra le anime disposte sull'impalcato è pari a 1,20 metri, mentre per le anime al di sotto dei marciapiedi, questa distanza aumenta a 1,35 metri.

In direzione longitudinale le anime presentano uno spessore di 20 centimetri.

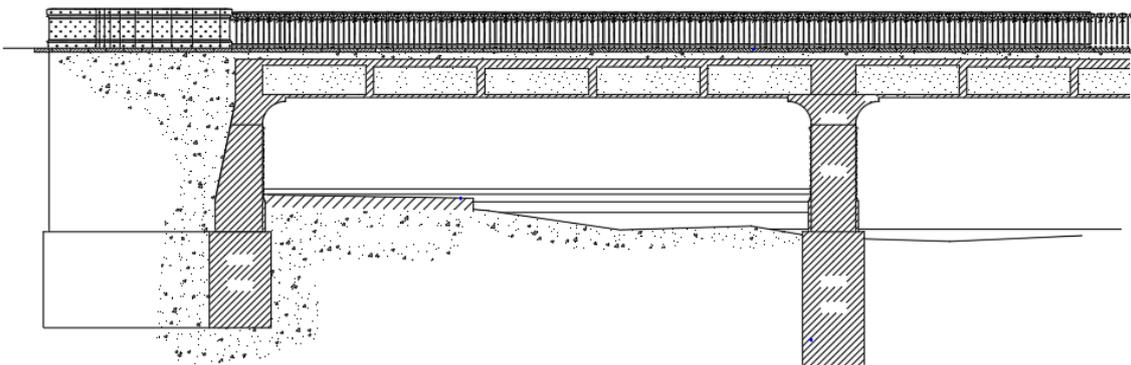


Figura 35. Anime impalcato sezione longitudinale

Per ogni campata sono presenti quattro anime verticali così da avere cinque vani vuoti per campata. Tali vani hanno un'altezza che varia tra i 68 e i 76 centimetri, a

seconda dello spessore della soletta superiore, e presentano una larghezza media di 2,68 metri.

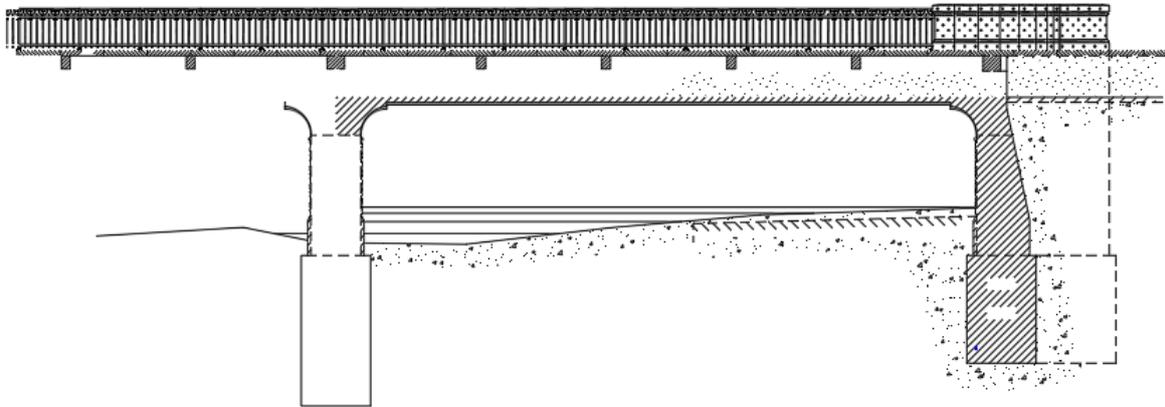


Figura 36. Vani servizio sezione longitudinale

Come si può vedere in *Figura 12*, i marciapiedi sono sorretti da travi in calcestruzzo armato di dimensioni variabili a seconda della loro posizione:

- Travi 20 x 30 cm in campata,
- Travi 40 x 30 cm in corrispondenza di pile e spalle.

4.3. Modello numerico agli elementi finiti

4.3.1. Fase preliminare

Per studiare il comportamento della struttura si è fatto ricorso a due programmi, con l'intento di ricostruire il modello architettonico in digitale per poi studiarne il comportamento sia statico che dinamico.

Per quanto riguarda il modello architettonico, questo è stato ricostruito tramite il software *AUTOCAD*, con il quale è stato ricostruito il modello tenendo conto della linea media degli elementi strutturali.

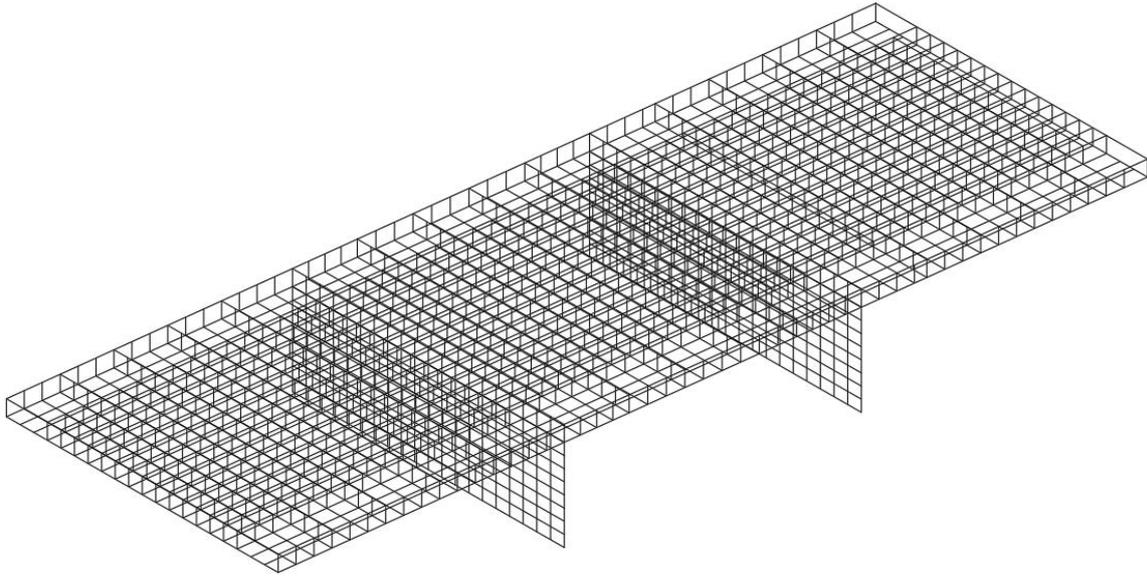


Figura 37. Modello Autocad

Una volta ricostruito il modello architettonico, è stato possibile importarlo in *SAP2000* tramite il formato *.dxf*, al fine di poter ricostruire il modello numerico agli elementi finiti. Si è importato ogni layer al quale è stato assegnato un gruppo diverso su *SAP2000* in modo tale che risultasse più semplice selezionare tutti gli elementi con le stesse caratteristiche geometriche.

A questo punto è stato necessario definire le proprietà dei materiali, le diverse sezioni degli elementi, i carichi e le relative combinazioni di carico, i vincoli.

Per quanto riguarda il materiale, non essendo a conoscenza dell'effettiva tipologia di calcestruzzo utilizzato per la realizzazione del ponte, è stato ipotizzato un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Tipo di materiale	Calcestruzzo
Peso per unità di volume [N/m³]	24992,618
Massa per unità di volume [kg/m³]	2548,5377
Modulo elastico [N/m²]	3,0 x 10 ¹⁰
Coefficiente di Poisson	0,2
Modulo di taglio [N/m²]	1,25 x 10 ¹⁰

Tabella 1. Proprietà del materiale

Per definire le sezioni degli elementi strutturali sono state consultate le tavole relative al ponte Bologna. Il software *SAP2000* richiede l'assegnazione di ogni elemento ad una tipologia specifica; per la maggior parte degli elementi si è fatto ricorso a sezioni di tipo *shell-thick*, in modo tale da prendere in considerazione le deformazioni a taglio, oltre che quelle flessionali. I soli travetti in calcestruzzo armato in corrispondenza dei vani di servizio sono stati modellati con elementi di tipo *beam*, per i quali è stato sufficiente considerare due punti il cui collegamento rappresenta l'asse dell'elemento stesso, per poi assegnare l'area della sezione trasversale e i moduli di inerzia.

Per gli elementi *shell-thick* si è invece considerata la linea media di ogni elemento e, tramite un comando del software, è stato possibile costruire la piastra tra quattro punti, assegnando in un secondo momento lo spessore dell'elemento.

Una volta definiti tutti gli elementi è stata effettuata una discretizzazione del modello in modo tale da ottenere deformate più realistiche e per aumentare la precisione del modello.

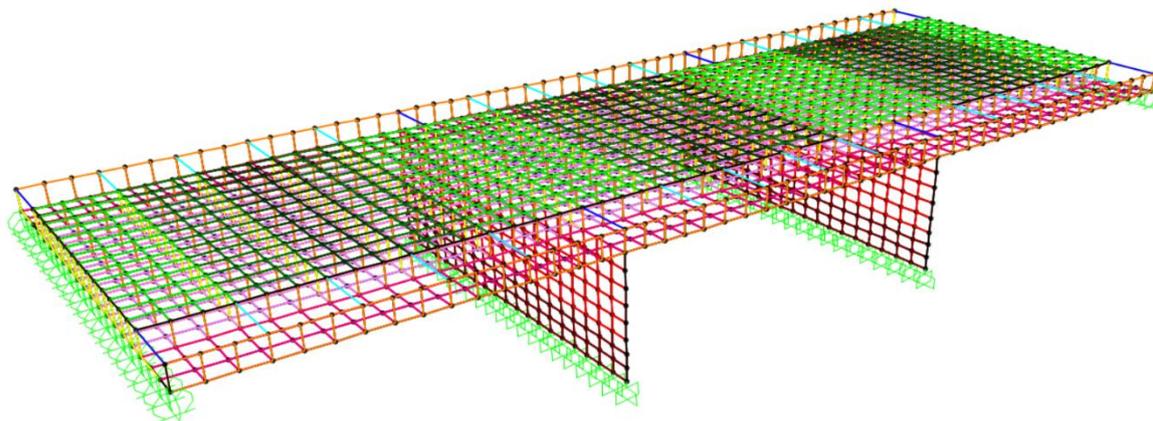


Figura 38. Discretizzazione del modello

Una volta assegnate le diverse sezioni e il materiale agli elementi, il modello risulta caricato solamente dai pesi propri degli elementi strutturali; è stato pertanto necessario definire i carichi relativi al sottofondo in conglomerato leggero, alla pavimentazione in blocchi e ai marciapiedi in blocchi di pietra; altri carichi come quello rappresentato dai due corrimani sono stati considerati superflui.

Per il sottofondo in conglomerato leggero è stato assegnato un peso per unità di volume pari a $2000 \frac{kg}{m^3}$.

Per la pavimentazione in blocchi è stato considerato un peso per unità di volume pari a $2600 \frac{kg}{m^3}$.

Tali carichi sono stati assegnati agli elementi costituenti la soletta superiore della struttura, tenendo conto dell'effettivo spessore sia del sottofondo, sia della pavimentazione.

Per i blocchi in pietra in corrispondenza dei marciapiedi è stato considerato un peso per unità di volume pari a $2600 \frac{kg}{m^3}$. Questo carico è stato distribuito sui travetti modellati come elementi *beam*, considerando l'area di influenza di ciascuno.

Tutti i carichi aggiuntivi sopra elencati, essendo che si è tenuto conto dell'effettivo spessore di ciascun elemento, saranno carichi distribuiti $\left[\frac{N}{m^2} \right]$.

A questo punto, essendo che questi carichi aggiuntivi sono in realtà elementi fissi sul ponte ma che non sono stati modellati sul software, bisogna considerarli come elementi con una massa propria, altrimenti l'analisi modale risulterebbe errata. Per far ciò su *SAP2000* è presente il comando *'mass source'* che consente di tenere conto della massa di questi elementi.

L'ultimo step per completare il modello è stato quello di definire i vincoli della struttura.

Tra la sovrastruttura e la sottostruttura non è stato necessario inserire alcun vincolo perché è presente un collegamento monolitico tra le due parti.

Alla base delle pile sono stati inseriti degli incastri. Tuttavia, per tali elementi, si è considerata un'altezza inferiore rispetto a quella effettiva, nello specifico gli incastri sono stati posizionati a metà dell'altezza interrata, in modo tale da aumentarne la rigidità. Questo ragionamento è stato fatto considerando che intorno a quel punto sarà presente il letto del fiume.

Per quanto riguarda le spalle si è deciso di semplificare la struttura sostituendo i due elementi con due carrelli atti ad impedire la traslazione in direzione trasversale, ma che consentono di tenere conto della rotazione e dell'interazione della struttura con il terreno.

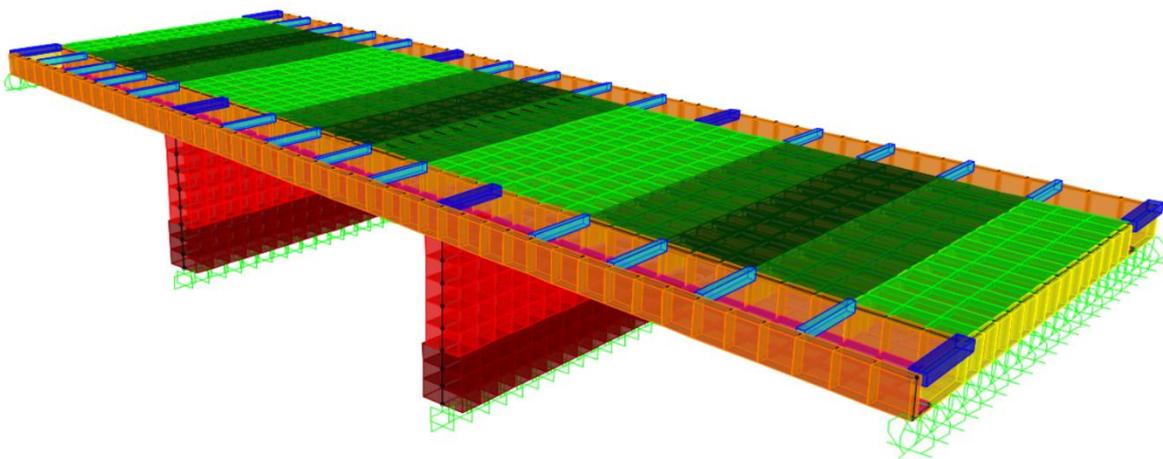


Figura 39. Rappresentazione 3D del modello

4.3.2. Processamento

Una volta realizzato il modello, si scelgono le tipologie di analisi da effettuare. Per il caso studio del ponte Bologna sono state effettuate un'analisi statica lineare e un'analisi modale.

Per quanto riguarda l'analisi statica lineare si è definita una combinazione di carico allo stato limite ultimo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- G_1 sono i carichi permanenti strutturali, ovvero i pesi propri di tutti gli elementi modellati come *shell-thick* e *beam*;
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali, ovvero i carichi del sottofondo, della pavimentazione e dei marciapiedi;
- P sono i carichi dovuti agli elementi precompressi, non presenti nella struttura;
- Q_{k1}, Q_{k2}, \dots sono i carichi dovuti alle azioni variabili, non prese in considerazione durante l'analisi;
- γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti strutturali G_1 , in questo caso preso con un valore pari a 1,3;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza di carichi permanenti non strutturali G_2 , in questo caso preso con un valore pari a 1,5;
- γ_P, γ_{Qi} sono i coefficienti parziali di sicurezza rispettivamente dei carichi degli elementi precompressi P e delle azioni variabili Q_{ki} , non presi in considerazione per questa analisi;
- Ψ_{0j} sono i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili, non presi in considerazione nell'analisi.

Per quanto riguarda l'analisi modale, si è già parlato del comando '*mass source*' presente all'interno del software *SAP2000* che ha consentito di assegnare una massa anche agli elementi come il sottofondo, la pavimentazione e i marciapiedi che sono stati

considerati come carichi ma che è importante considerare la loro massa per lo svolgimento corretto dell'analisi modale.

4.3.3. Risultati

Dopo aver lanciato le analisi, *SAP2000* consente di visualizzare la deformata statica e le deformate modali.

Per quanto riguarda la deformata statica, si riporta un valore massimo di abbassamento in campata pari a circa *7,5 mm*.

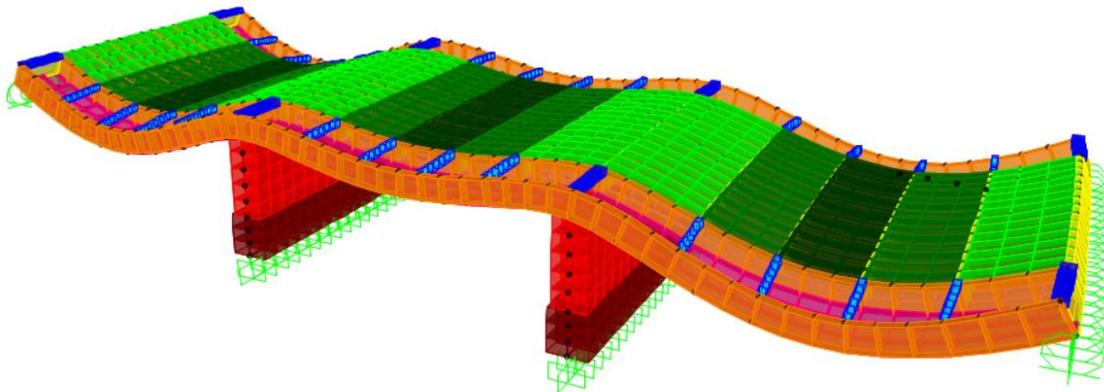


Figura 40. Deformata statica

Per quanto riguarda l'analisi modale, le deformate dei primi otto modi di vibrare sono riportate nel seguito, insieme ad una tabella contenente i periodi e le frequenze modali della struttura.

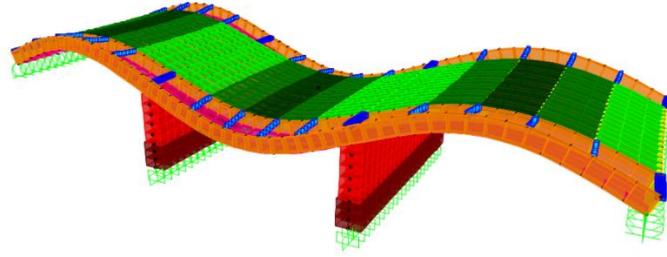


Figura 41. Deformata I modo di vibrare

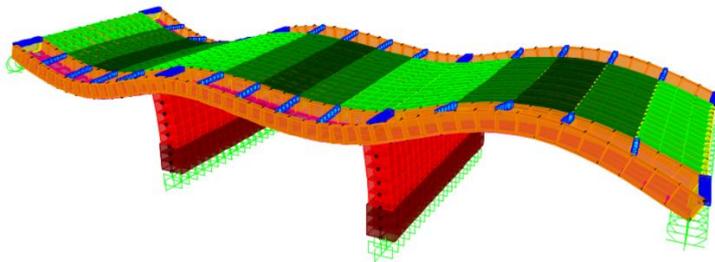


Figura 42. Deformata II modo di vibrare

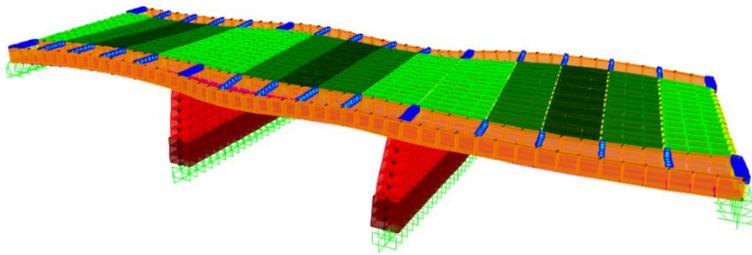


Figura 43. Deformata III modo di vibrare

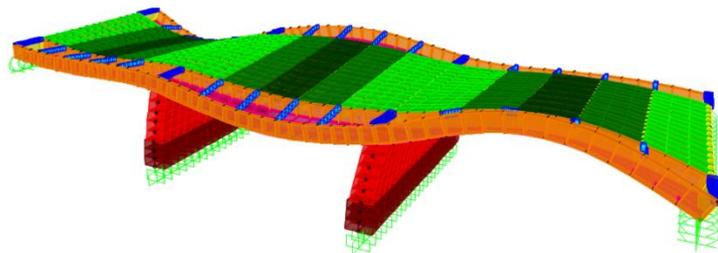


Figura 44. Deformata IV modo di vibrare

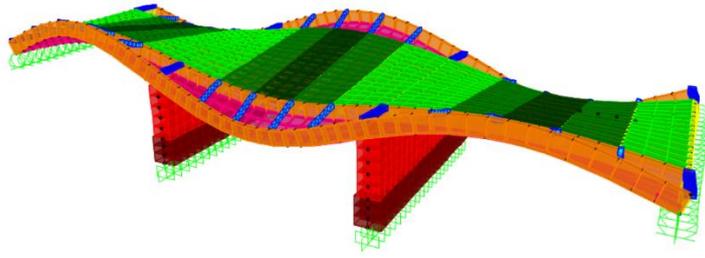


Figura 45. Deformata V modo di vibrare

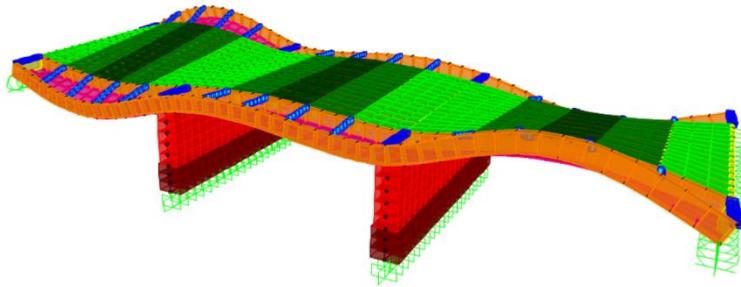


Figura 46. Deformata VI modo di vibrare

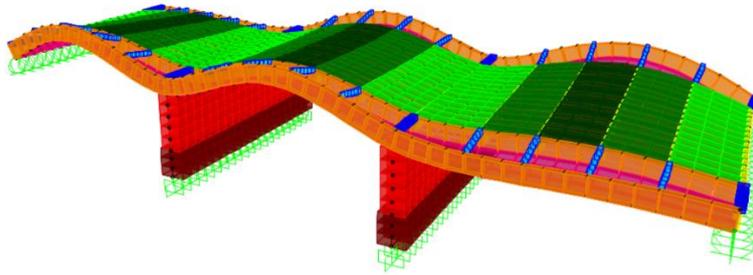


Figura 47. Deformata VII modo di vibrare

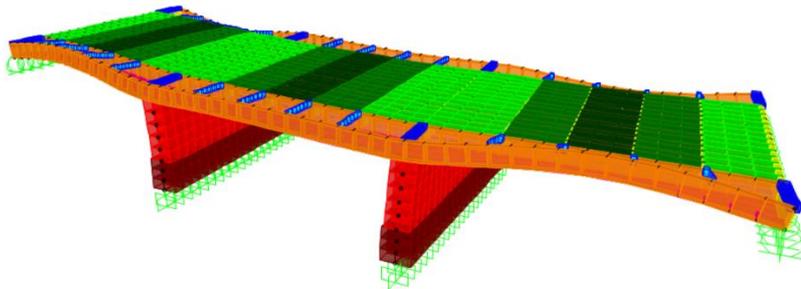


Figura 48. Deformata VIII modo di vibrare

	Periodo [s]	Frequenza [Hz]
I modo di vibrare	0,088325	11,322
II modo di vibrare	0,078942	12,668
III modo di vibrare	0,067879	14,732
IV modo di vibrare	0,067449	14,826
V modo di vibrare	0,065568	15,251
VI modo di vibrare	0,060004	16,665
VII modo di vibrare	0,056674	17,645
VIII modo di vibrare	0,054500	18,349

Tabella 2. Frequenze naturali del modello FEM

5. Analisi di sensitività

A valle della modellazione della struttura, si è proceduto con l'analisi di sensitività. Con tale termine si intende uno studio volto alla determinazione dei parametri che maggiormente influiscono sulla risposta della struttura. Per tale ragione, si è proceduto con l'individuazione di alcuni parametri significativi per la struttura e in seguito si è effettuata la variazione di un parametro alla volta, determinando il cosiddetto *coefficiente di sensitività* S_a .

Tale coefficiente può essere spiegato come una funzione del tipo:

$$y = f(x)$$

Dove y è il vettore contenente l'output del modello, mentre x è il vettore contenente l'input del modello. Il coefficiente $S_{i,j}$ rappresenta la variazione in percentuale del parametro modale R_i , a seguito di una variazione in percentuale della variabile X_j :

$$S_{i,j} = 100 \cdot \frac{X_j}{R_i} \cdot \frac{\Delta R_i}{\Delta X_j}$$

Come variazione del parametro si è adottato un $\delta = 20\%$.

I parametri che si è deciso far variare sono i seguenti:

- Modulo elastico del calcestruzzo delle travi E_{travi} .
- Modulo elastico del calcestruzzo dei traversi $E_{traversi}$.
- Modulo elastico del calcestruzzo delle pile E_{pile} .
- Modulo elastico del calcestruzzo delle pile interrato $E_{pile,int}$.
- Modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato inferiore $E_{imp,inf}$.
- Modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato superiore $E_{imp,sup}$.
- Modulo elastico del calcestruzzo degli elementi (impalcato, travi, traversi) vicini alle pile E_{elem_pile} .
- Rigidezza dei vincoli in corrispondenza delle spalle K_{spalle} .

Considerati come valori di riferimento quelli riportati in *Tabella 2*, si procede facendo variare i parametri sopra elencati uno alla volta dal -20% al $+20\%$ con step di variazione del 10% .

	$X_{1,-20\%}$	$X_{2,-10\%}$	$X_{3,0\%}$	$X_{4,+10\%}$	$X_{5,+20\%}$
$E_{travi} \left[\frac{kN}{mm^2} \right]$	24	27	30	33	36
$E_{traversi} \left[\frac{kN}{mm^2} \right]$	24	27	30	33	36
$E_{pile} \left[\frac{kN}{mm^2} \right]$	24	27	30	33	36
$E_{pile,int} \left[\frac{kN}{mm^2} \right]$	24	27	30	33	36
$E_{imp,inf} \left[\frac{kN}{mm^2} \right]$	24	27	30	33	36
$E_{imp,sup} \left[\frac{kN}{mm^2} \right]$	24	27	30	33	36
$E_{elem_pile} \left[\frac{kN}{mm^2} \right]$	24	27	30	33	36
$K_{spalle} \left[\frac{kN}{mm} \right]$	3200	3600	4000	4400	4800

Tabella 3. Variazioni dei parametri

5.1. Variazione del modulo elastico delle travi

Per quanto riguarda la variazione del modulo elastico delle travi si sono considerati due casi:

- 1) Variazione del modulo elastico delle travi,
- 2) Variazione del modulo elastico dell'anima delle travi.

5.1.1. Travi

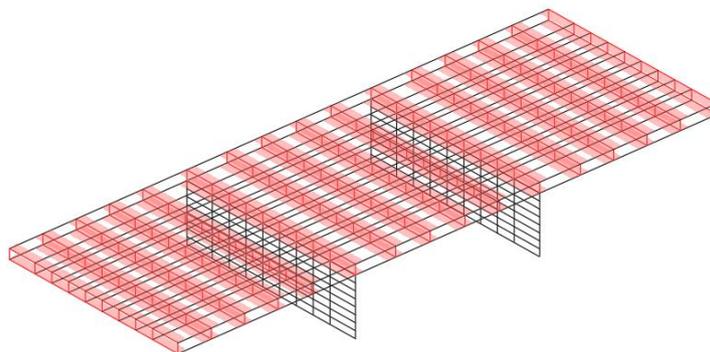


Figura 49. Travi del ponte Bologna

E_{travi}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	10,776	12,191	14,179	14,517	14,718	15,974	16,902	17,683
-10%	11,061	12,447	14,471	14,705	14,965	16,336	17,292	18,034
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,562	12,857	14,939	14,966	15,525	16,966	17,966	18,633
20%	11,785	13,021	15,051	15,177	15,780	17,242	18,260	18,894

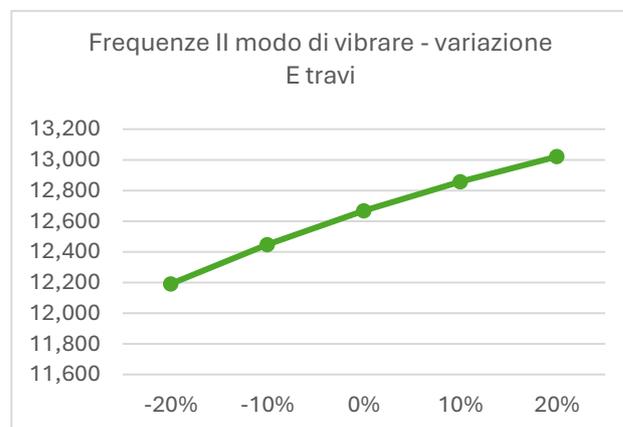
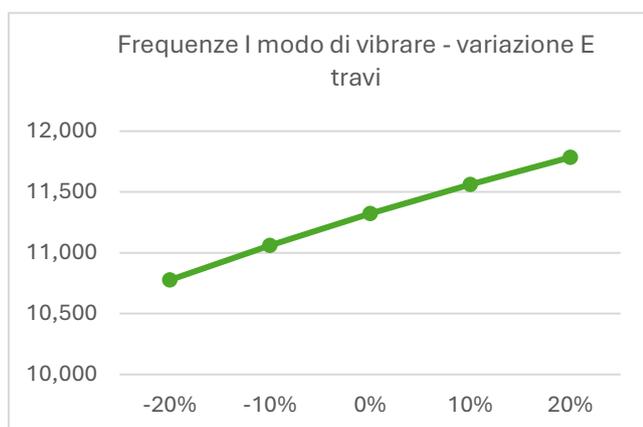
Tabella 4. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo travi

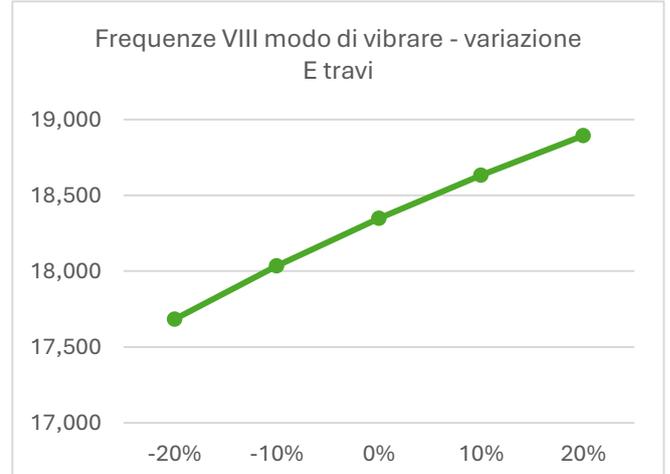
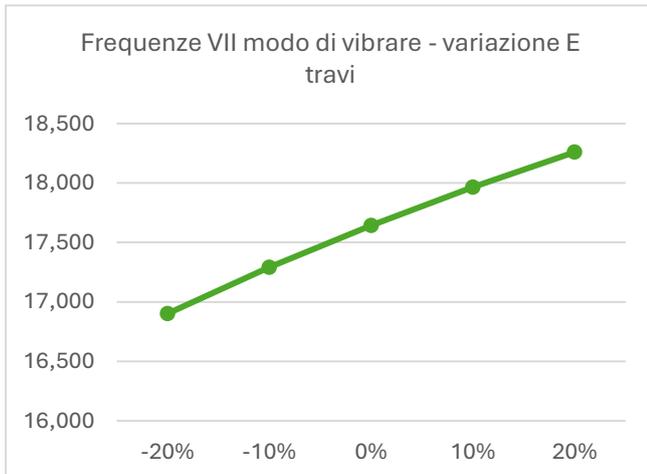
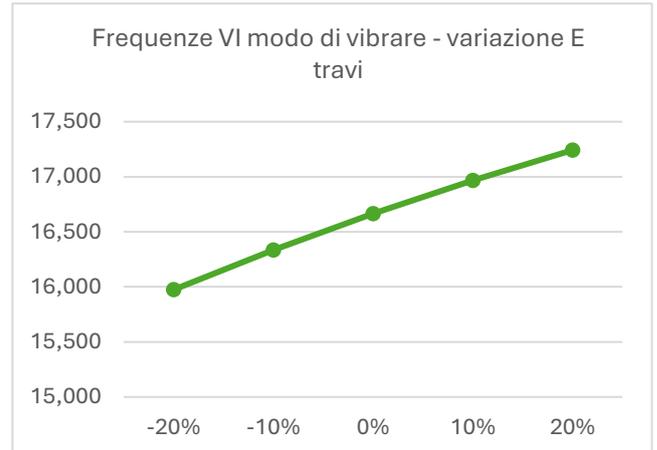
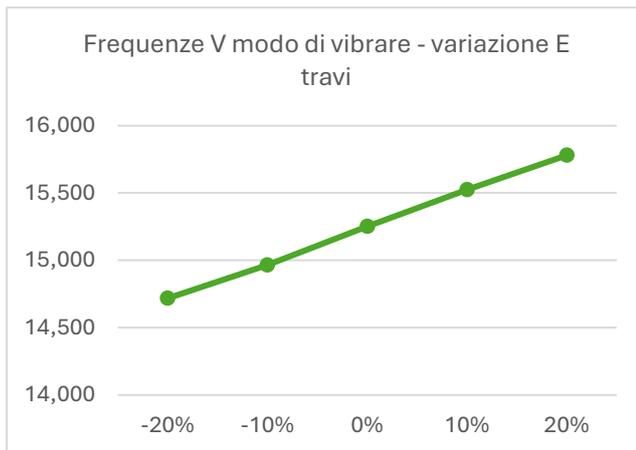
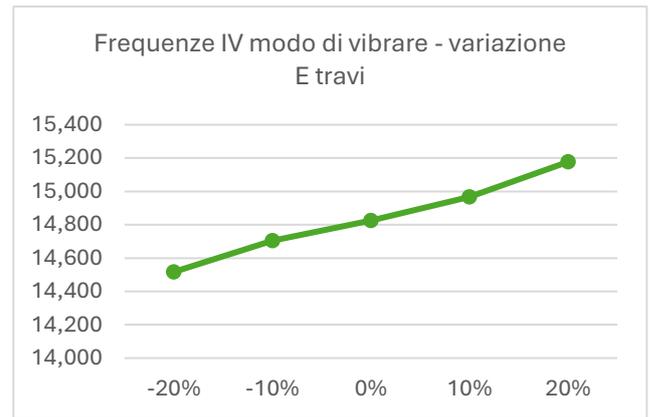
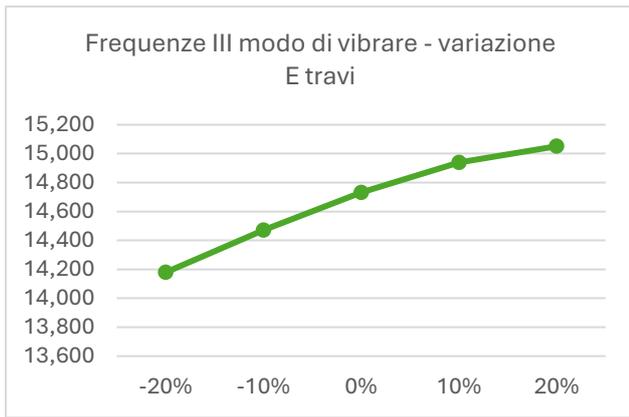
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
20,26	15,64	15,60	8,52	14,50	17,31	17,58	15,05

Tabella 5. Coefficienti di sensitività travi

Di seguito si riportano i diagrammi che rappresentano l'andamento delle frequenze naturali del sistema in funzione della variazione del parametro considerato.





Come si può notare dai diagrammi la variazione di ogni frequenza è pressoché lineare. Si può anche constatare che le variazioni di modulo elastico del calcestruzzo degli elementi di trave, influiscono maggiormente sul primo modo di vibrare.

5.1.2. Anime delle travi

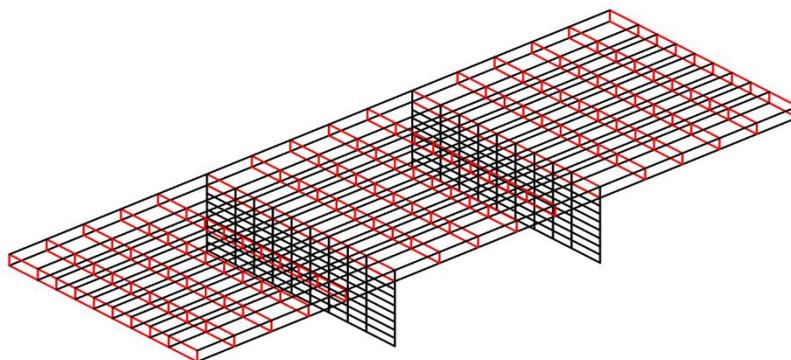


Figura 50. Anime delle travi del ponte Bologna

E_{anime_travi}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,279	12,661	14,659	14,800	15,204	16,611	17,625	18,311
-10%	11,301	12,664	14,698	14,813	15,229	16,640	17,635	18,331
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,343	12,671	14,761	14,838	15,272	16,688	17,654	18,364
20%	11,363	12,674	14,786	14,850	15,290	16,708	17,662	18,377

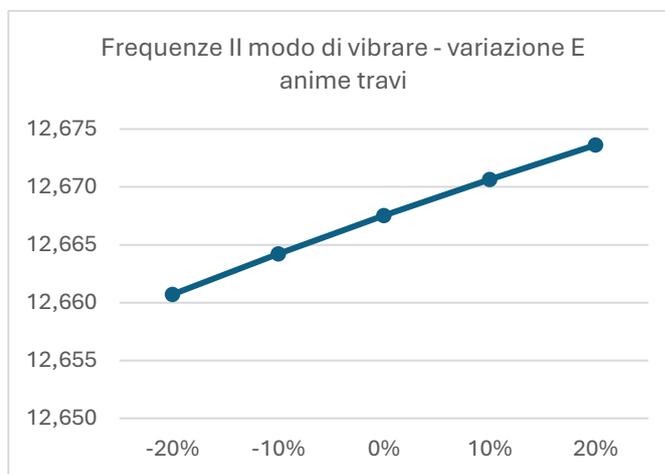
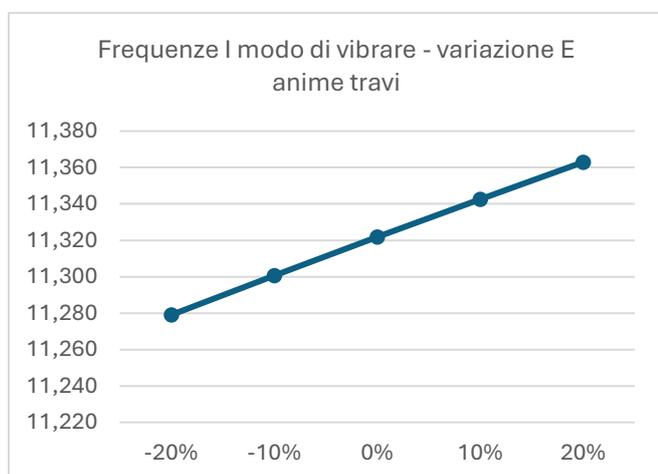
Tabella 6. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo anime travi

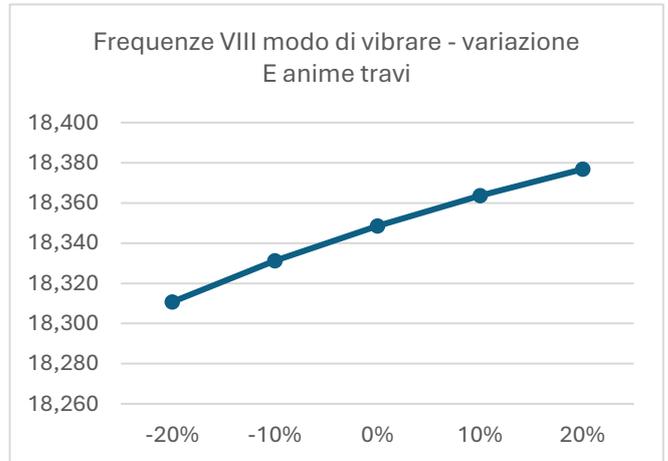
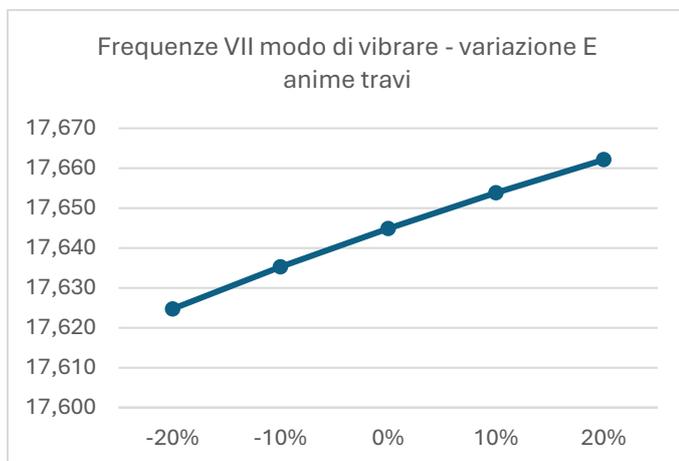
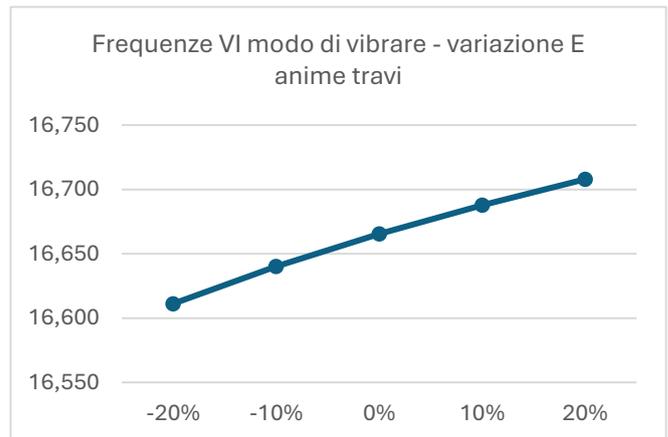
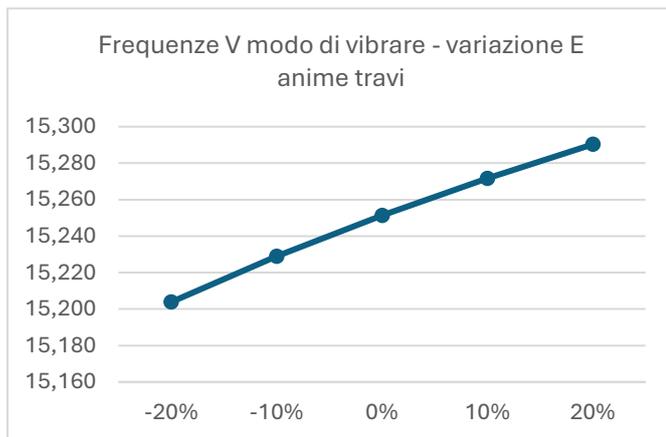
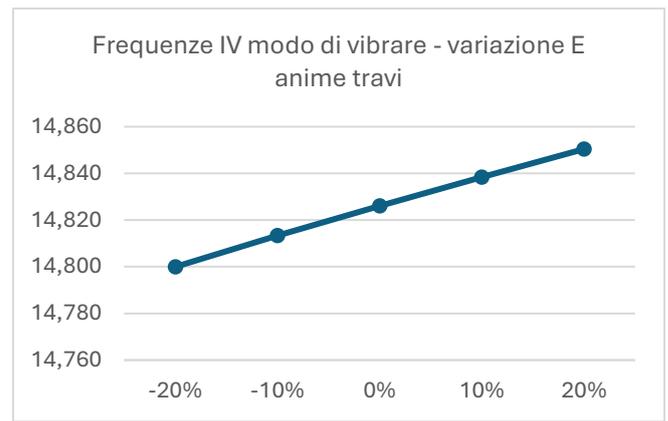
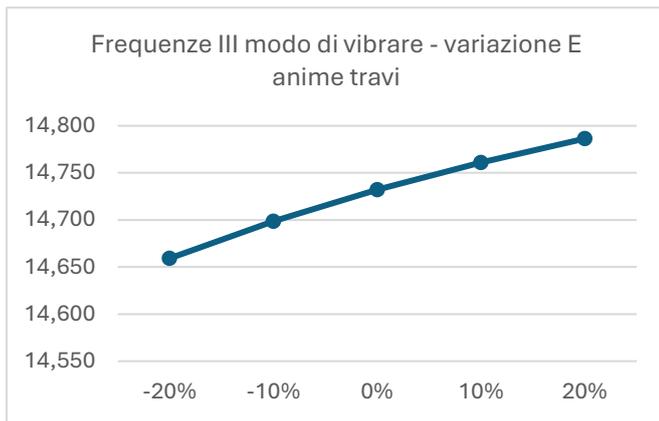
I coefficienti di sensibilità saranno:

coefficiente sensibilità							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
1,52	0,22	1,99	0,71	1,25	1,31	0,46	0,83

Tabella 7. Coefficienti di sensibilità anime travi

Di seguito si riportano i diagrammi che rappresentano l'andamento delle frequenze naturali del sistema in funzione della variazione del parametro considerato.





Anche in questo caso l'andamento delle variazioni delle frequenze è pressoché lineare. Si nota, in contrasto al caso precedente, come le variazioni di frequenza siano molto minori. Questo è rappresentato dal coefficiente di sensitività che in questo caso è molto più piccolo rispetto al caso precedente. Questo dato significa che, se solo l'anima delle travi subisse un parziale collasso, la struttura del ponte non

perderebbe la sua funzionalità e pertanto l'anima delle travi del ponte rappresenta un parametro che non influisce particolarmente sulla struttura.

5.2. Variazione del modulo elastico dei traversi

Per quanto riguarda la variazione del modulo elastico dei traversi si sono considerati due casi:

- 1) Variazione del modulo elastico dei traversi,
- 2) Variazione del modulo elastico dell'anima dei traversi.

5.2.1. Traversi

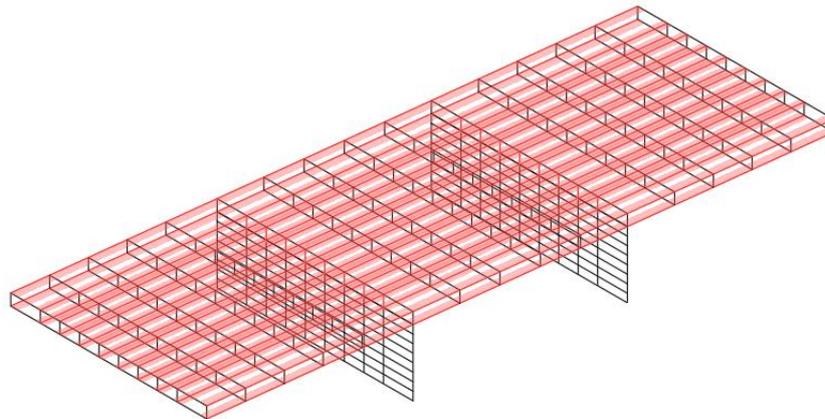


Figura 51. Traversi del ponte Bologna

$E_{traversi}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	10,495	11,865	13,953	13,989	14,484	15,320	16,229	17,087
-10%	10,896	12,274	14,328	14,498	14,708	15,948	16,913	17,717
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,647	12,961	14,959	14,995	15,602	17,094	18,176	18,853
20%	12,001	13,236	15,220	15,229	16,058	17,622	18,765	19,369

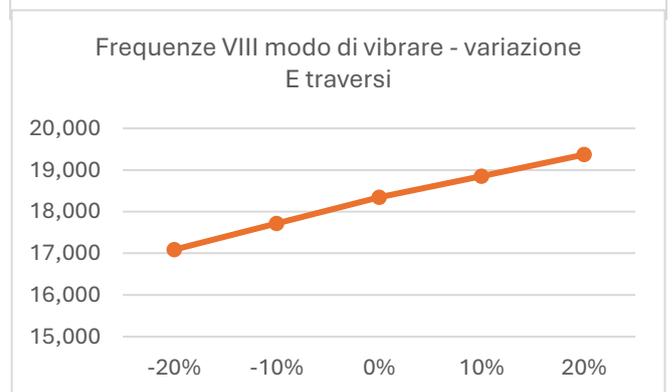
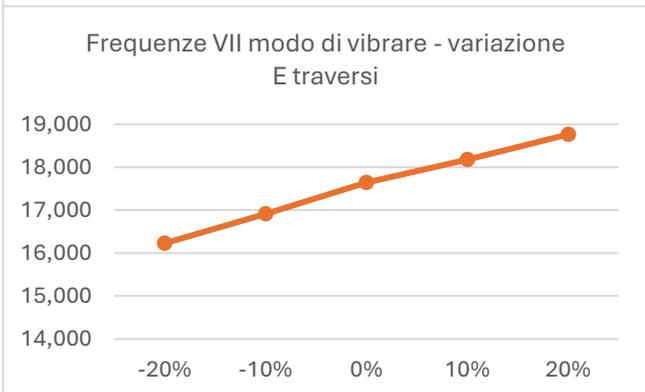
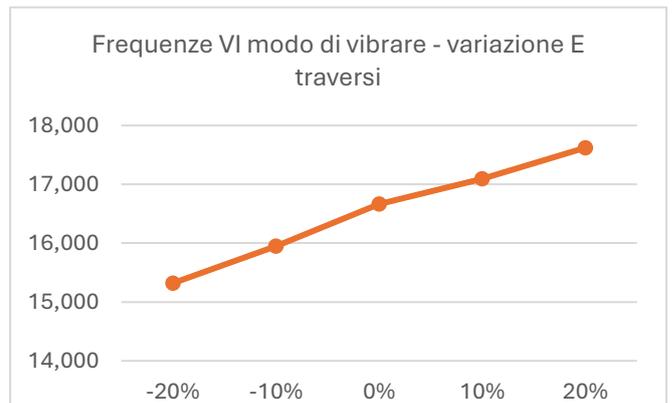
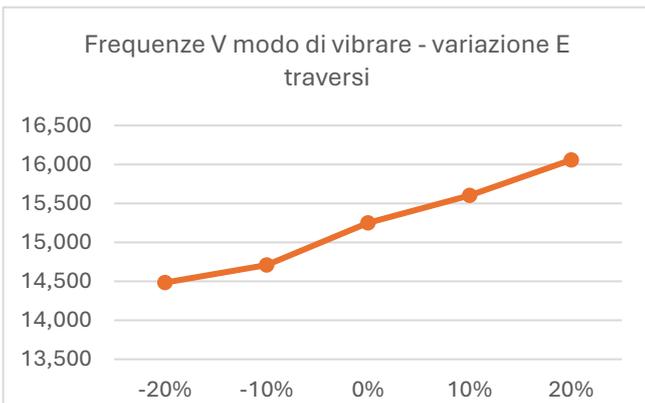
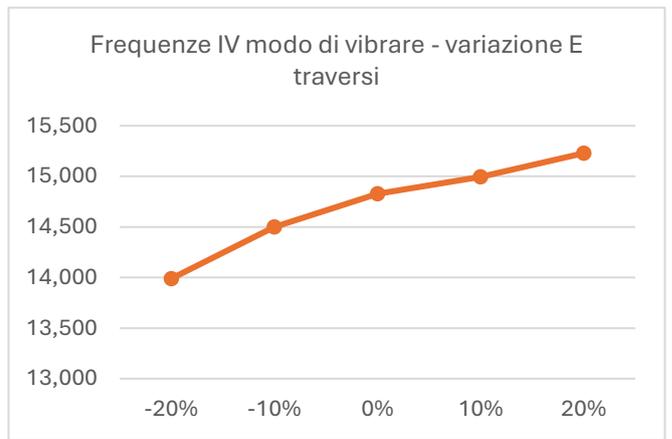
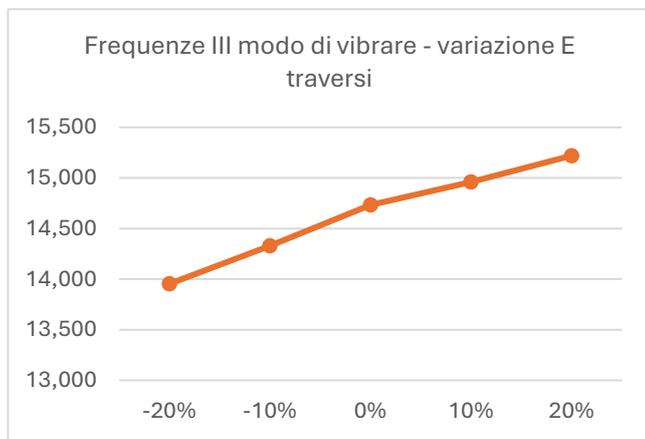
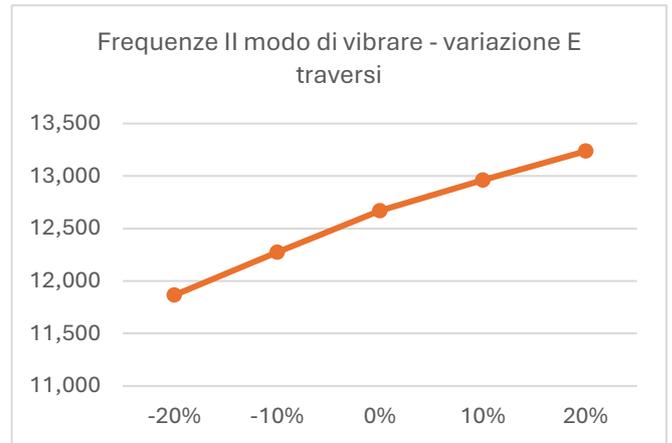
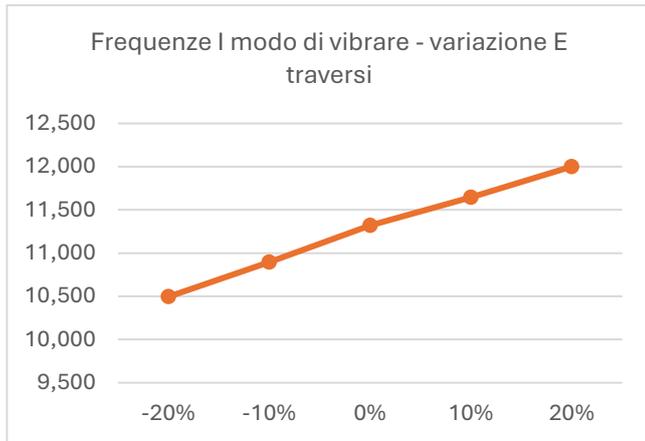
Tabella 8. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo traversi

I coefficienti di sensibilità saranno:

coefficiente sensibilità							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
31,51	27,06	22,33	23,94	21,19	35,13	34,90	29,53

Tabella 9. Coefficienti di sensibilità traversi

Di seguito si riportano i diagrammi che rappresentano l'andamento delle frequenze naturali del sistema in funzione della variazione del parametro considerato.



In questo caso l'andamento delle frequenze dovute alla variazione del modulo elastico del calcestruzzo dei traversi è lineare. Sono maggiormente influenzati i modi di vibrare alti.

In questo caso, come nel caso della variazione del modulo elastico del calcestruzzo delle travi, il coefficiente di sensitività è molto elevato. Per questa ragione sia le travi che i traversi rappresentano due elementi del ponte che influiscono in modo significativo la struttura.

5.2.2. Anime dei traversi

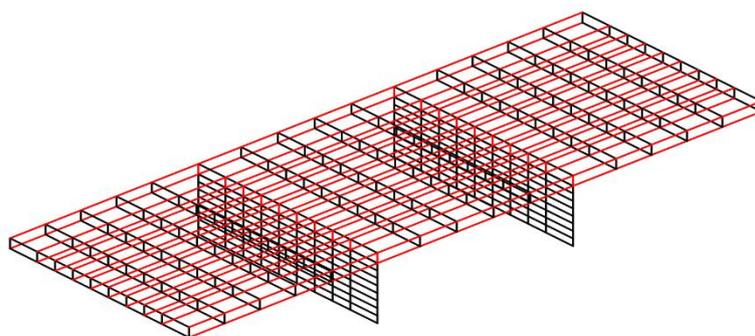


Figura 52. Anime dei traversi del ponte Bologna

$E_{anime_traversi}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	10,934	12,306	14,481	14,563	14,764	16,019	16,942	17,718
-10%	11,133	12,496	14,613	14,707	15,006	16,354	17,307	18,042
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,502	12,824	14,841	14,939	15,488	16,958	17,963	18,638
20%	11,674	12,967	14,940	15,050	15,714	17,235	18,263	18,912

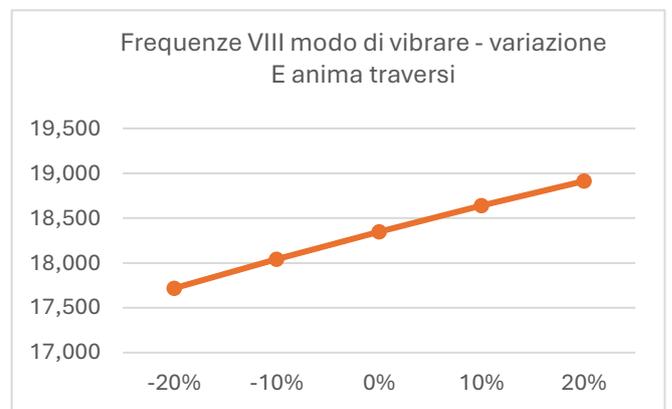
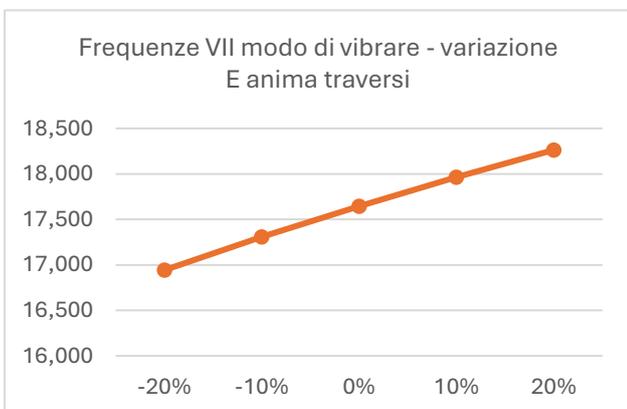
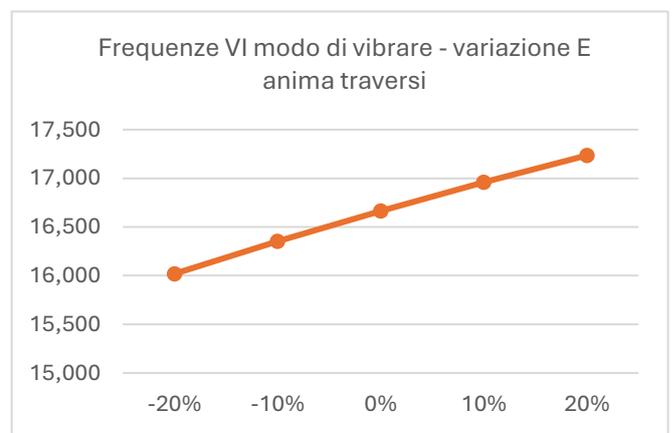
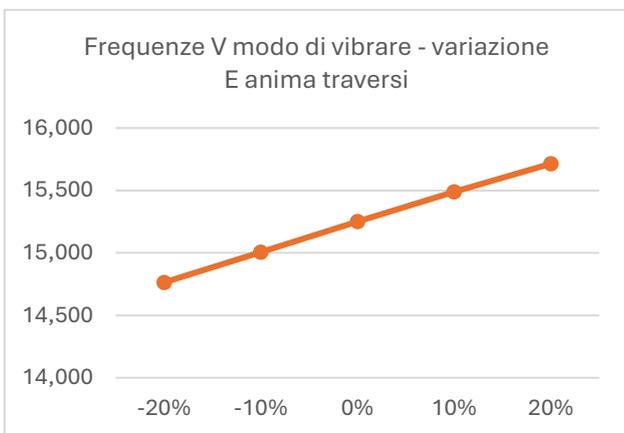
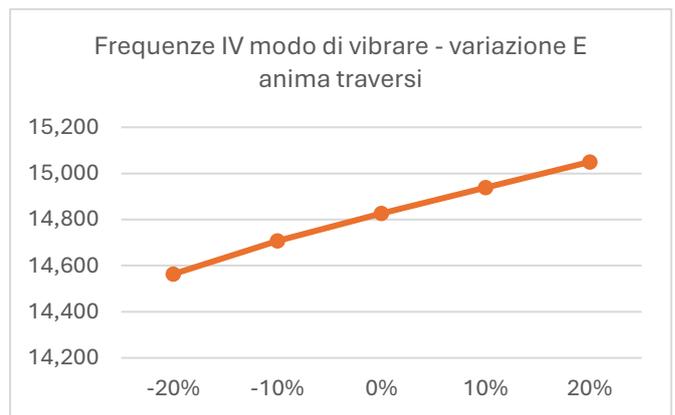
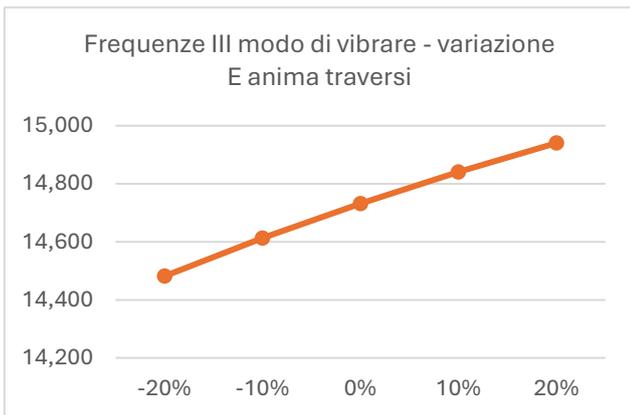
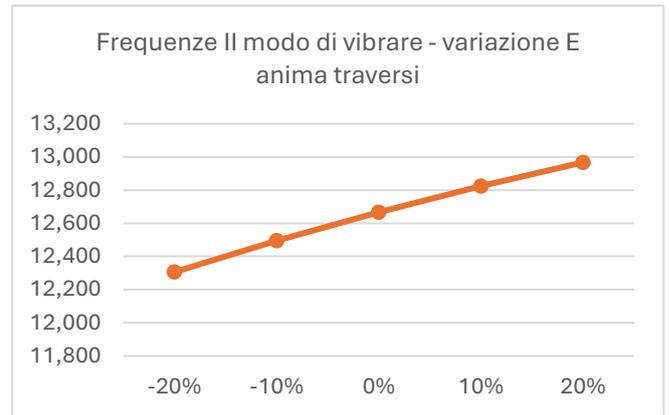
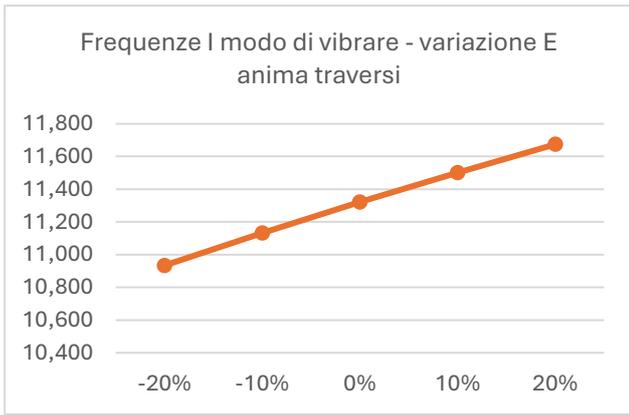
Tabella 10. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo anima dei traversi

I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
14,19	11,76	6,92	7,22	13,21	16,14	16,59	14,24

Tabella 11. Coefficienti di sensitività anime traversi

Di seguito si riportano i diagrammi che rappresentano l'andamento delle frequenze naturali del sistema in funzione del parametro considerato.



L'andamento delle variazioni è lineare e i modi più influenzati sono quelli alti. Anche in questo caso il coefficiente di sensitività è notevole e pertanto il modulo elastico del calcestruzzo delle anime dei traversi sarà un parametro influente sulla struttura.

5.3. Variazione del modulo elastico delle pile

Per quanto riguarda la variazione del modulo elastico dei traversi si sono considerati tre casi:

- 1) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo di entrambe le pile,
- 2) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della pila 1,
- 3) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della pila 2.



Figura 53. Schema pile del ponte Bologna

5.3.1. Pile

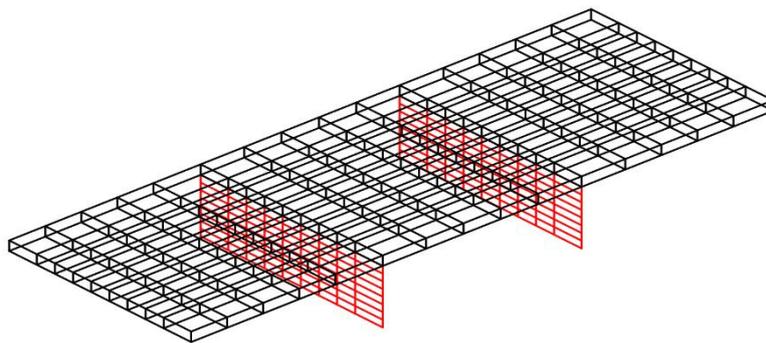


Figura 54. Entrambe le pile del ponte Bologna

frequenze modi di vibrare								
E_{pile}	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,308	12,469	14,409	14,424	15,223	16,643	17,621	18,202
-10%	11,316	12,585	14,590	14,625	15,236	16,655	17,634	18,280
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,327	12,728	14,856	15,001	15,276	16,675	17,654	18,409
20%	11,332	12,773	14,965	15,130	15,332	16,685	17,661	18,463

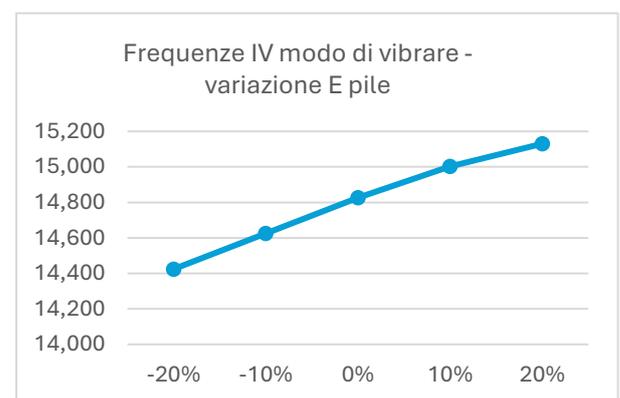
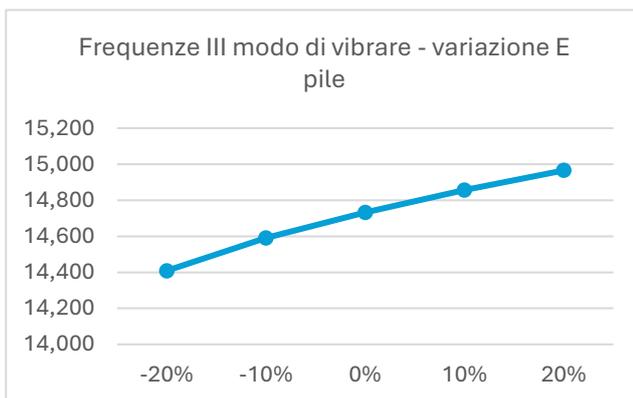
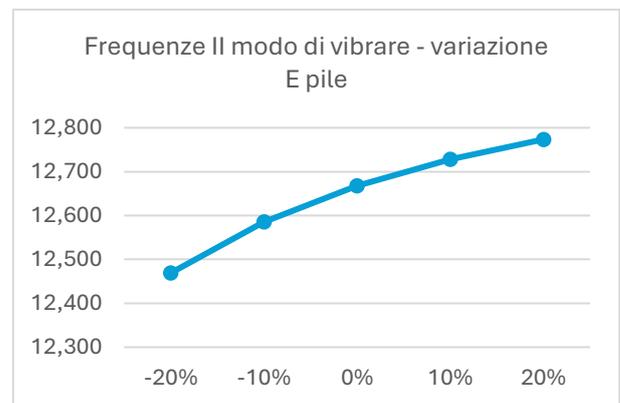
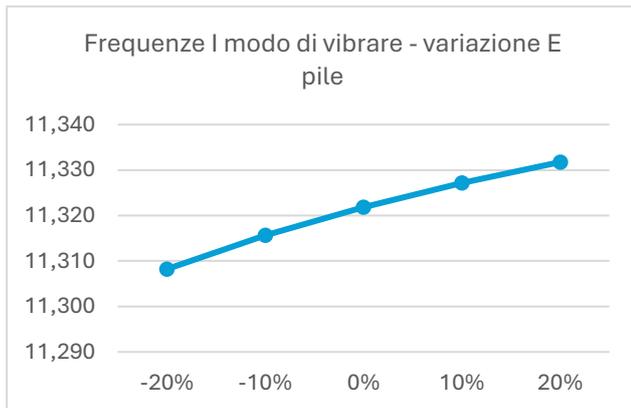
Tabella 12. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo delle pile

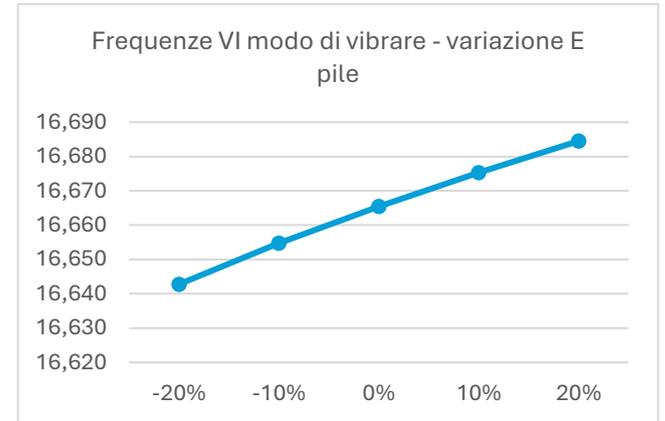
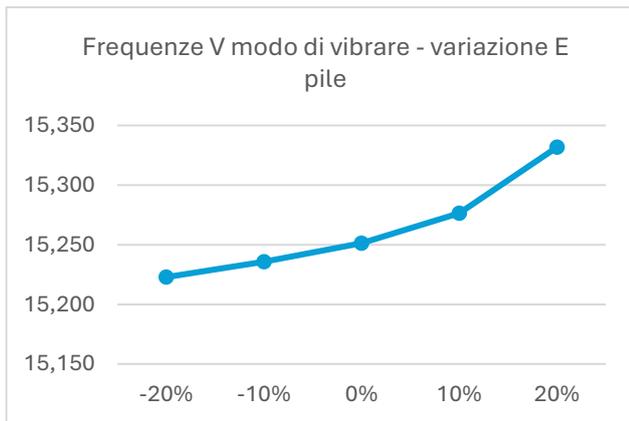
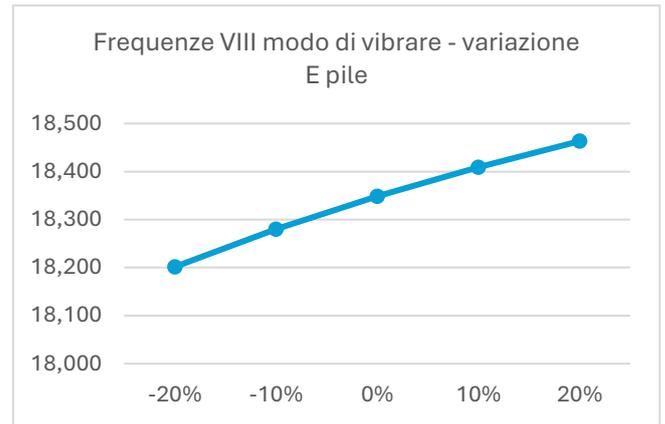
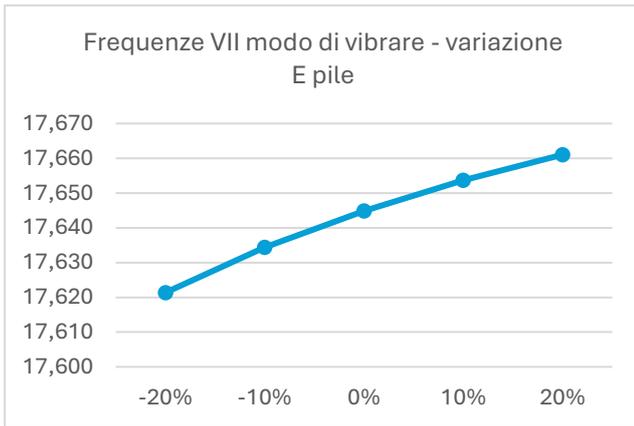
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,48	6,36	8,98	11,15	0,75	0,54	0,53	3,23

Tabella 13. Coefficienti di sensitività pile

Di seguito i diagrammi.





Il coefficiente di sensibilità risulta basso per alcuni modi di vibrare, pertanto per quei determinati modi (modo 1 e modi alti), la frequenza della struttura non subirà grossi cambiamenti. Viceversa, per i modi torsionali (modo 3 e modo 4), per i quali il coefficiente di sensibilità è sufficientemente elevato da tenere in considerazione questa variazione.

5.3.2. Pila 1 e Pila 2

Questi due casi vengono riportati assieme in quanto i risultati sono i medesimi.

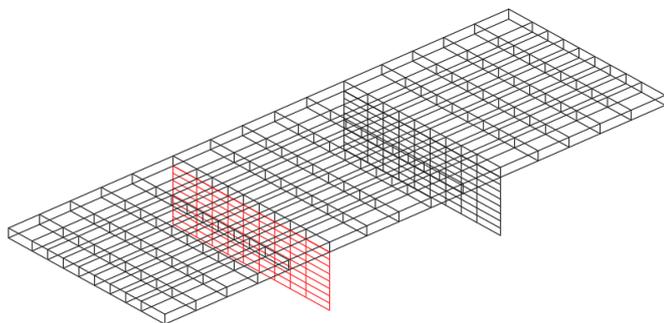


Figura 55. Pila 1 del ponte Bologna

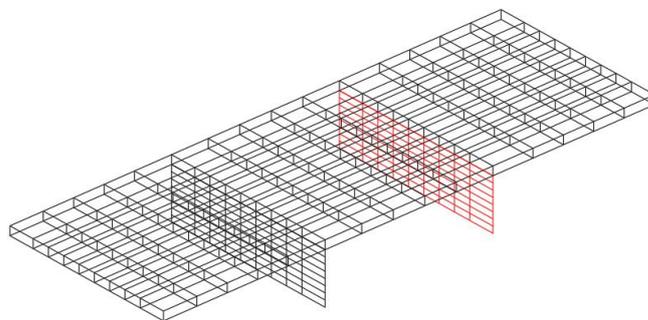


Figura 56. Pila 2 del ponte Bologna

E_{pila1}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,315	12,579	14,567	14,621	15,235	16,654	17,633	18,278
-10%	11,319	12,629	14,659	14,727	15,243	16,660	17,640	18,315
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,324	12,699	14,793	14,916	15,262	16,670	17,649	18,379
20%	11,327	12,725	14,845	14,995	15,275	16,675	17,653	18,408

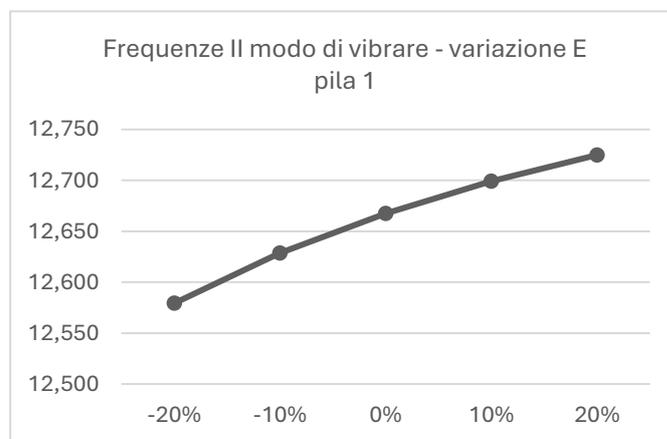
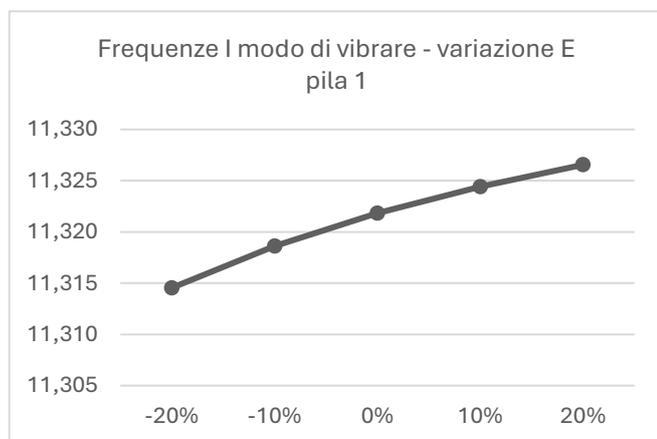
Tabella 14. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo della pila 1

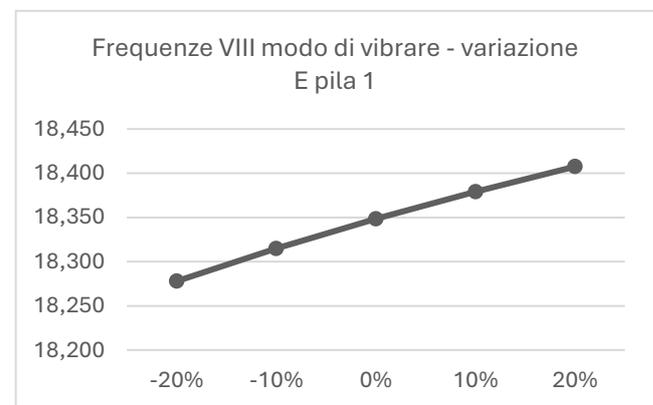
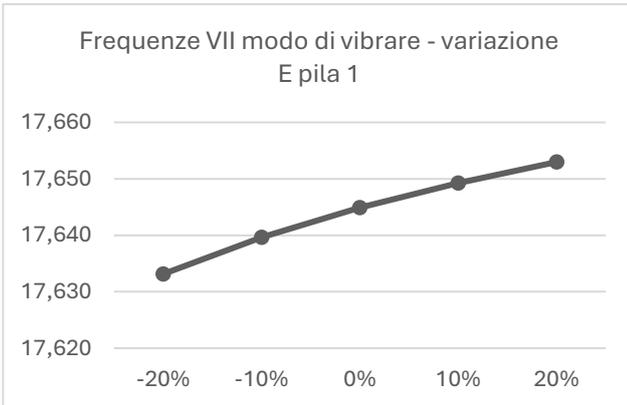
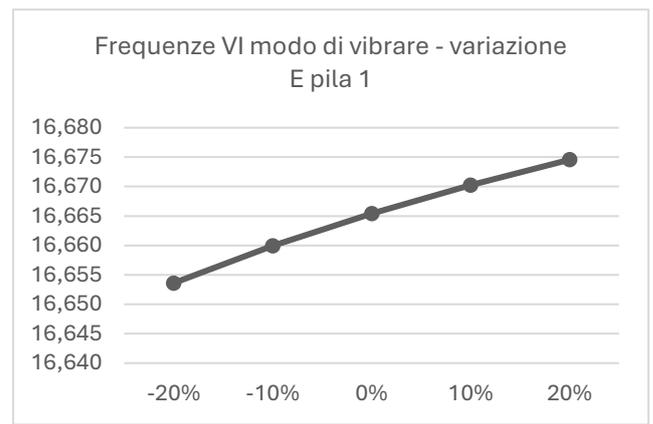
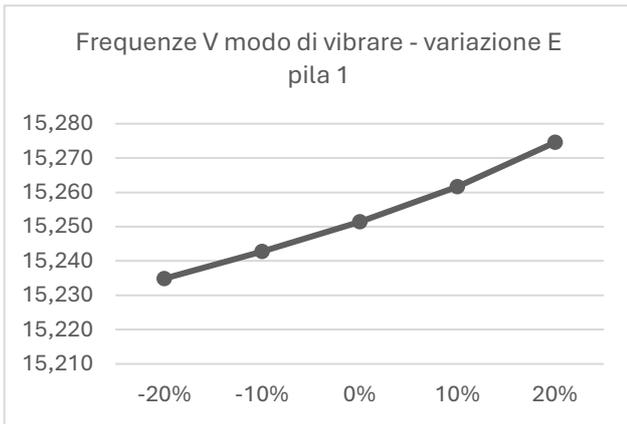
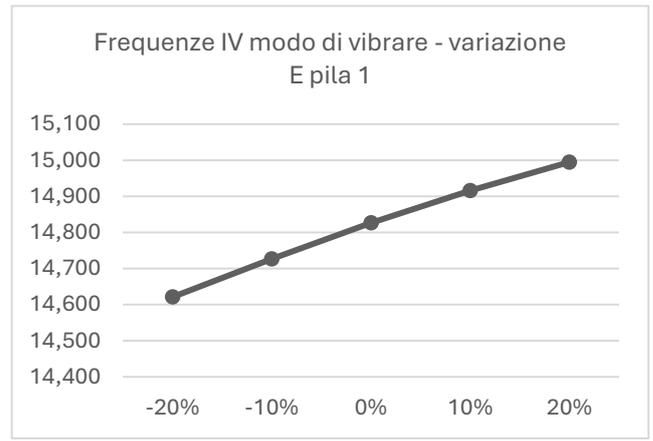
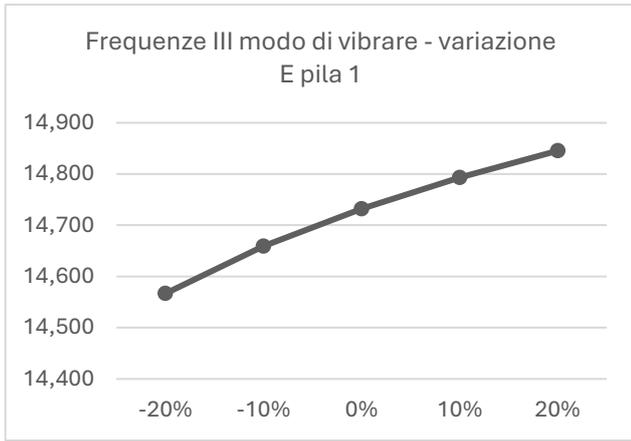
I coefficienti di sensibilità saranno:

coefficiente sensibilità							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,26	2,81	4,53	5,61	0,43	0,28	0,27	1,55

Tabella 15. Coefficienti di sensibilità pila 1 e pila 2

Di seguito si riportano i diagrammi.





In questo caso il coefficiente di sensitività è ridotto rispetto ai casi precedenti. Anche in questo caso i modi più influenzati sono il modo 3 e il modo 4.

5.4. Variazione del modulo elastico delle pile interrato

Per l'analisi effettuata per le pile si sono considerati tutti gli elementi che compongono tale pila. In questo parametro si considera invece soltanto la porzione di pila interrato. Per poter analizzare diverse casistiche si sono considerati diversi casi:

- 1) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo di entrambe le pile interrato,
- 2) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrato 1,
- 3) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrato 2,
- 4) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrato 1 e 2,
- 5) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della porzione 1 e 3 delle pile interrato (sarà uguale alla porzione 2 e 4),
- 6) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della porzione 1 e 4 delle pile interrato (sarà uguale alla porzione 2 e 3),
- 7) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della porzione 1 e 2 delle pile interrato,
- 8) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della porzione 3 e 4 delle pile interrato,
- 9) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo delle pile interrato per il fenomeno dello scalzamento,
- 10) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della pila interrato 1 per il fenomeno dello scalzamento,
- 11) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della pila interrato 2 per il fenomeno dello scalzamento.

Le figure che illustrano precisamente quali parametri stanno variando sono riportate in seguito nei sottocapitoli dedicati.

5.4.1. Pile interrate

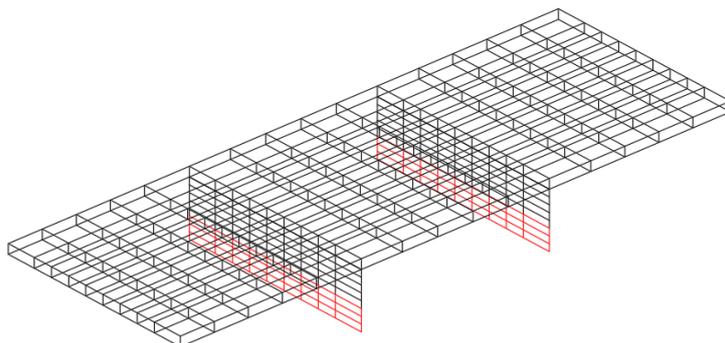


Figura 57. Pile interrate del ponte Bologna

$E_{pile,int}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,303	12,423	14,275	14,544	15,229	16,653	17,635	18,251
-10%	11,313	12,570	14,555	14,646	15,238	16,660	17,641	18,303
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,330	12,735	14,806	15,058	15,290	16,672	17,649	18,388
20%	11,337	12,782	14,870	15,177	15,423	16,677	17,653	18,425

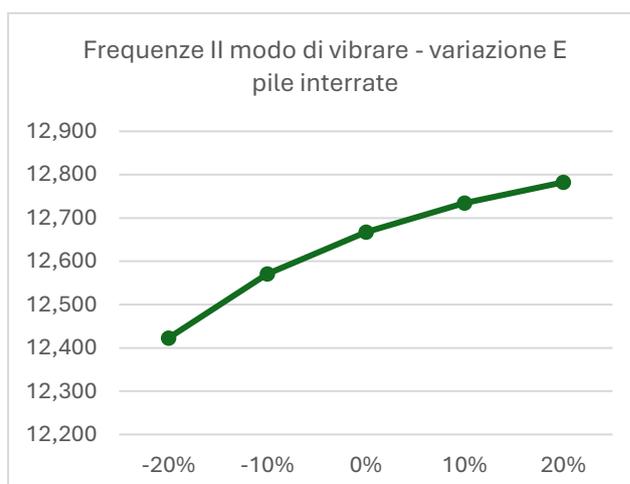
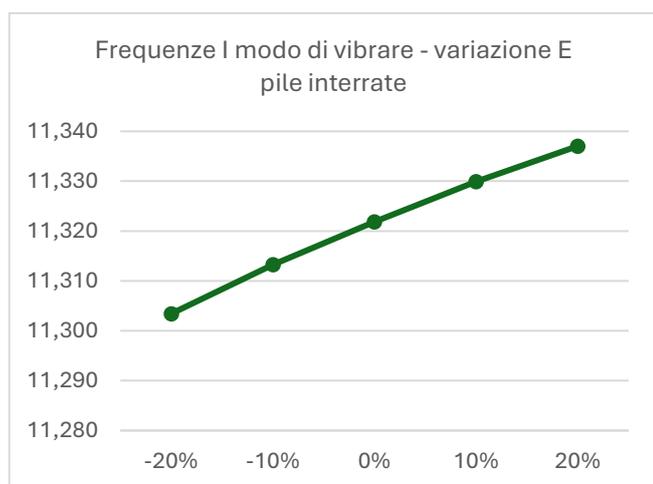
Tabella 16. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo delle pile interrate

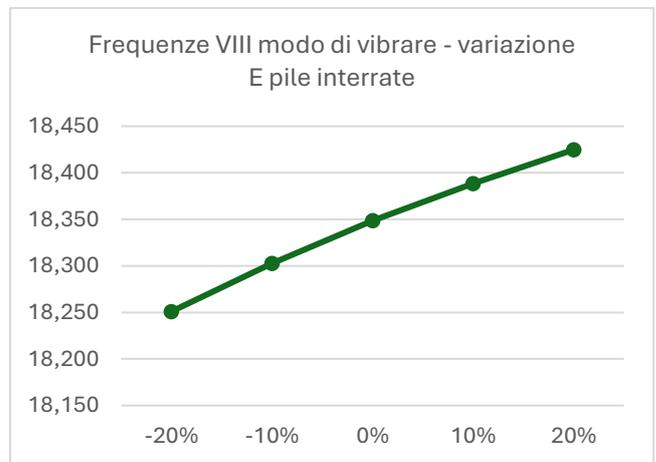
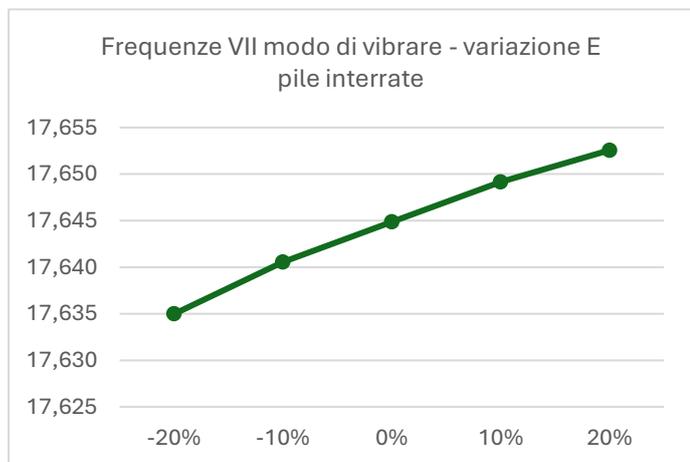
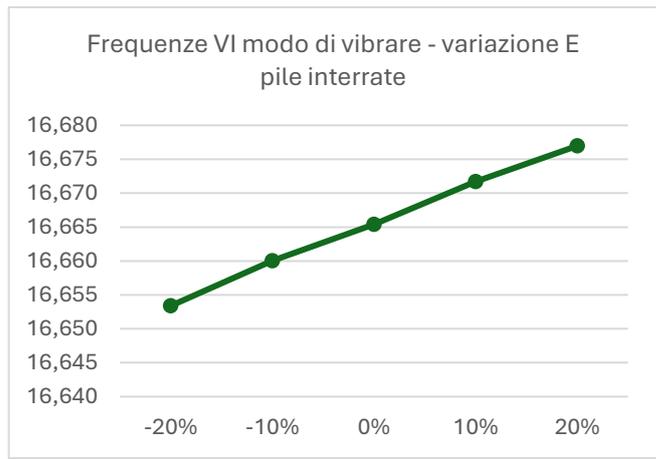
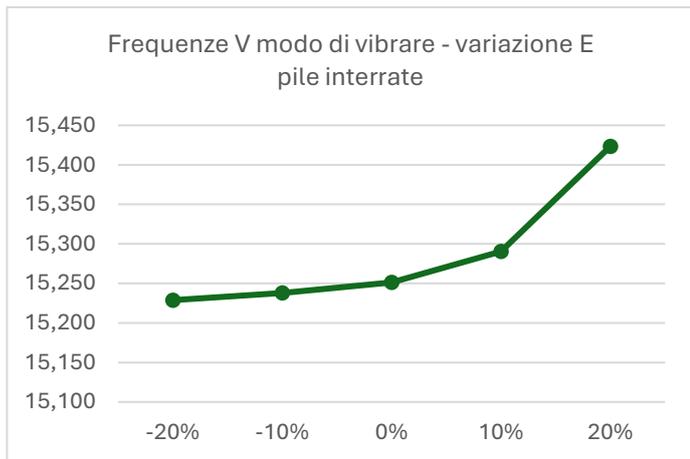
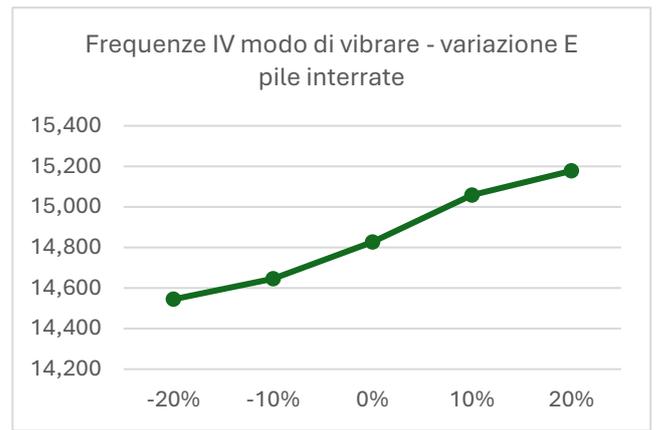
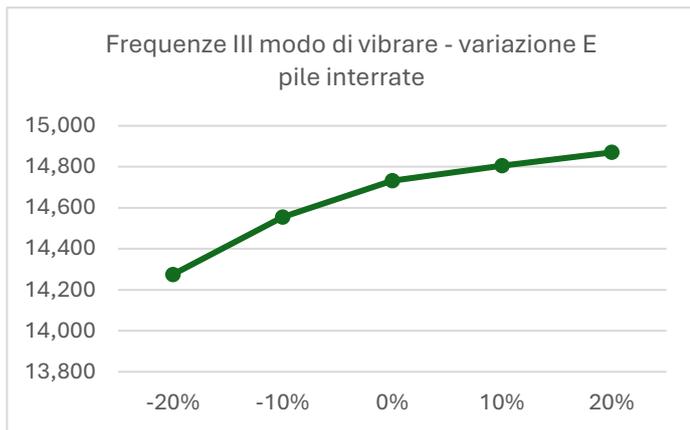
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,65	7,88	12,81	7,74	0,59	0,29	0,22	2,14

Tabella 17. Coefficienti di sensitività pile interrate

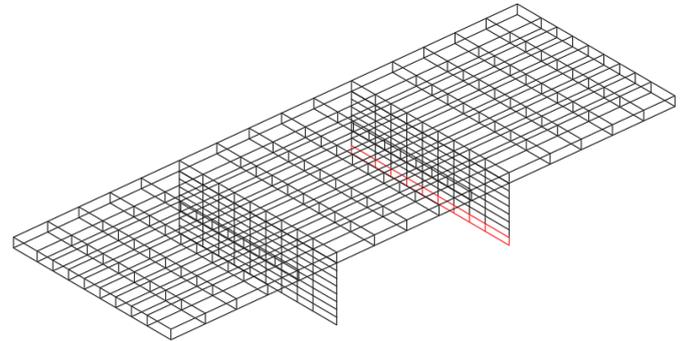
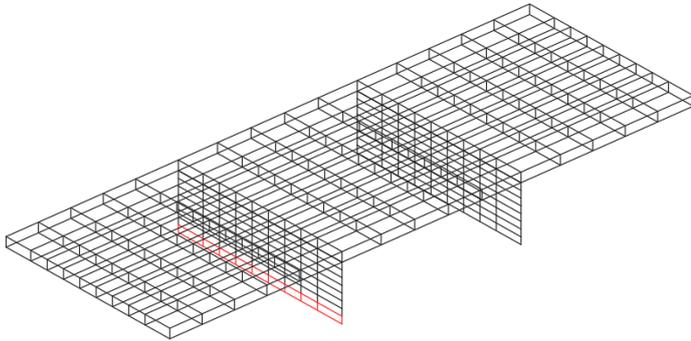
Di seguito i diagrammi.





Anche in questo caso le variazioni di modulo elastico del calcestruzzo influenzano maggiormente i modi 2, 3 e 4 della struttura. Mentre per gli altri modi, queste variazioni non influiscono sui modi di vibrare.

5.4.2. Ultimo strato pila interrata 1 e pila interrata 2



Questi due casi vengono riportati

assieme in quanto i risultati sono i medesimi.

Figura 58. Ultimo strato pila interrata 1

Figura 59. Ultimo strato pila interrata 2

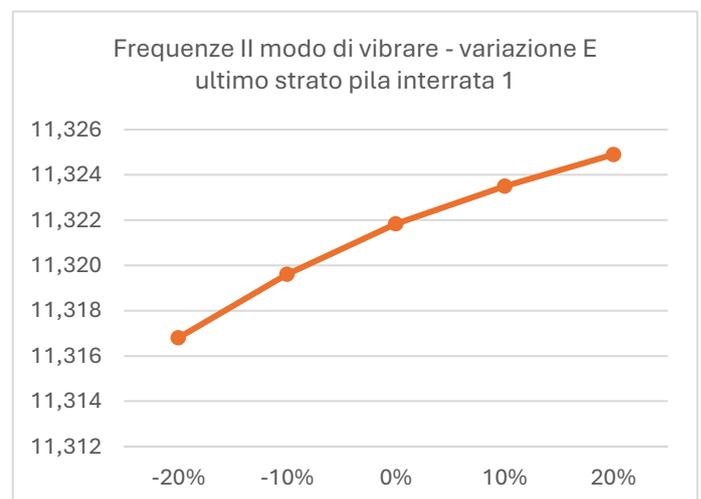
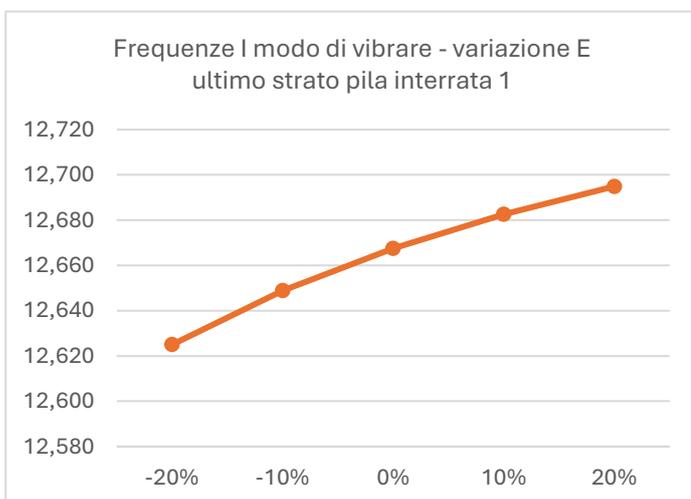
$E_{pilault1}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,317	12,625	14,684	14,704	15,243	16,662	17,643	18,328
-10%	11,320	12,649	14,714	14,766	15,247	16,664	17,644	18,339
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,324	12,683	14,746	14,877	15,256	16,666	17,646	18,356
20%	11,325	12,695	14,758	14,921	15,261	16,667	17,646	18,363

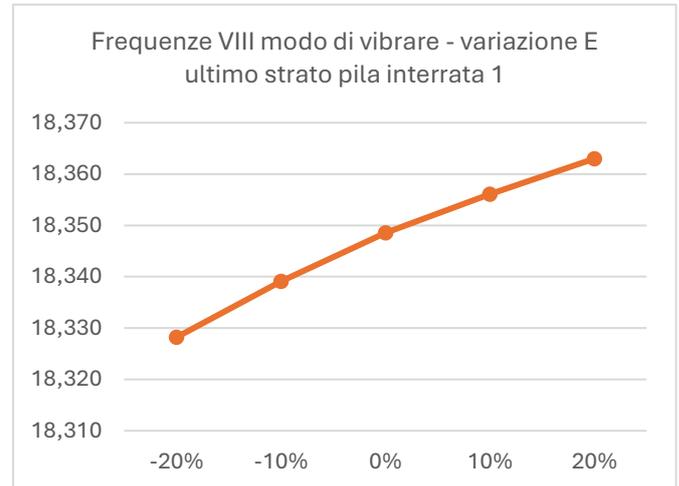
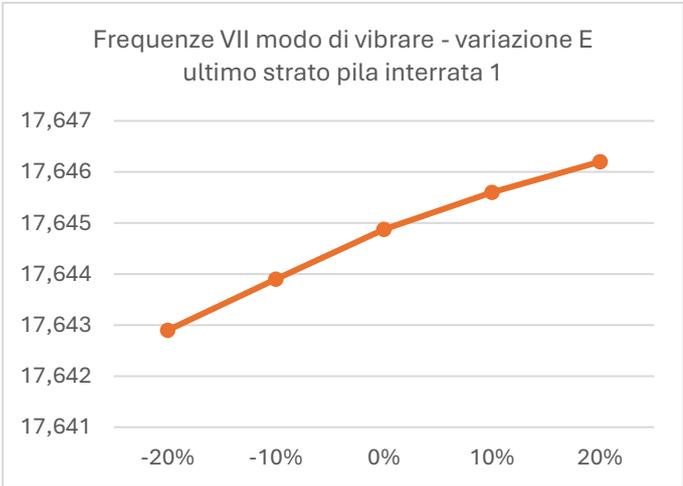
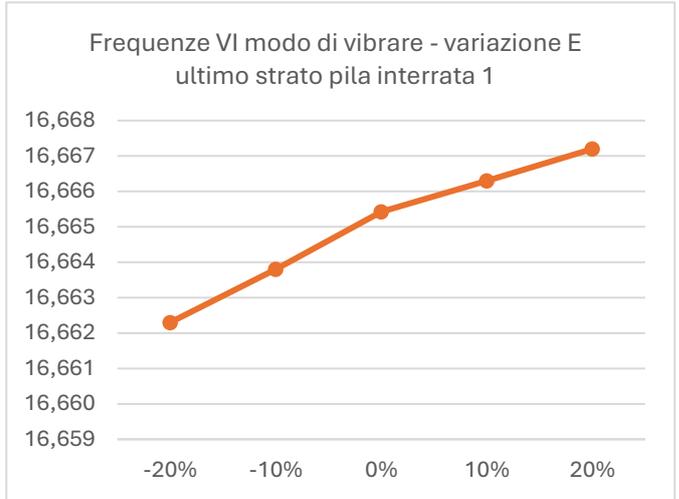
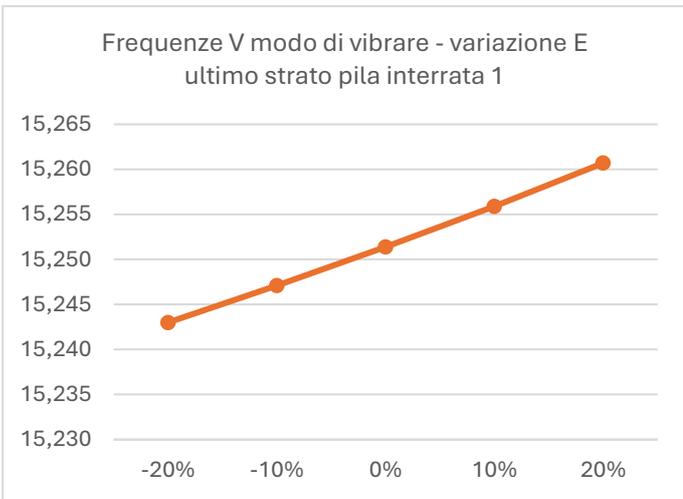
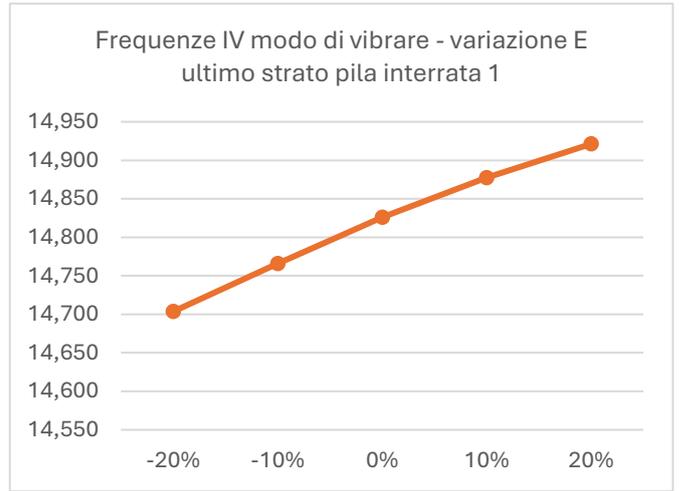
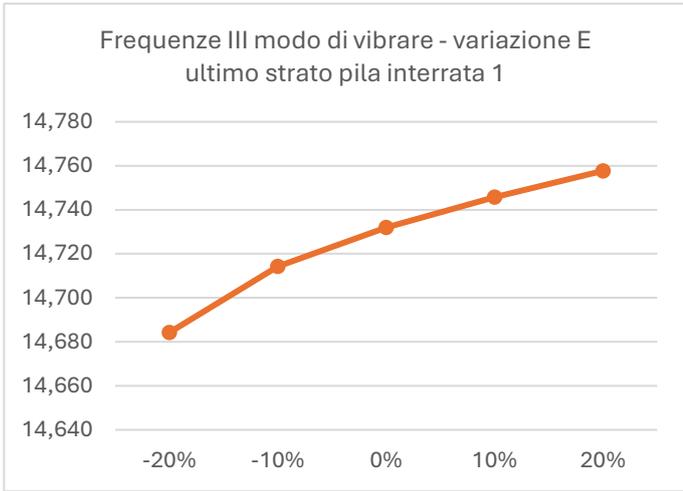
Tabella 18. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrata 1

I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,18	1,35	1,30	3,33	0,22	0,07	0,04	0,44

Tabella 19. Coefficienti di sensitività ultimo strato pila interrata 1





In questo caso i coefficienti di sensitività sono molto bassi rispetto ad altre casistiche.

5.4.3. Ultimo strato di pile interrate

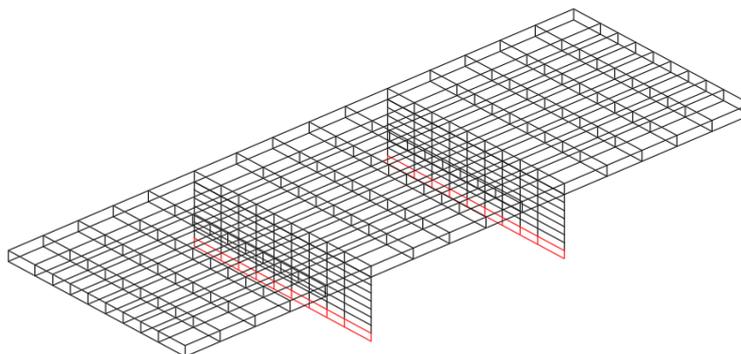


Figura 60. Ultimo strato delle pile interrate del ponte Bologna

$E_{pileult}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,313	12,576	14,563	14,657	15,237	16,660	17,641	18,308
-10%	11,318	12,629	14,698	14,705	15,244	16,663	17,643	18,330
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,325	12,697	14,760	14,928	15,262	16,667	17,646	18,364
20%	11,328	12,720	14,785	15,011	15,276	16,669	17,648	18,378

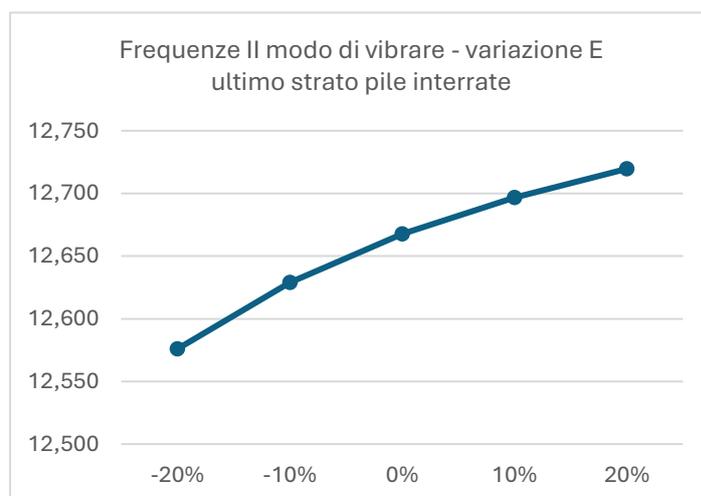
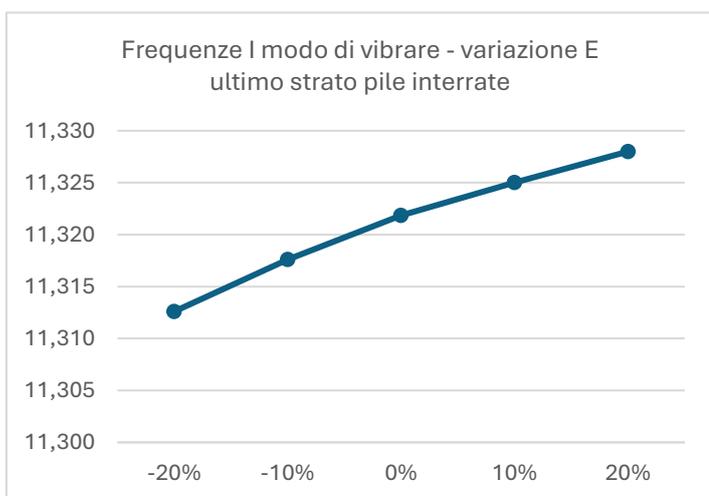
Tabella 20. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo dell'ultimo strato delle pile interrate

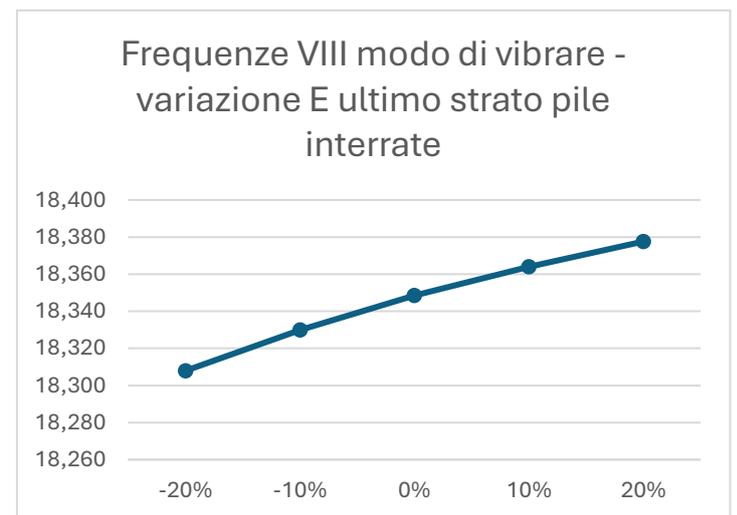
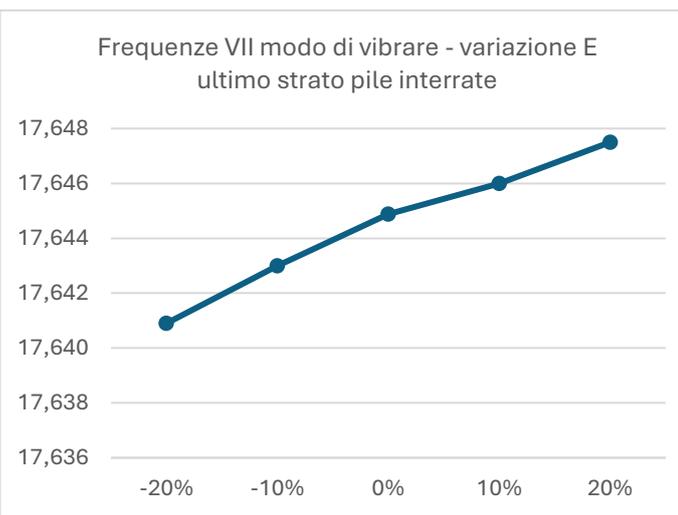
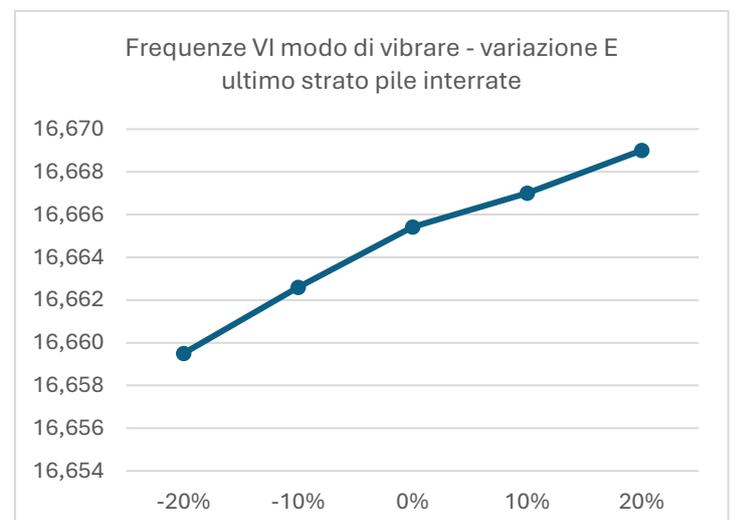
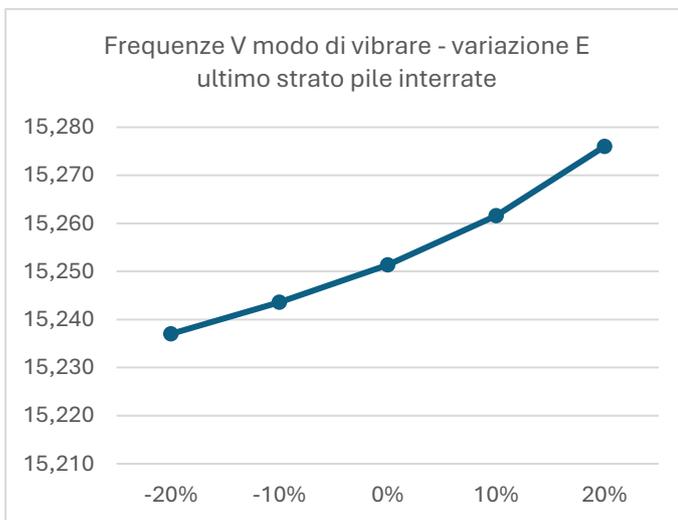
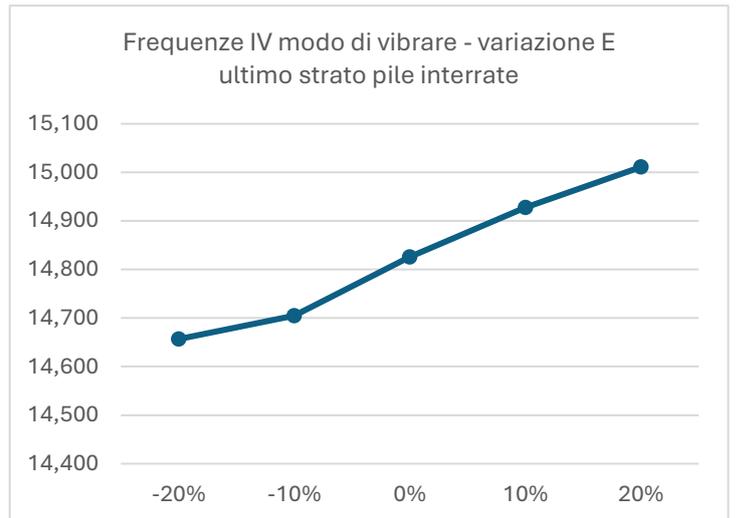
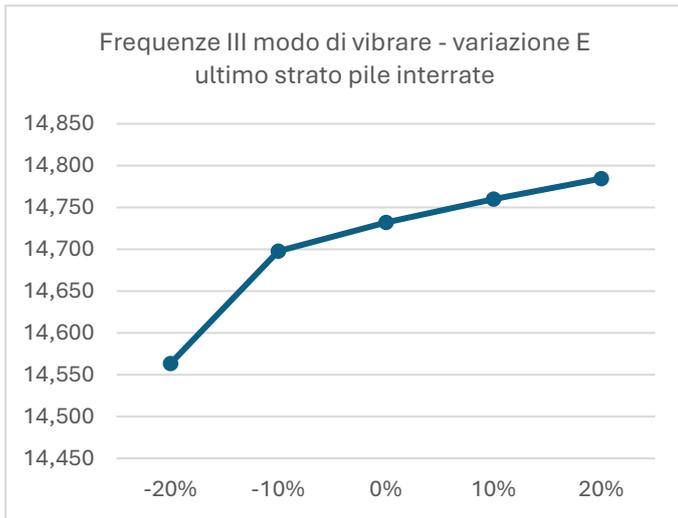
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,33	2,91	4,63	4,63	0,38	0,14	0,09	0,89

Tabella 21. Coefficienti di sensitività ultimo strato pile interrate

Di seguito si riportano i diagrammi.





Anche in questo caso i coefficienti di sensitività sono ridotti rispetto ad altri casi.

5.4.4. Porzione 1 e 3 delle pile interrate (uguale per la porzione 2 e 4)

Per questi quattro capitoli che seguono si farà riferimento al seguente schema per capire le porzioni di pila interrata che si stanno considerando.



Figura 61. Didascalia delle quattro porzioni di pila interrata

Per considerare le pile interrate si è deciso di procedere considerando quattro porzioni di pila interrata, dividendo ciascuna pila interrata in due parti uguali. La pila interrata 1 contiene le porzioni 1 e 3, mentre la pila interrata 2 contiene le porzioni 2 e 4. È importante sottolineare che le porzioni considerano la pila interrata in tutta la sua lunghezza trasversale.

In questo caso è stata considerata la pila interrata 1 (porzioni 1 e 3) e i risultati che ne derivano sono i medesimi che per la pila interrata 2 (porzioni 2 e 4).

$E_{pileint_{1,3}}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,311	12,564	14,536	14,642	15,237	16,659	17,640	18,301
-10%	11,317	12,623	14,679	14,699	15,243	16,662	17,643	18,326
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,325	12,703	14,768	14,948	15,264	16,668	17,647	18,369
20%	11,328	12,732	14,799	15,050	15,287	16,670	17,649	18,387

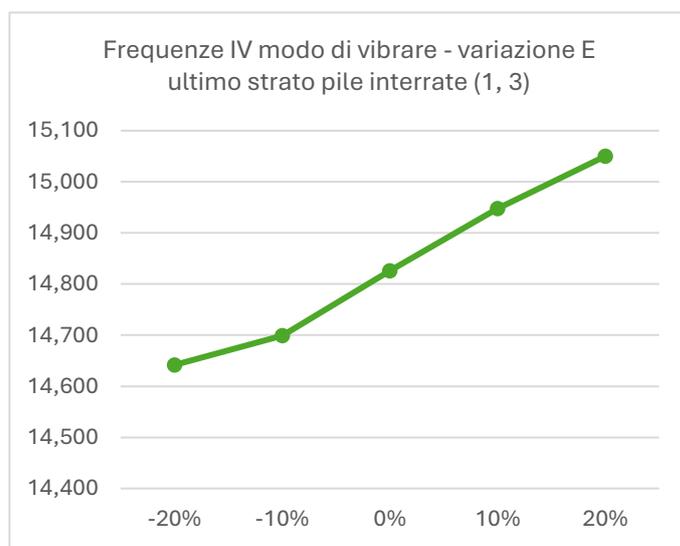
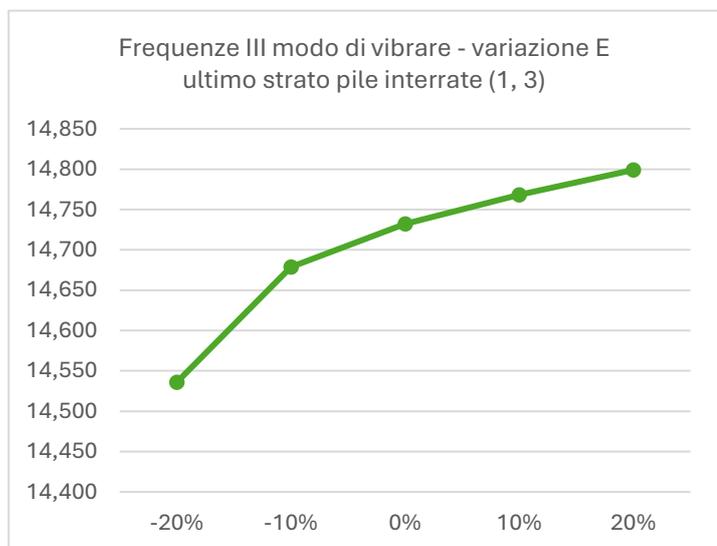
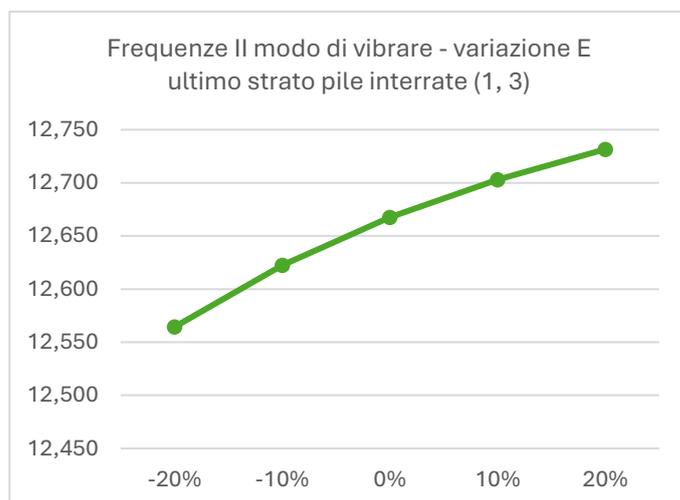
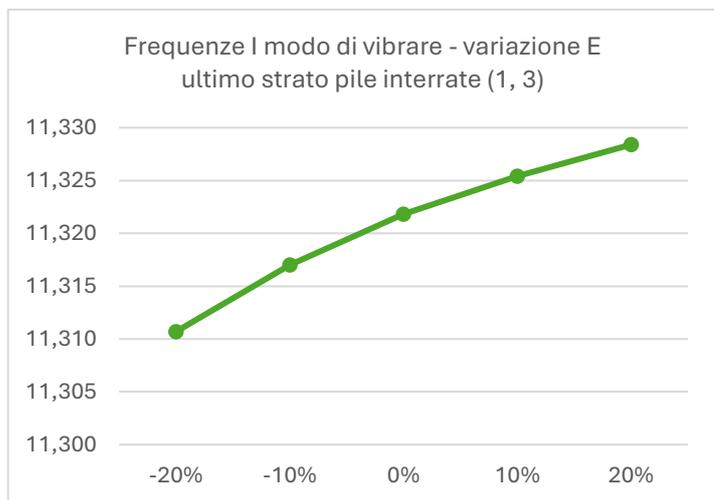
Tabella 22. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo delle porzioni 1 e 3 delle pile interrate

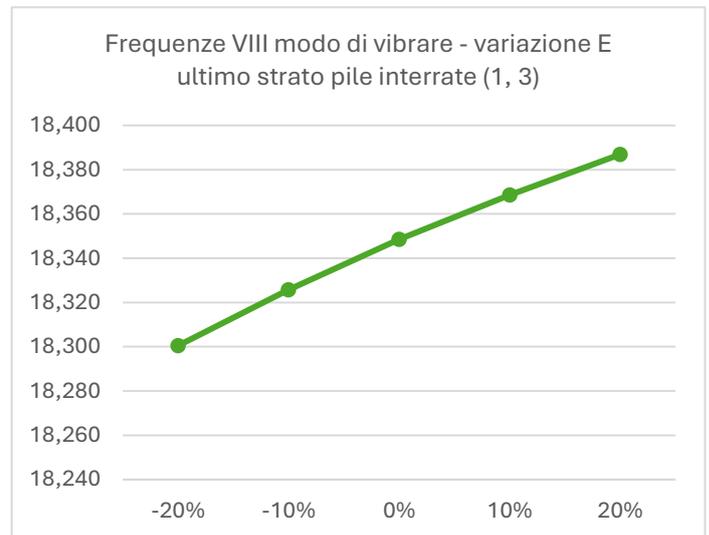
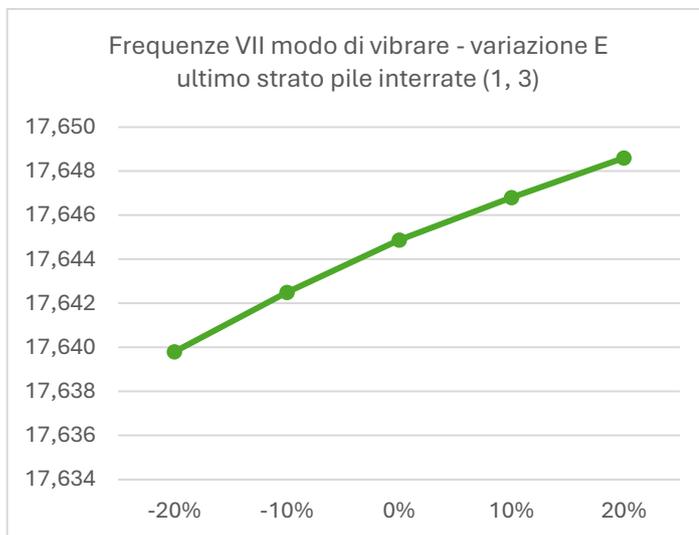
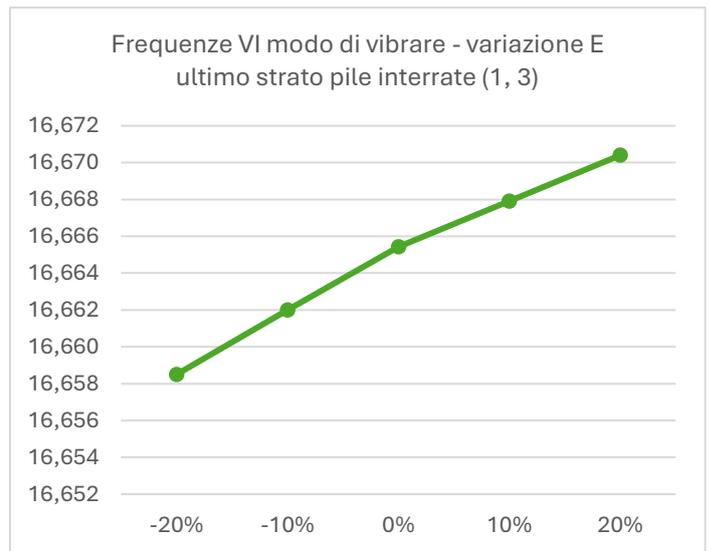
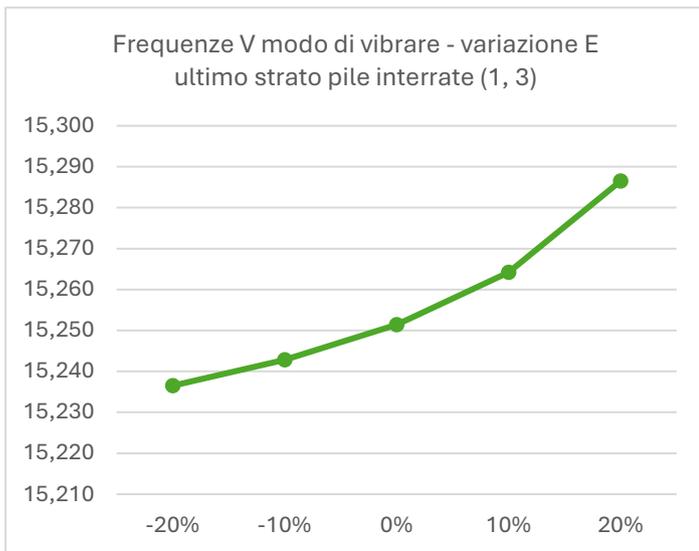
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,39	3,29	5,40	5,04	0,39	0,17	0,12	1,05

Tabella 23. Coefficienti di sensitività pile interrate 1 e 3

Di seguito si riportano i diagrammi.





Anche in questo caso i coefficienti di sensitività sono molto ridotti rispetto ad altri casi ma anche in questo caso i modi più sensibili alla variazione di questo parametro sono i modi 3 e 4.

5.4.5. Porzioni 1 e 2 delle pile interrate

Facendo sempre riferimento allo schema di *Figura 61*, questa volta i parametri che variano sono le porzioni 1 e 2 delle pile interrate.

$E_{pileint_{1,2}}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,309	12,533	14,467	14,625	15,234	16,657	17,639	18,292
-10%	11,316	12,612	14,658	14,683	15,241	16,662	17,642	18,322
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,327	12,708	14,773	14,969	15,268	16,668	17,647	18,371
20%	11,331	12,740	14,808	15,080	15,2993	16,671	17,649	18,391

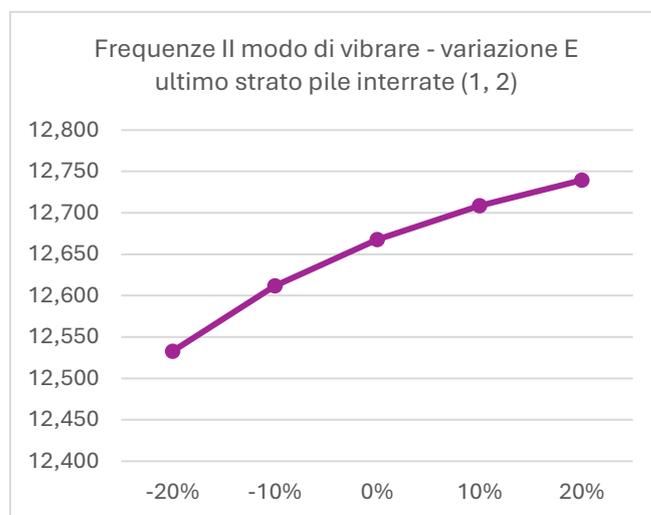
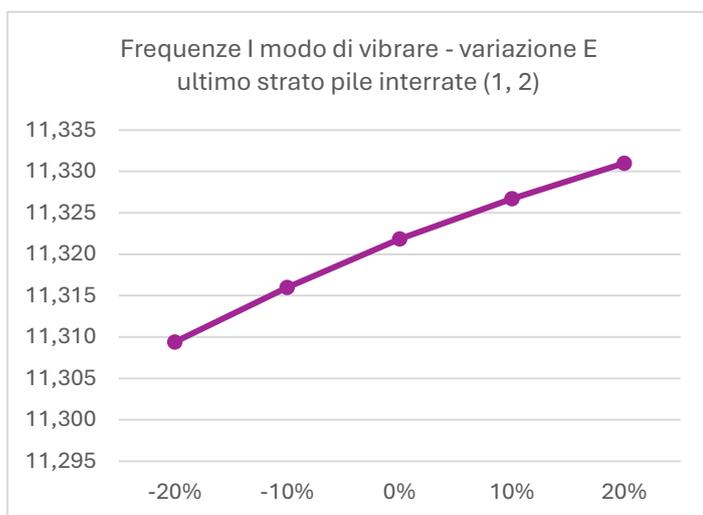
Tabella 24. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo delle porzioni 1 e 2 delle pile interrate

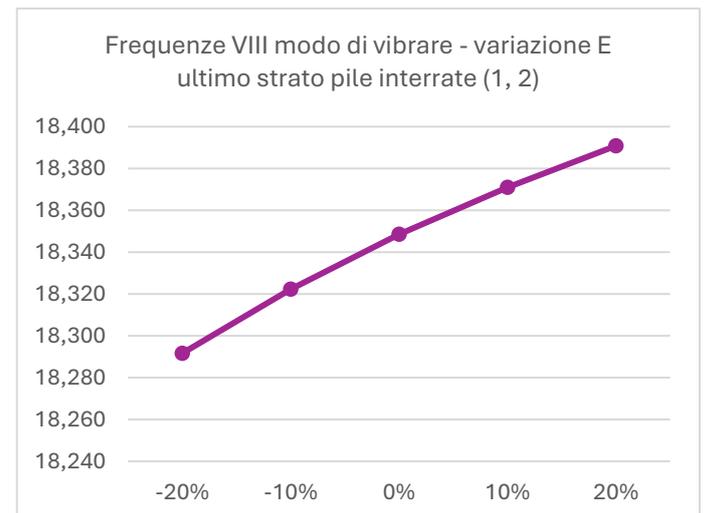
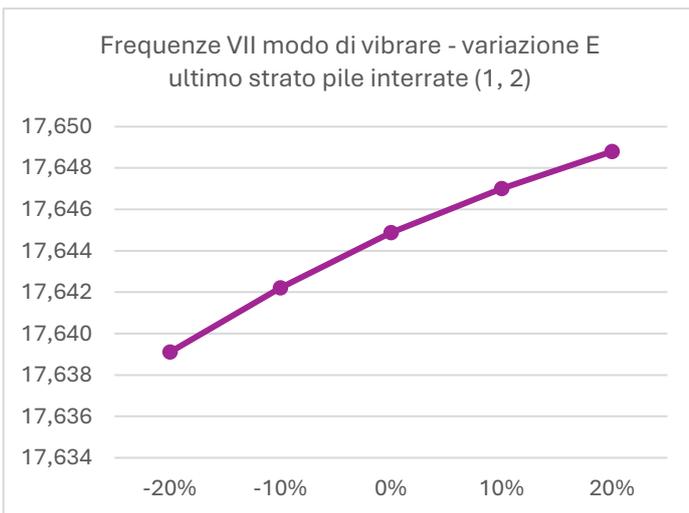
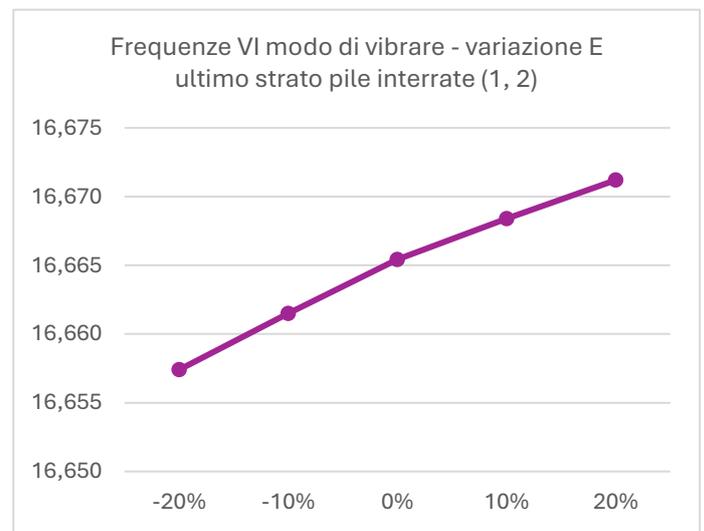
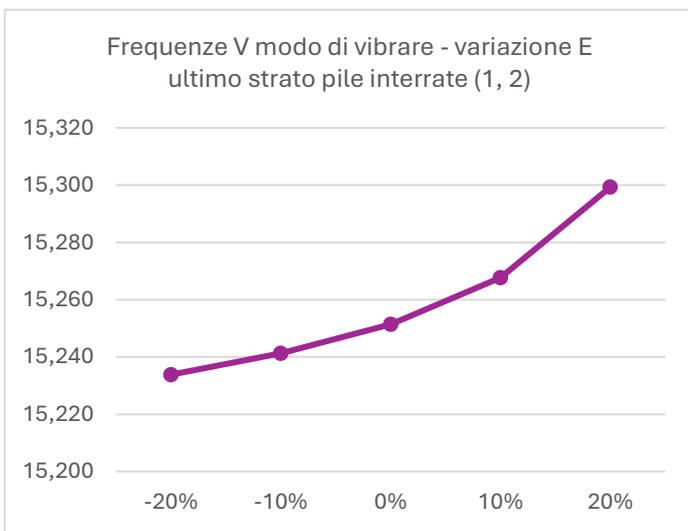
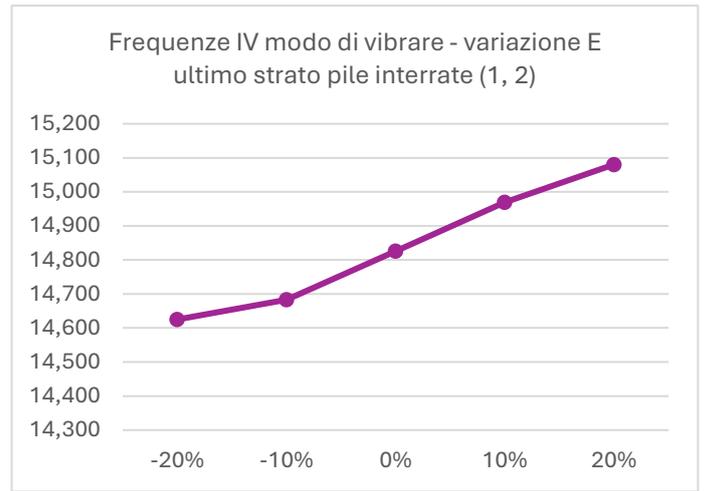
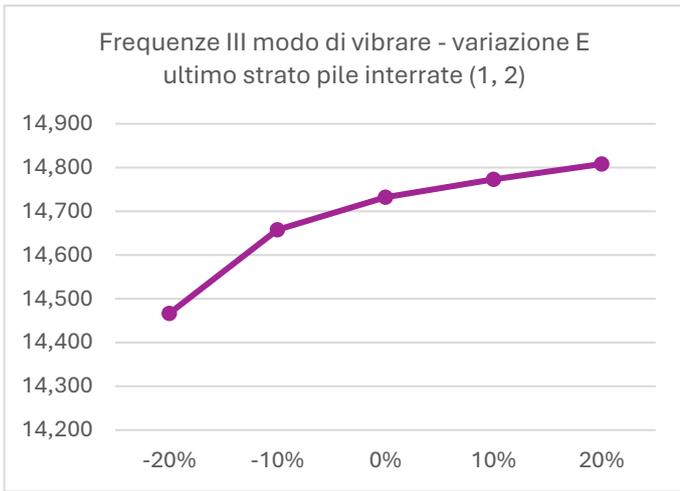
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,44	4,30	7,34	5,50	0,46	0,19	0,13	1,24

Tabella 25. Coefficienti di sensitività porzioni 1 e 2 delle pile interrate

Di seguito i diagrammi.





Anche in questo caso il parametro variato influenza maggiormente i modi 2, 3 e 4.

5.4.6. Porzione 3 e 4 delle pile interrate

Facendo sempre riferimento allo schema di *Figura 61*, questa volta i parametri che variano sono le porzioni 3 e 4 delle pile interrate.

$E_{pileint_{3,4}}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,315	12,580	14,584	14,647	15,238	16,659	17,640	18,305
-10%	11,319	12,630	14,693	14,715	15,244	16,663	17,643	18,328
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,325	12,696	14,764	14,920	15,261	16,667	17,647	18,365
20%	11,327	12,718	14,792	14,997	15,273	16,670	17,648	18,380

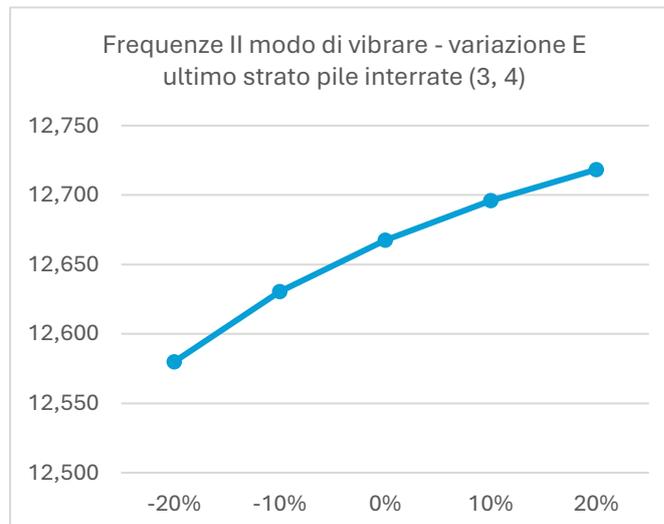
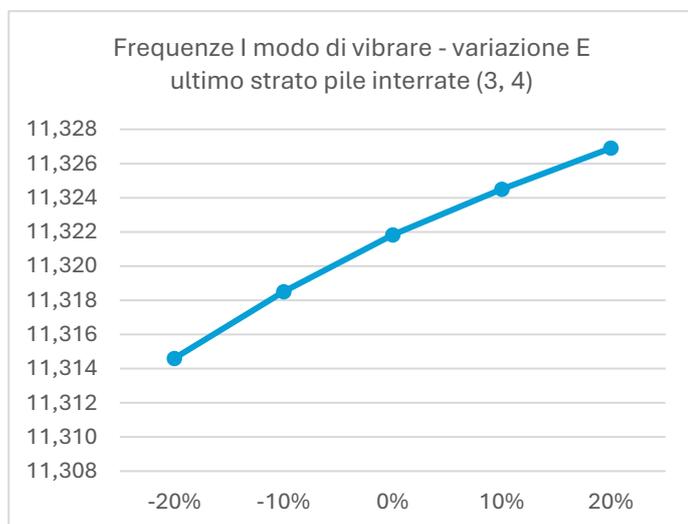
Tabella 26. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo delle porzioni 3 e 4 delle pile interrate

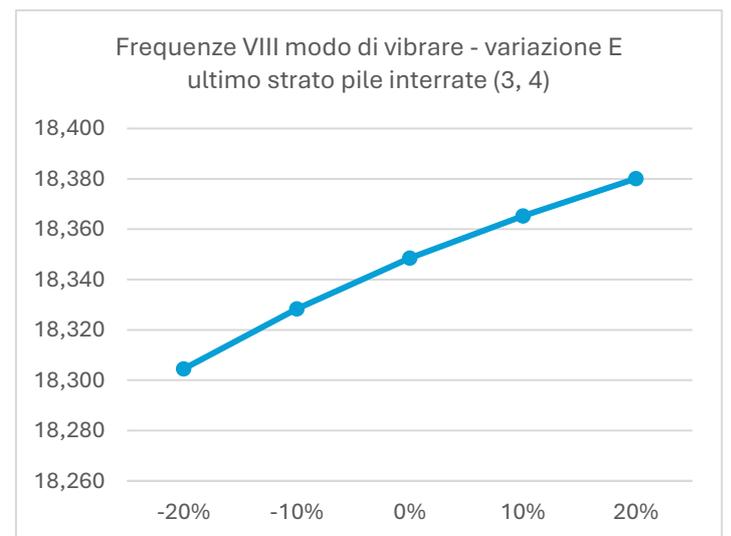
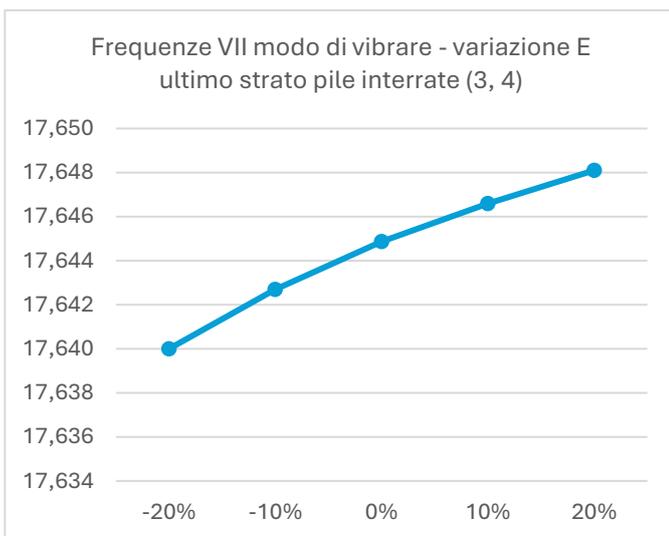
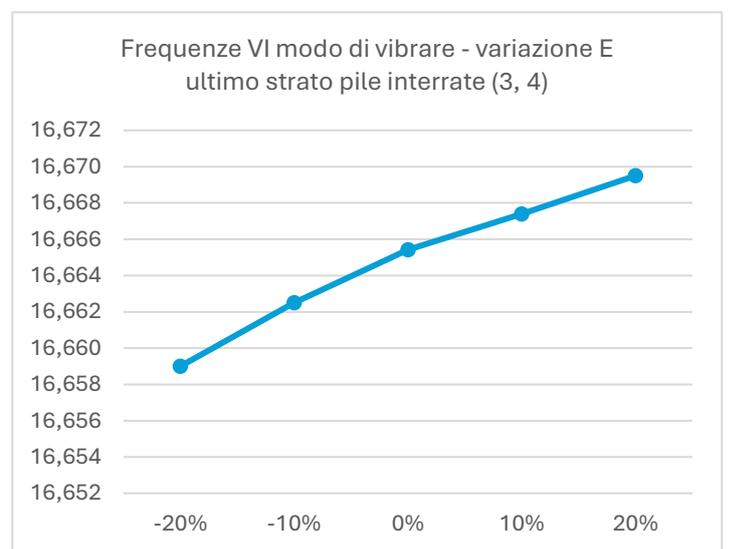
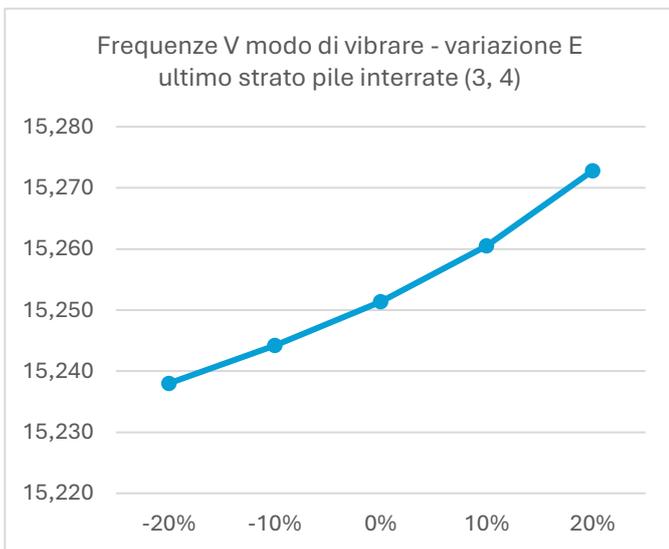
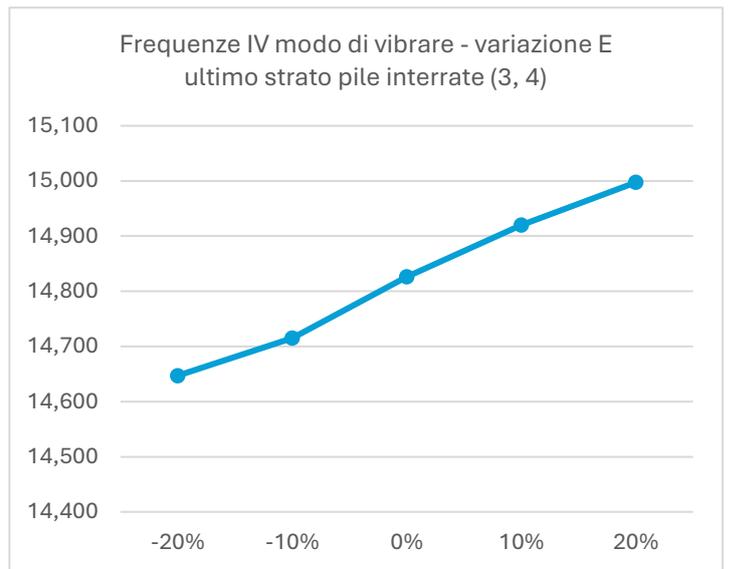
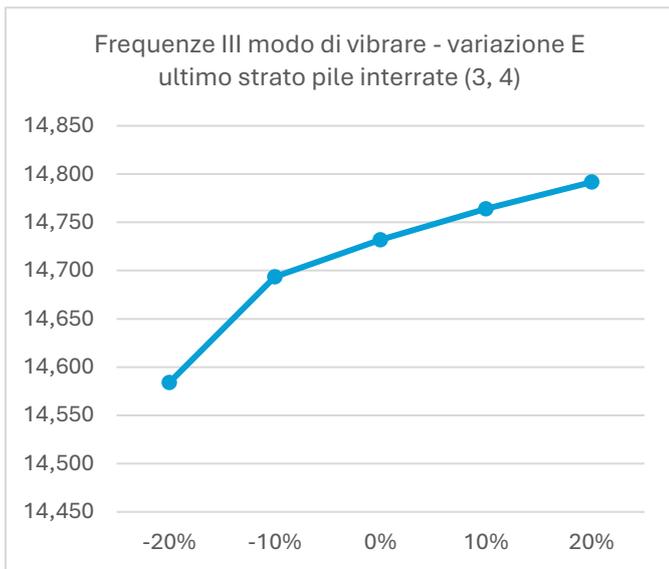
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,26	2,79	4,06	4,89	0,35	0,15	0,11	0,96

Tabella 27. Coefficienti di sensitività delle porzioni 3 e 4 delle pile interrate

Di seguito i diagrammi.





In questo caso il parametro è meno influente rispetto al caso precedente ma rimane sempre la tendenza a influenzare maggiormente i modi 2, 3 e 4.

5.4.7. Porzione 1 e 4 delle pile interrate (uguale per la porzione 2 e 3)

Facendo sempre riferimento allo schema di *Figura 61*, questa volta i parametri che variano sono le porzioni 1 e 4 delle pile interrate (i risultati saranno i medesimi per le porzioni 2 e 3).

$E_{pileint_{1,4}}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,312	12,557	14,525	14,636	15,236	16,658	17,640	18,298
-10%	11,317	12,621	14,685	14,689	15,243	16,662	17,643	18,325
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,326	12,702	14,768	14,945	15,264	16,668	17,647	18,368
20%	11,329	12,729	14,800	15,041	15,284	16,670	17,648	18,385

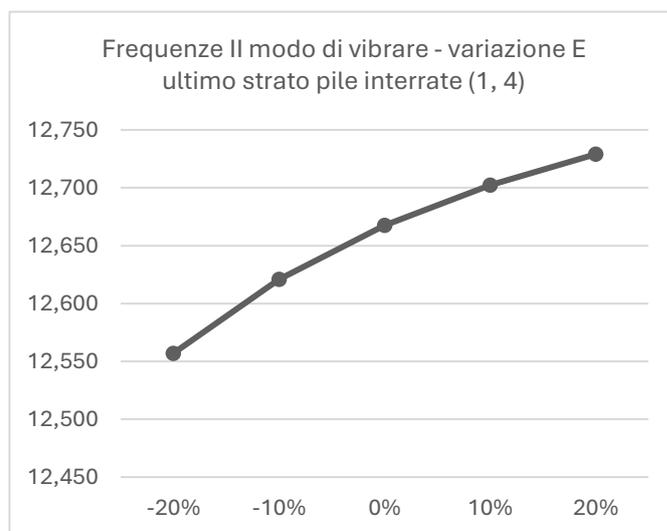
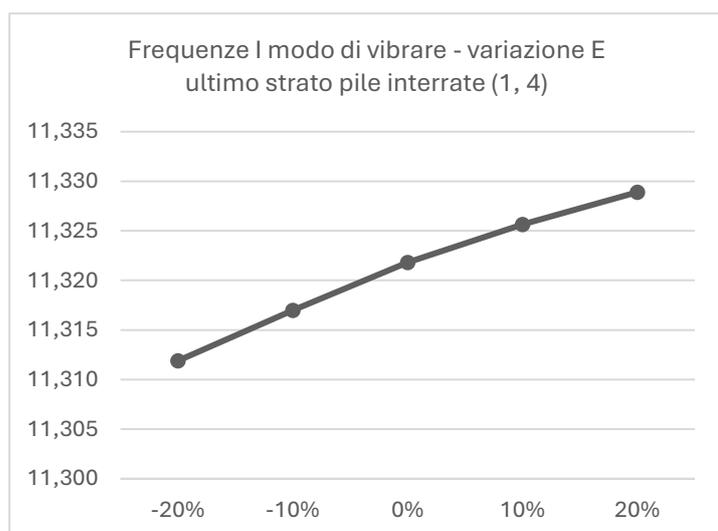
Tabella 28. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo delle porzioni 1 e 4 delle pile interrate

I coefficienti di sensitività saranno:

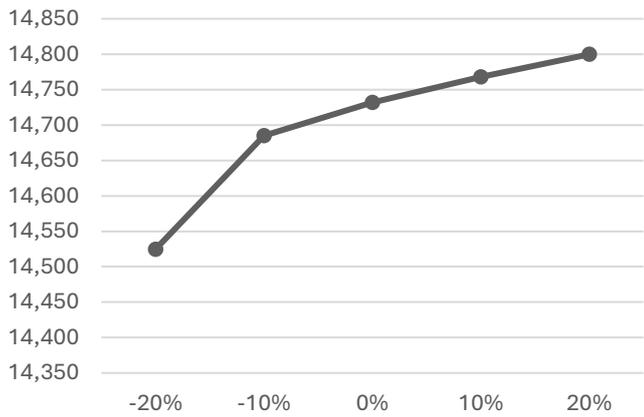
coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,35	3,52	5,71	5,19	0,40	0,18	0,12	1,10

Tabella 29. Coefficienti di sensitività per le porzioni 1 e 4 delle pile interrate

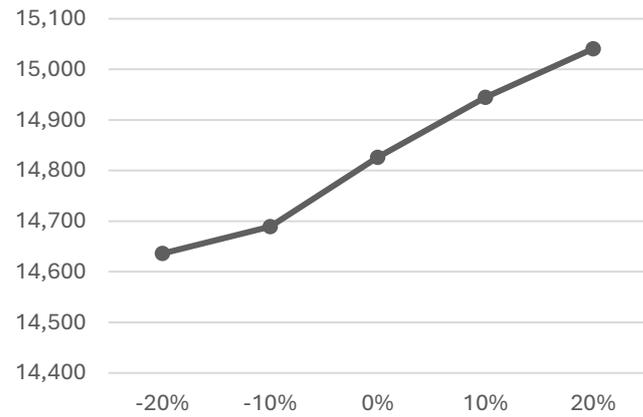
Di seguito i diagrammi.



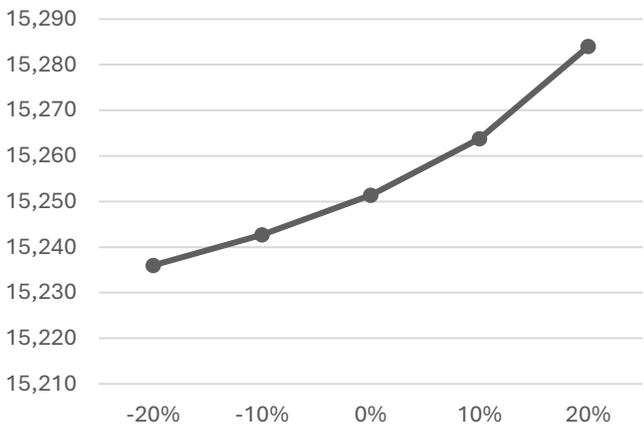
Frequenze III modo di vibrare - variazione E
ultimo strato pile interrate (1, 4)



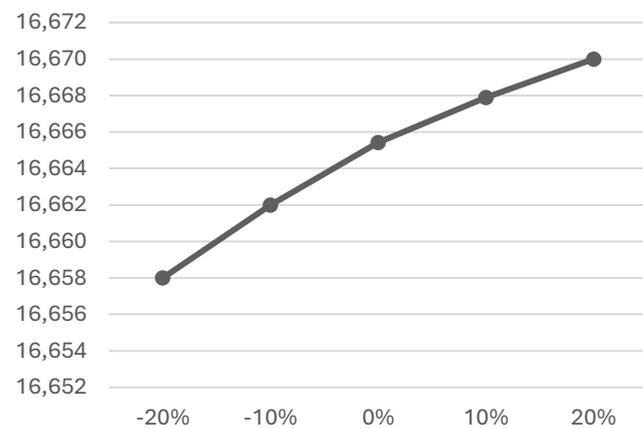
Frequenze IV modo di vibrare - variazione E
ultimo strato pile interrate (1, 4)



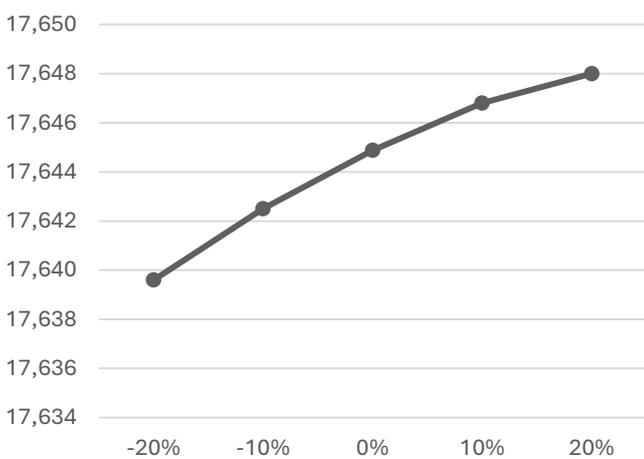
Frequenze V modo di vibrare - variazione E
ultimo strato pile interrate (1, 4)



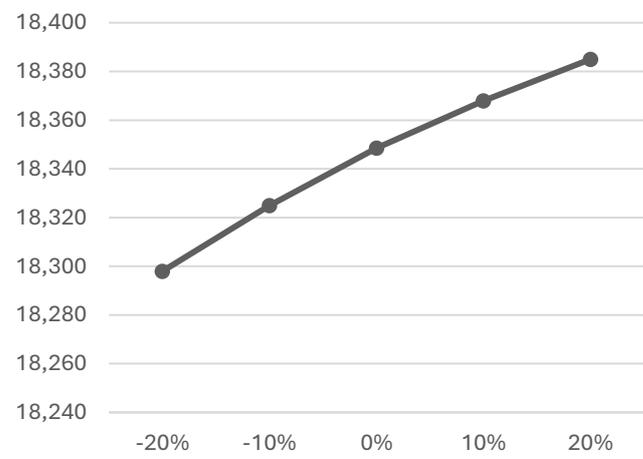
Frequenze VI modo di vibrare - variazione E
ultimo strato pile interrate (1, 4)



Frequenze VII modo di vibrare - variazione E
ultimo strato pile interrate (1, 4)



Frequenze VIII modo di vibrare - variazione E
ultimo strato pile interrate (1, 4)



Anche in questo caso la variazione del parametro non influenza particolarmente la struttura.

5.4.8. Scalzamento pile interrate

Per simulare il fenomeno dello scalzamento del ponte si è considerata la variazione del modulo elastico del calcestruzzo delle pile interrate per metà della lunghezza, in direzione trasversale, di tali elementi.

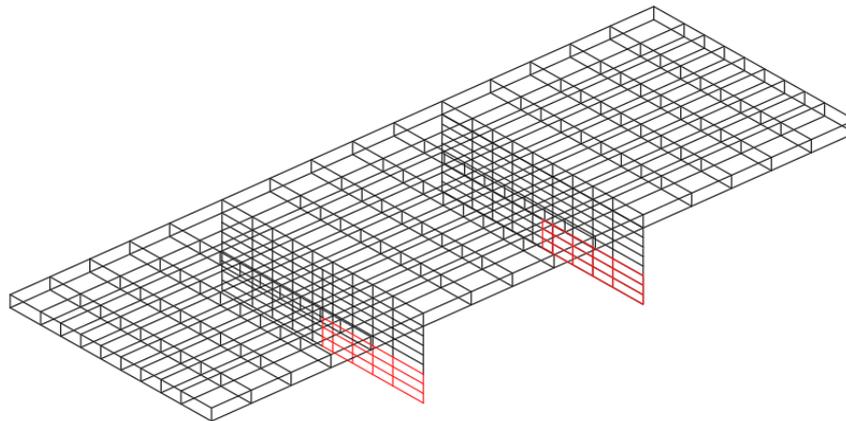


Figura 62. Scalzamento di entrambe le pile interrate

$E_{pileint_trasv}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,357	12,597	14,645	15,004	15,265	16,689	17,652	18,396
-10%	11,362	12,652	14,820	15,034	15,273	16,691	17,655	18,421
0%	11,367	12,694	14,969	15,067	15,288	16,694	17,657	18,444
10%	11,371	12,727	15,053	15,133	15,318	16,696	17,659	18,464
20%	11,375	12,754	15,082	15,199	15,389	16,698	17,661	18,482

Tabella 30. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo delle pile interrate per il fenomeno dello scalzamento

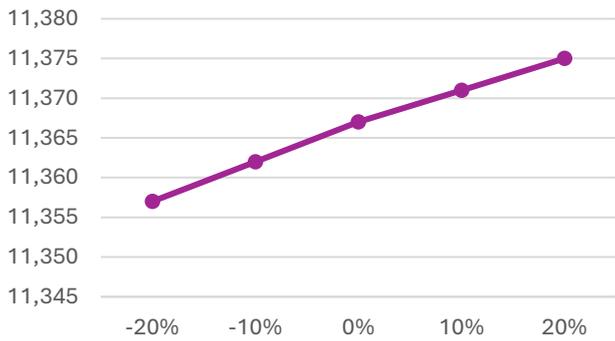
I coefficienti di sensibilità saranno:

coefficiente sensibilità							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,35	3,08	8,85	1,68	0,60	0,12	0,11	1,04

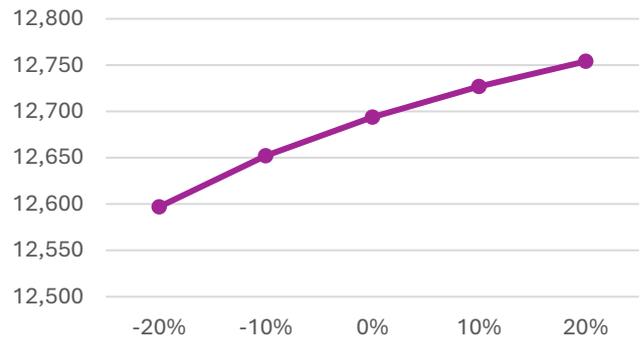
Tabella 31. Coefficienti di sensibilità per lo scalzamento di entrambe le pile interrate

Di seguito i diagrammi.

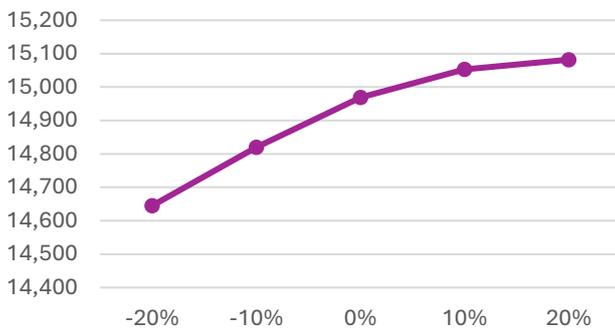
Frequenze I modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



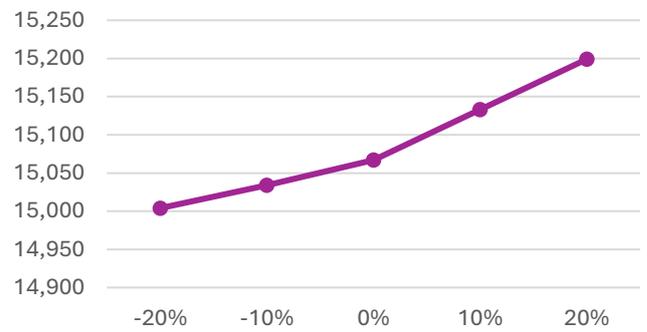
Frequenze II modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



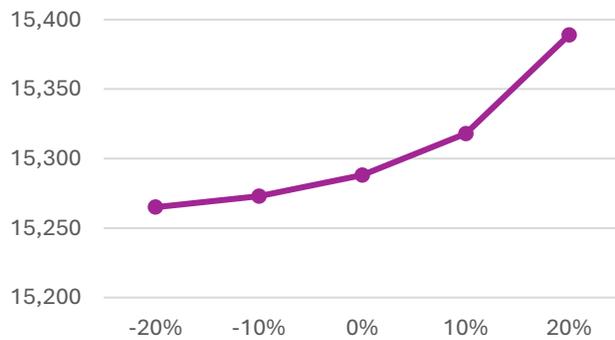
Frequenze III modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



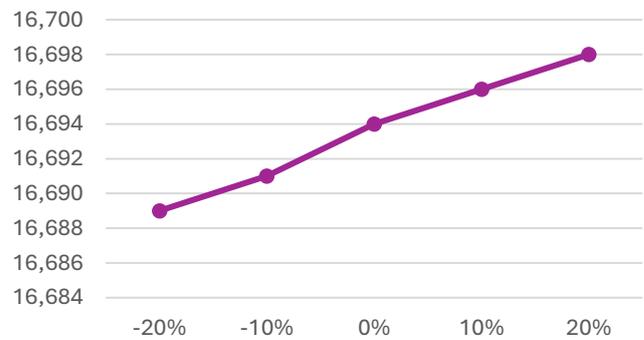
Frequenze IV modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



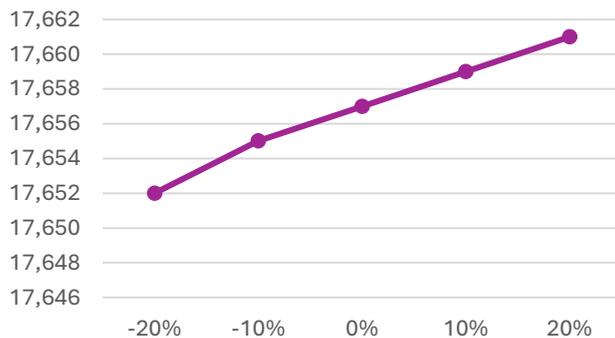
Frequenze V modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



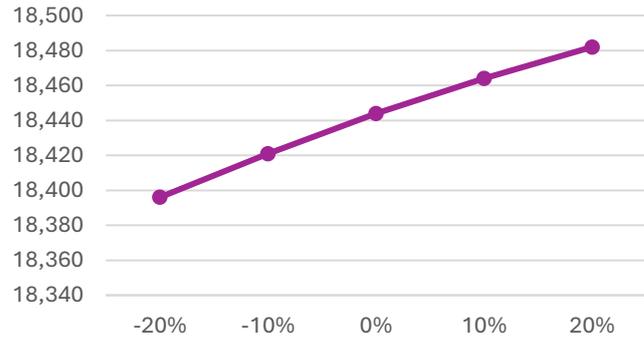
Frequenze VI modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



Frequenze VII modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



Frequenze VIII modo di vibrare - variazione E elementi trasversali pile interrate



Anche in questo caso la maggior parte delle variazioni non incide in modo significativo sulla struttura, fatto eccezione per il terzo modo di vibrare, per il quale si registra anche un coefficiente di sensitività elevato.

5.4.9. Scalzamento pila interrata 1 (uguale per pila interrata 2)

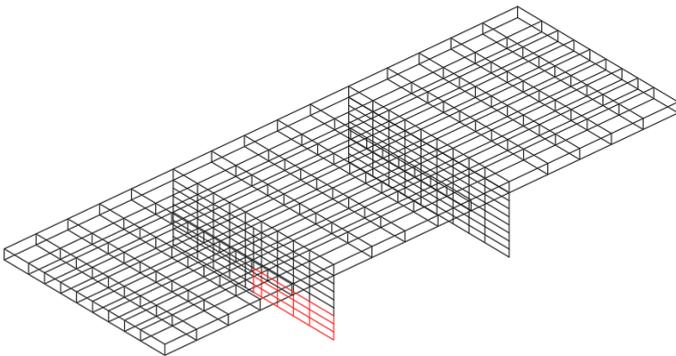


Figura 63. Scalzamento pila interrata 1

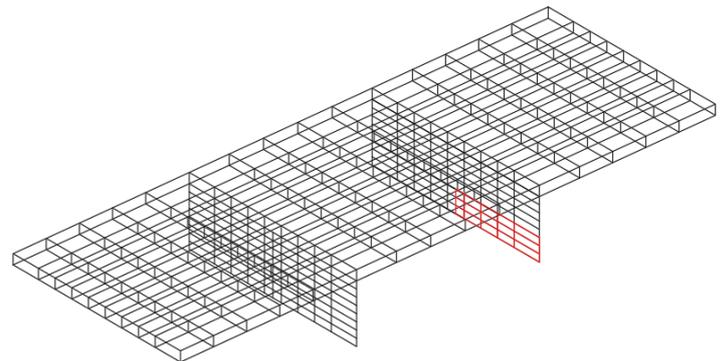


Figura 64. Scalzamento pila interrata 2

$E_{pilaint1_trasv}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,362	12,651	14,790	15,032	15,280	16,691	17,655	18,429
-10%	11,364	12,675	14,887	15,048	15,283	16,693	17,656	18,437
0%	11,367	12,694	14,969	15,067	15,288	16,694	17,657	18,444
10%	11,369	12,711	15,026	15,099	15,295	16,695	17,658	18,450
20%	11,370	12,725	15,053	15,148	15,308	16,696	17,659	18,455

Tabella 32. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo della pila interrata 1 per il fenomeno dello scalzamento

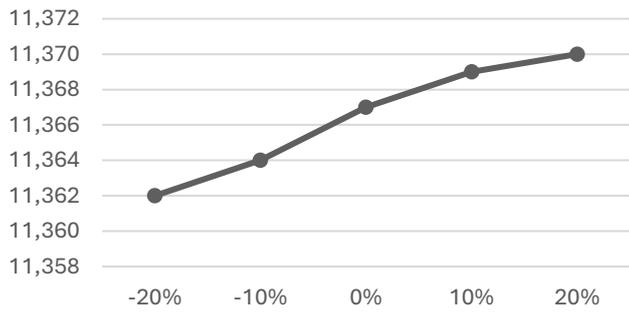
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,18	1,36	4,84	0,93	0,21	0,07	0,05	0,33

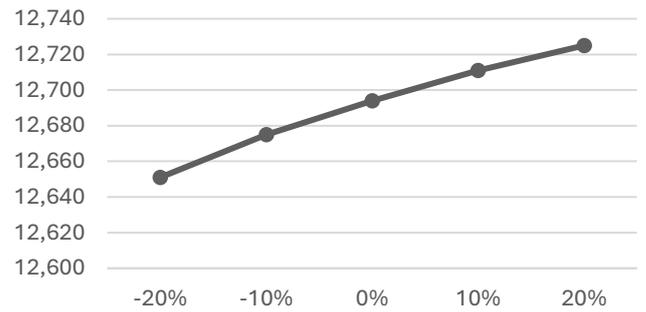
Tabella 33. Coefficienti di sensitività per lo scalzamento della pila interrata 1

Di seguito i diagrammi.

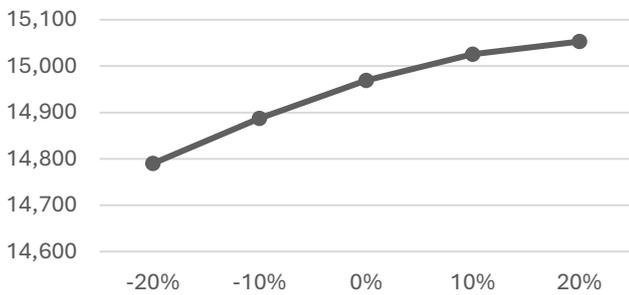
Frequenze I modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



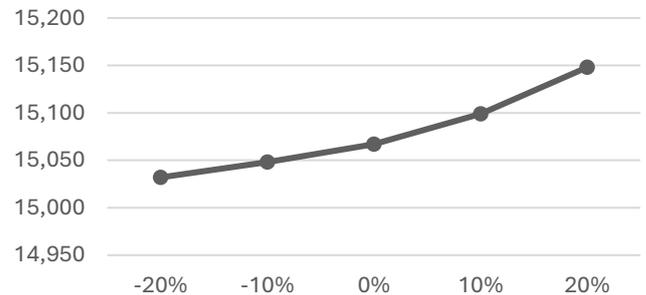
Frequenze II modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



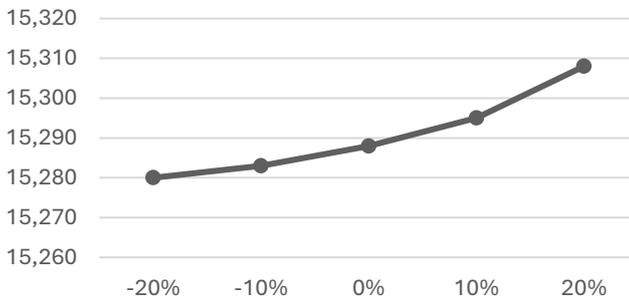
Frequenze III modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



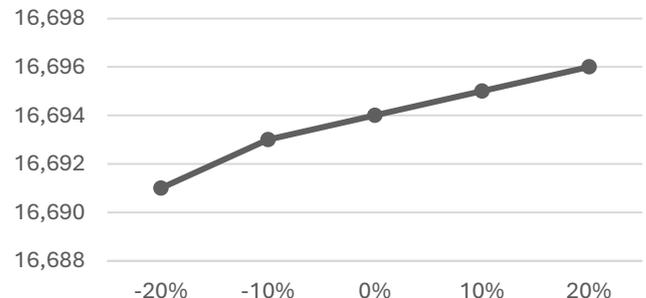
Frequenze IV modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



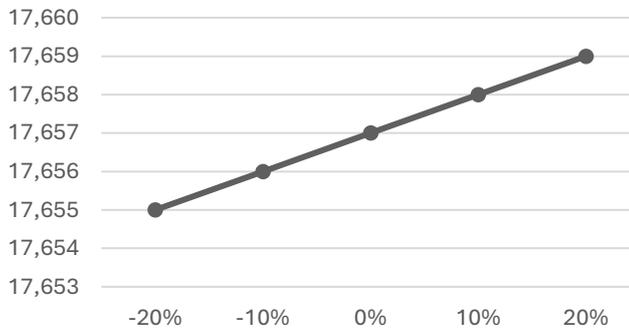
Frequenze V modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



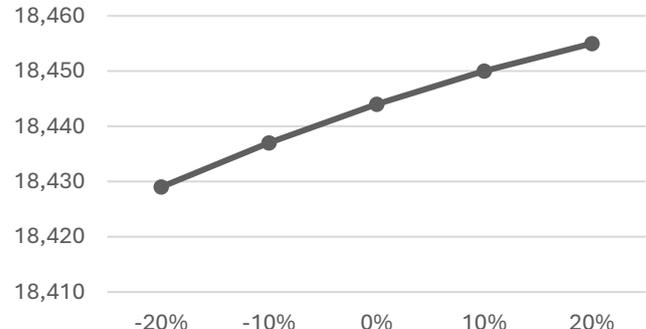
Frequenze VI modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



Frequenze VII modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



Frequenze VIII modo di vibrare - variazione E
elementi trasversali pila interrata 1



Anche per questa variazione risultano molto piccoli i coefficienti di sensitività, rimane, come nel caso precedente, più di rilievo la variazione del modo 3.

5.5. Variazione del modulo elastico dell'impalcato inferiore

Per quanto riguarda la variazione del modulo elastico dell'impalcato inferiore si sono considerati quattro casi:

- 1) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo di tutto l'impalcato inferiore,
- 2) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato inferiore della prima campata,
- 3) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato inferiore della campata centrale,
- 4) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato inferiore della terza campata.

La decisione di separare le campate è stata dettata anche dal provare a simulare le fasi di costruzione del ponte per le quali si è ipotizzato che il calcestruzzo fosse stato gettato una campata alla volta.

5.5.1. Impalcato inferiore

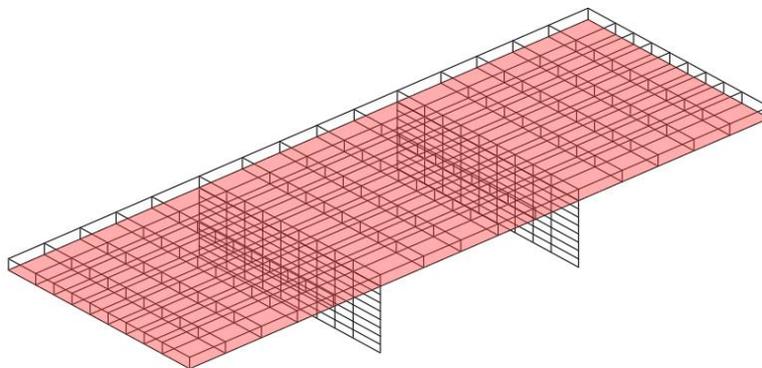


Figura 65. Impalcato inferiore del ponte Bologna

frequenze modi di vibrare								
E_{imp_inf}	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	10,944	12,259	14,322	14,503	14,757	16,009	17,009	17,813
-10%	11,139	12,474	14,535	14,725	14,960	16,351	17,339	18,085
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,493	12,843	14,906	14,916	15,538	16,956	17,930	18,604
20%	11,655	13,001	14,983	15,089	15,806	17,227	18,197	18,853

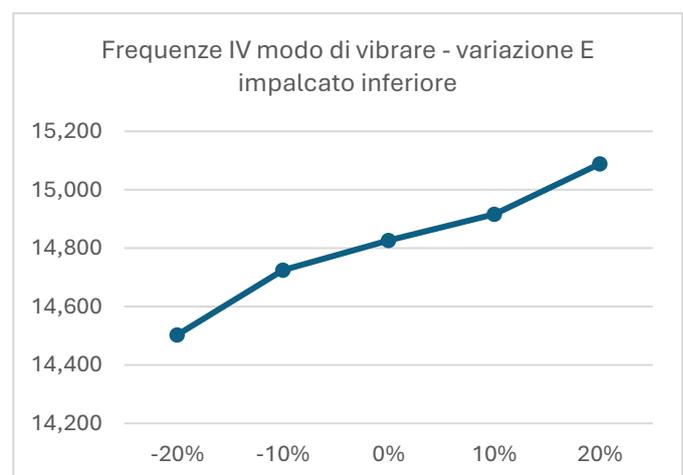
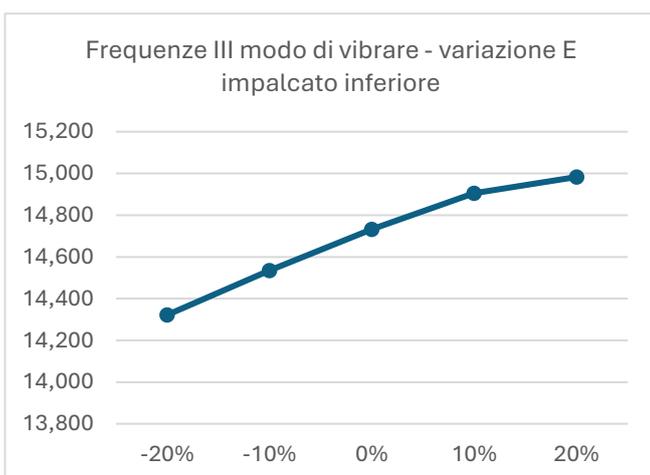
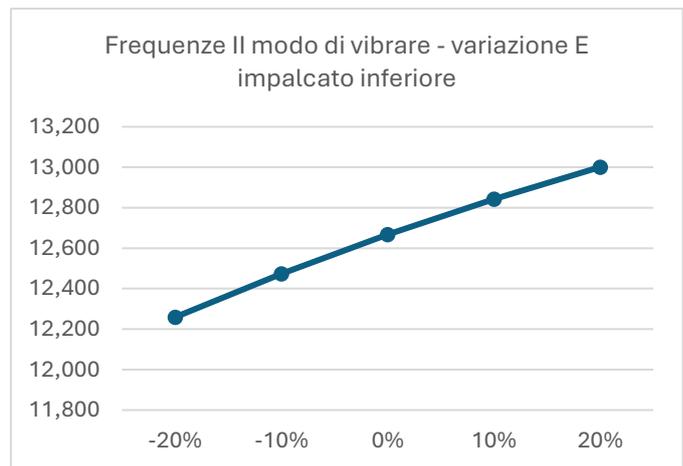
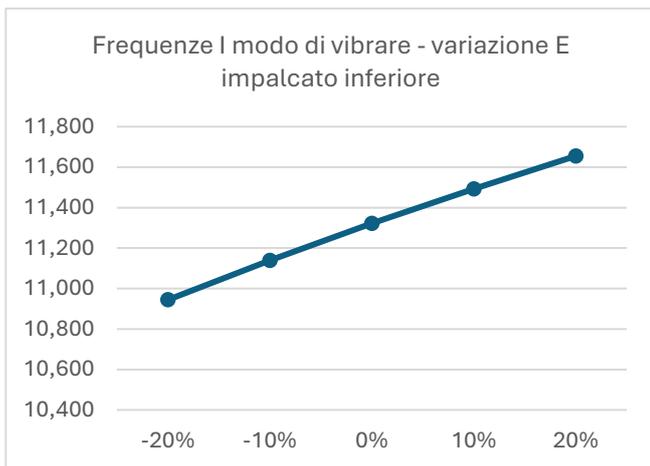
Tabella 34. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo dell'impalcato inferiore

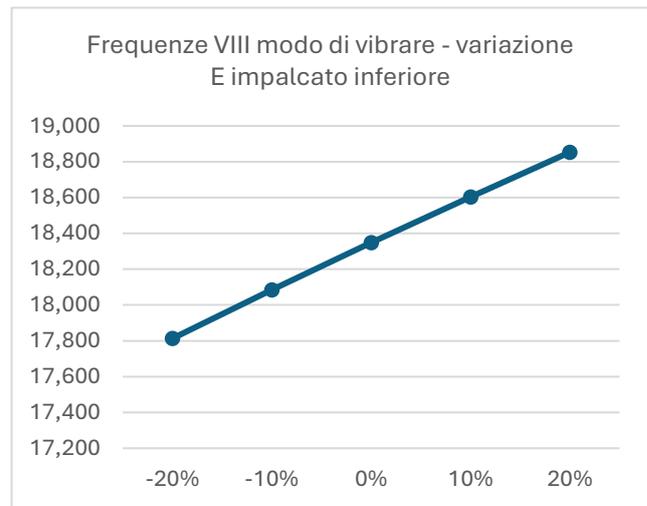
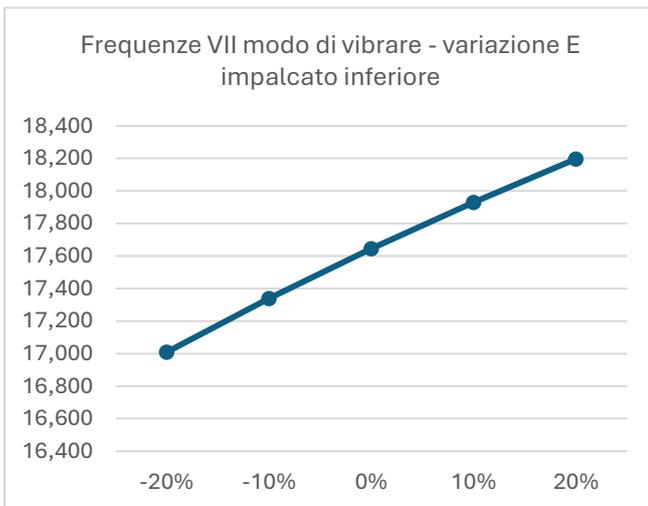
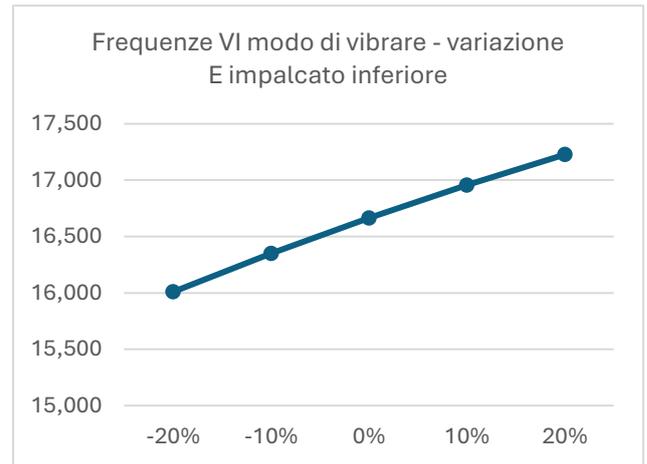
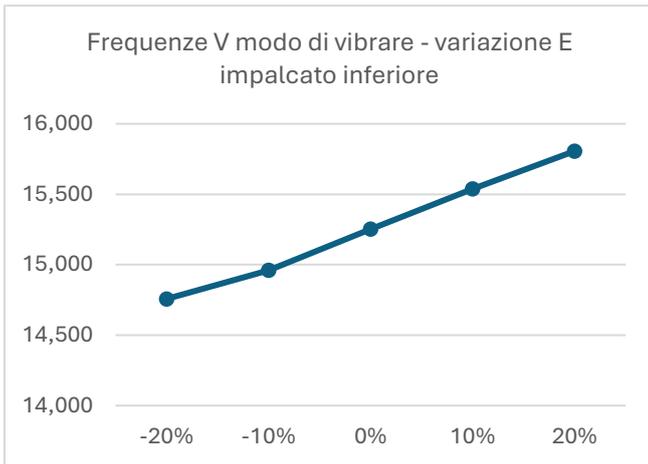
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
13,81	13,33	11,45	8,91	13,40	16,40	14,95	12,03

Tabella 35. Coefficienti di sensitività impalcato inferiore

Di seguito i diagrammi.





La variazione di questo parametro diventa più importante anche per i modi di vibrare più elevati.

5.5.2. Campata 1 (uguale per campata 3)

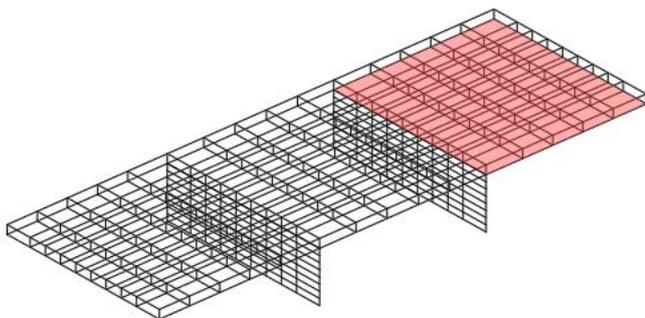


Figura 66. Campata 1 del ponte Bologna

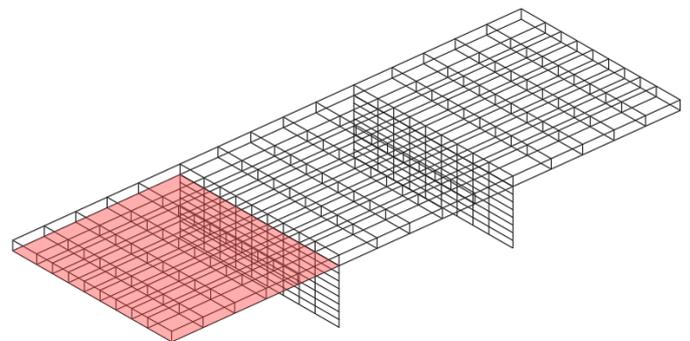


Figura 67. Campata 3 del ponte Bologna

	frequenze modi di vibrare							
E_{imp_inf1}	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,170	12,522	14,570	14,748	15,016	16,409	17,476	18,173
-10%	11,253	12,595	14,665	14,790	15,140	16,536	17,562	18,263
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,380	12,738	14,783	14,858	15,346	16,792	17,724	18,430
20%	11,429	12,807	14,824	14,887	15,424	16,915	17,801	18,509

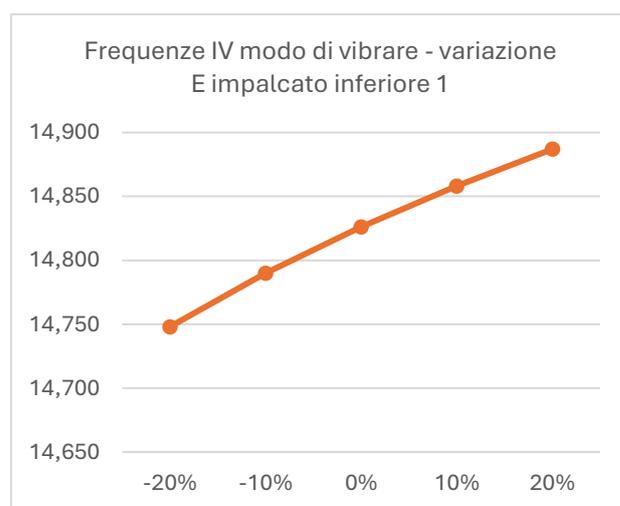
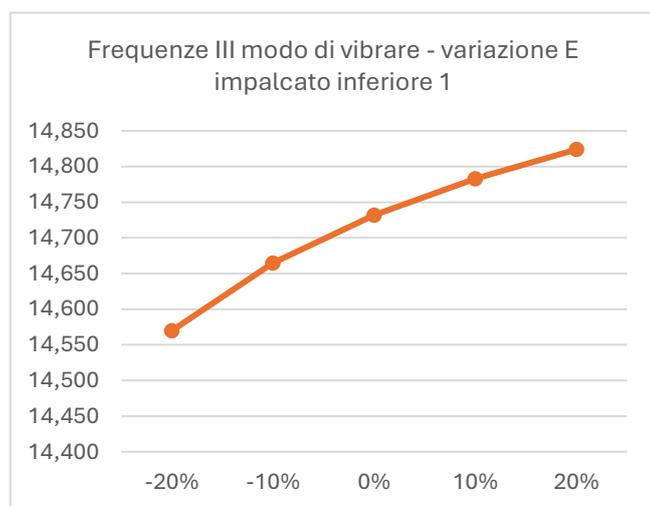
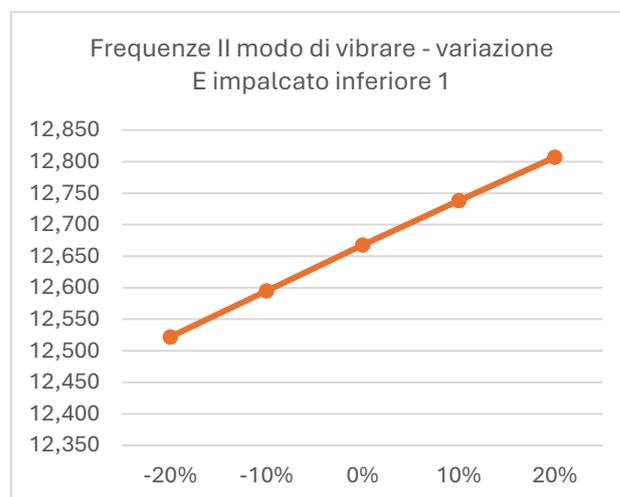
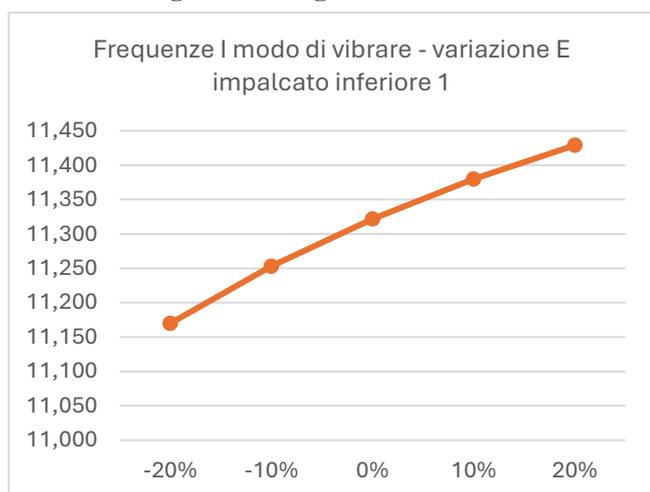
Tabella 36. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo della campata 1 dell'impalcato inferiore

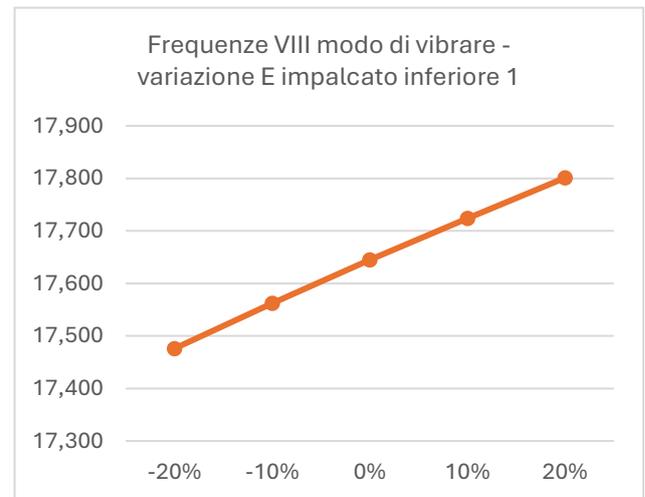
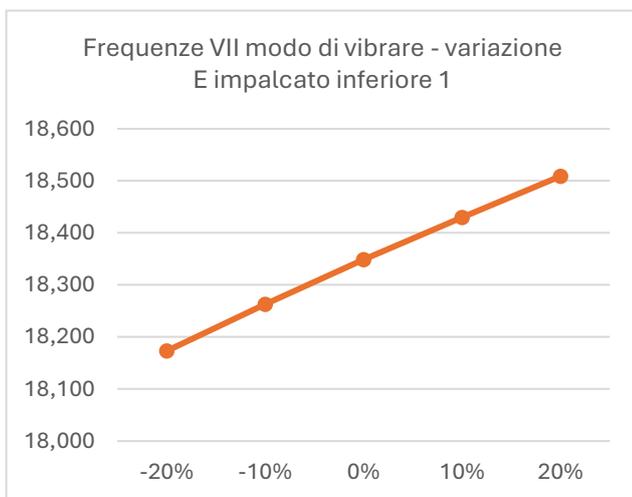
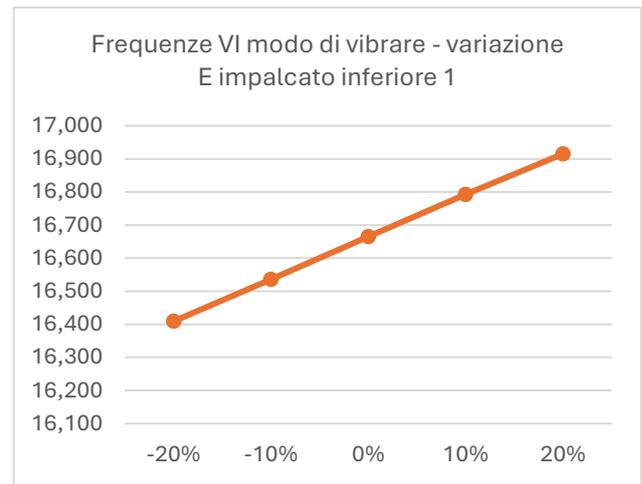
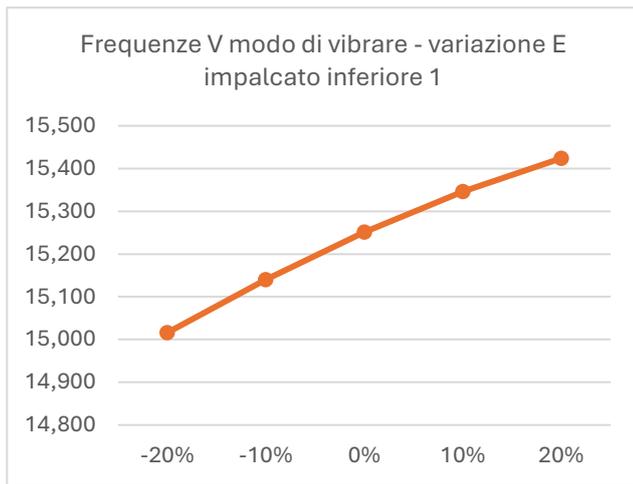
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
5,44	4,65	4,45	2,12	6,27	6,25	3,87	3,86

Tabella 37. Coefficienti di sensitività per la campata 1 dell'impalcato inferiore

Di seguito i diagrammi.





Il parametro in considerazione influisce in maniera meno significativa rispetto al caso precedente dove si era considerata la lunghezza intera dell'impalcato inferiore. La tendenza rimane sempre la stessa, dove il modo che viene meno influenzato è il 4.

5.5.3. Campata centrale

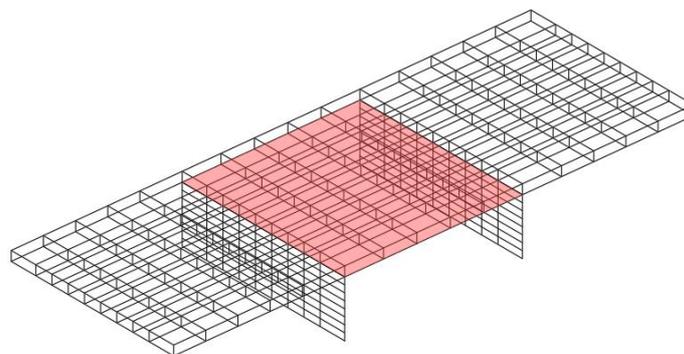


Figura 68. Campata centrale del ponte Bologna

E_{imp_inf2}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,212	12,577	14,569	14,771	15,060	16,558	17,358	18,155
-10%	11,269	12,624	14,654	14,805	15,159	16,616	17,507	18,254
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,370	12,707	14,804	14,841	15,335	16,708	17,774	18,438
20%	11,415	12,743	14,853	14,873	15,410	16,745	17,894	18,523

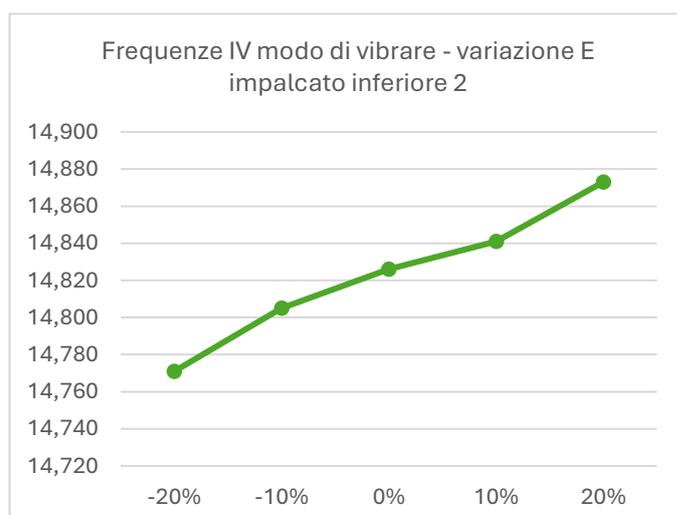
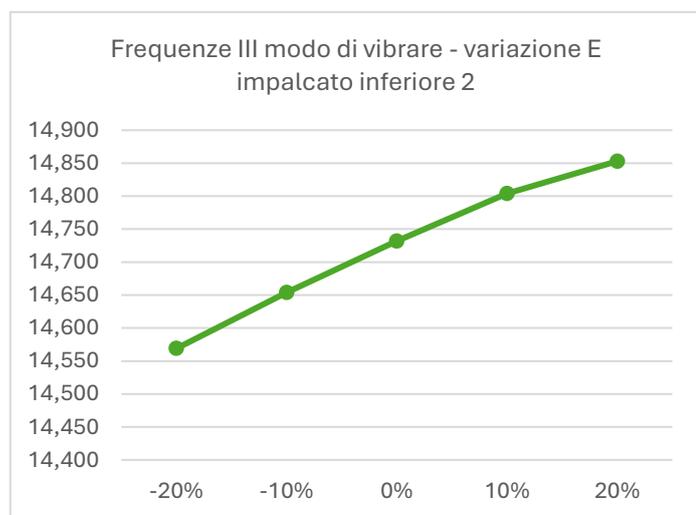
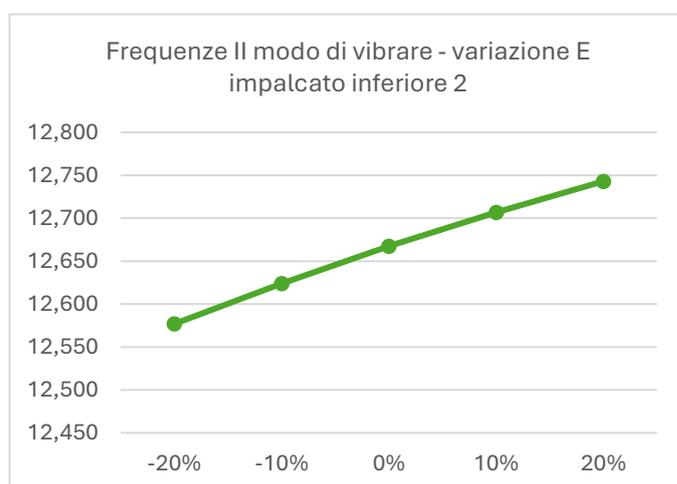
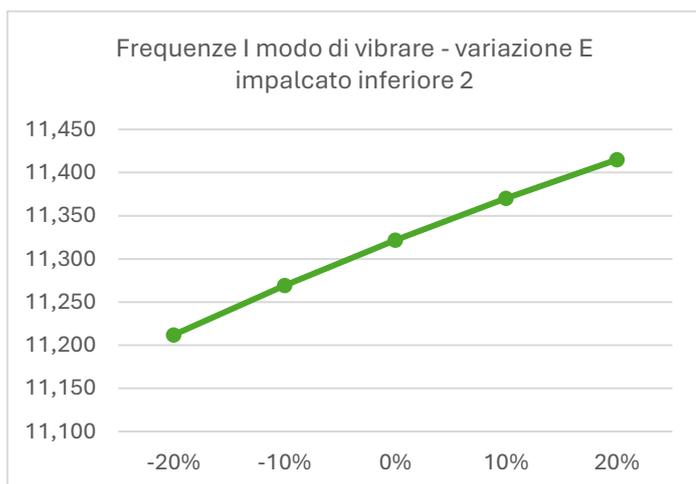
Tabella 38. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo della campata centrale dell'impalcato inferiore

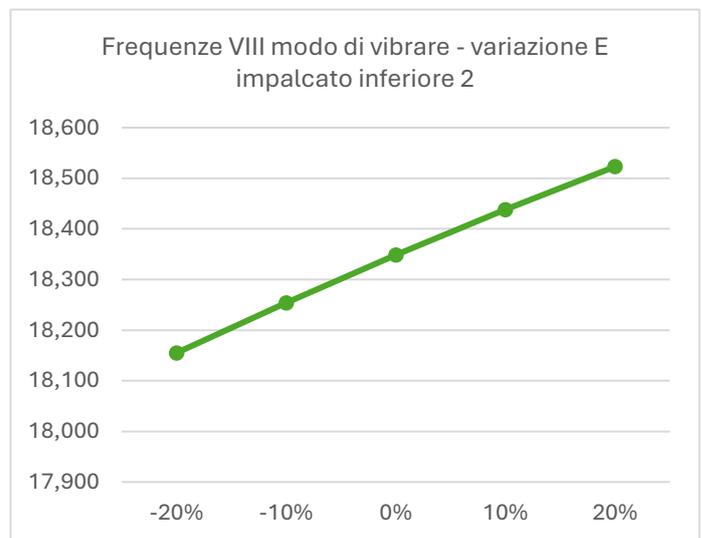
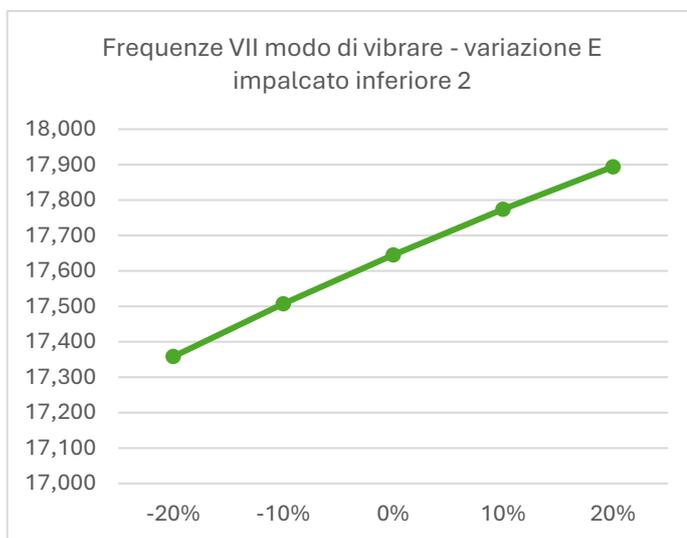
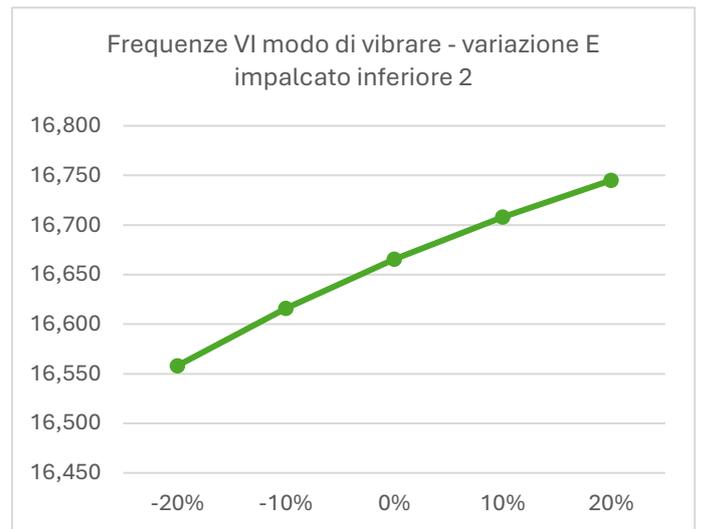
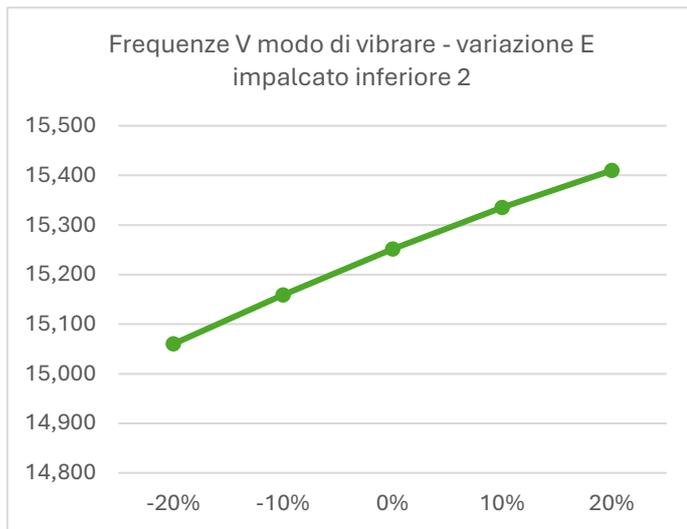
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
3,92	2,88	4,48	1,49	5,08	2,60	6,61	4,26

Tabella 39. Coefficienti di sensitività per la campata centrale dell'impalcato inferiore

Di seguito i diagrammi.





Anche in questo caso i coefficienti di sensitività non sono particolarmente elevati, specialmente quello del modo 4, che era invece sempre il più elevato quando si consideravano le variazioni delle pile.

5.6. Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato superiore

Per quanto riguarda la variazione del modulo elastico dell'impalcato superiore si sono considerati quattro casi:

- 1) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo di tutto l'impalcato superiore,
- 2) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato superiore della prima campata,
- 3) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato superiore della campata centrale,
- 4) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato superiore della terza campata.

5.6.1. Impalcato superiore

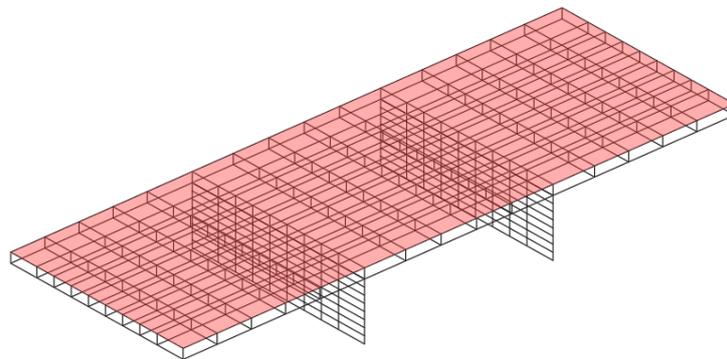


Figura 69. Impalcato superiore del ponte Bologna

E_{imp_sup}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	10,950	12,360	14,323	14,660	14,927	16,270	17,129	17,850
-10%	11,145	12,525	14,535	14,747	15,099	16,482	17,401	18,108
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,483	12,790	14,902	14,914	15,386	16,825	17,865	18,575
20%	11,631	12,896	14,976	15,085	15,505	16,966	18,066	18,789

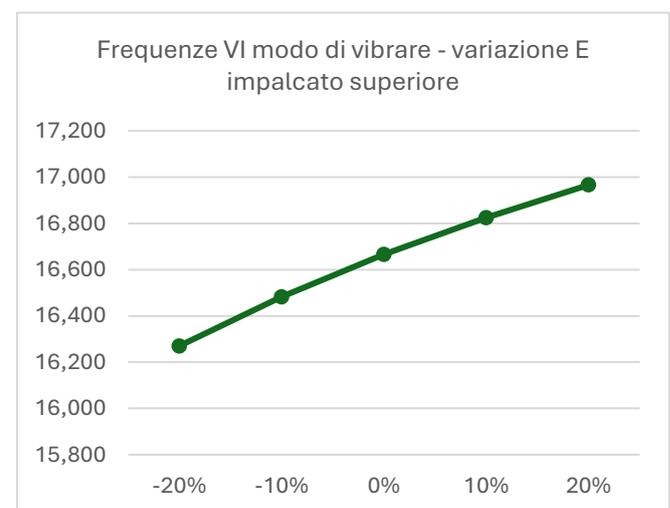
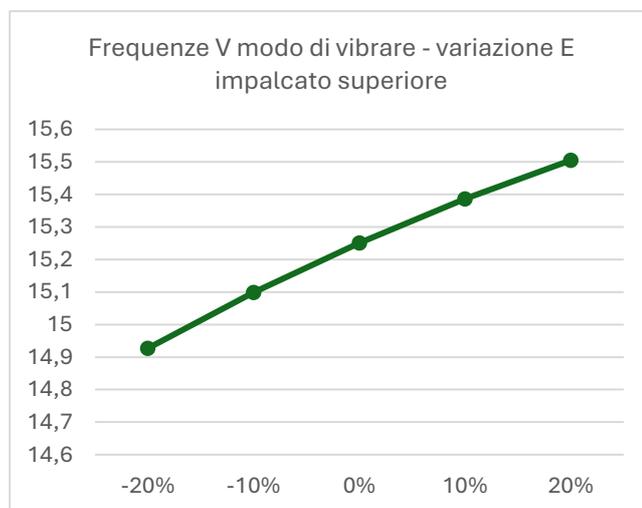
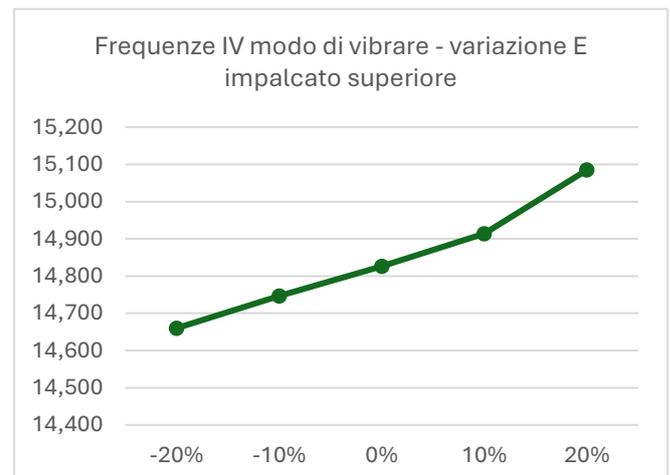
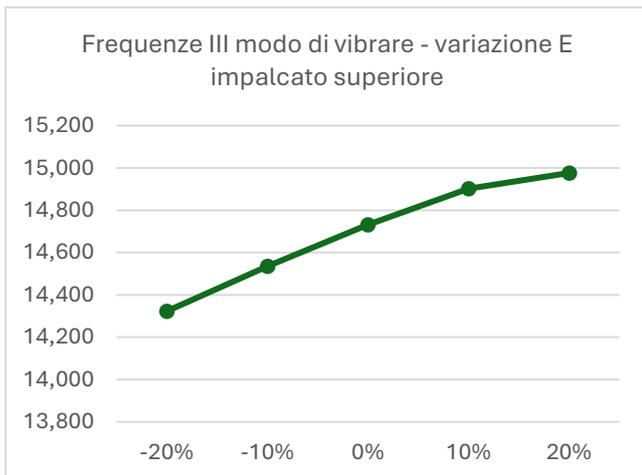
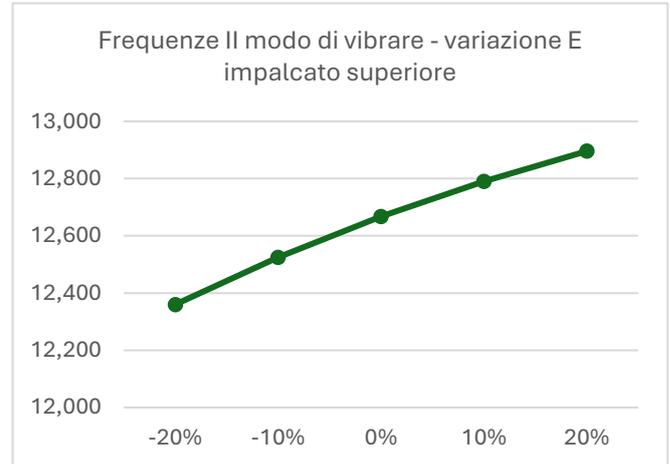
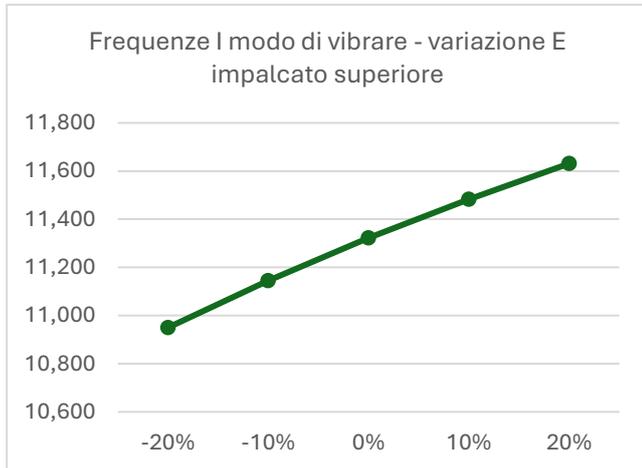
Tabella 40. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo dell'impalcato superiore

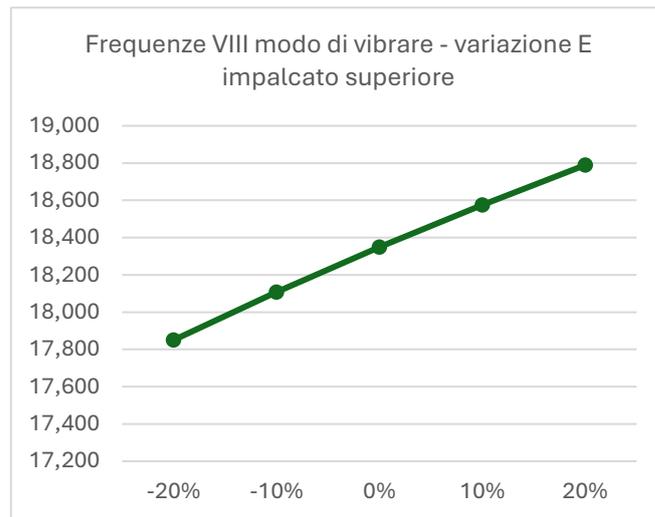
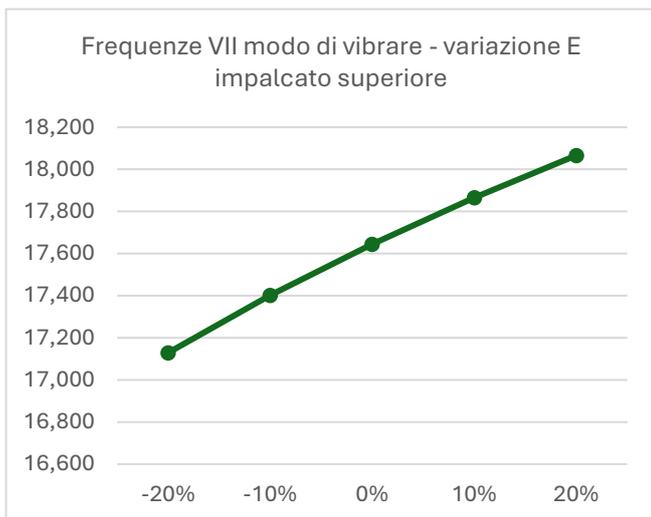
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
13,58	9,95	11,42	4,53	8,69	9,72	12,05	11,17

Tabella 41. Coefficienti di sensitività per l'impalcato superiore

Di seguito i diagrammi.





La variazione di questo parametro è in linea con la variazione del calcestruzzo dell'impalcato inferiore, si nota infatti come i valori di frequenze ottenute e i coefficienti di sensitività siano molto simili.

5.6.2. Campata 1 (uguale per campata 3)

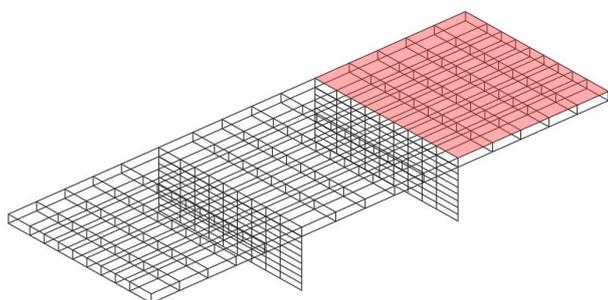


Figura 70. Campata 1 dell'impalcato superiore del ponte Bologna

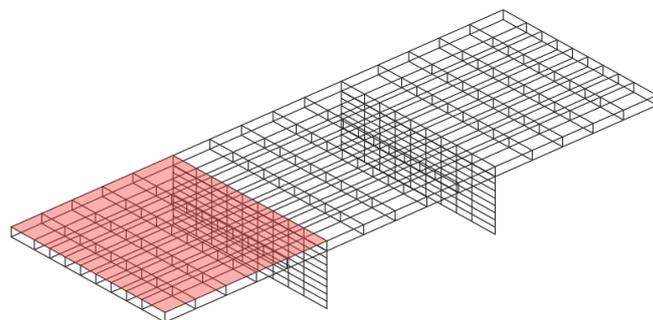


Figura 71. Campata 3 dell'impalcato superiore del ponte Bologna

E_{imp_sup1}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,193	12,560	14,636	14,753	15,138	16,502	17,511	18,152
-10%	11,264	12,616	14,689	14,790	15,202	16,588	17,581	18,253
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,371	12,715	14,766	14,860	15,291	16,734	17,703	18,438
20%	11,412	12,760	14,794	14,893	15,324	16,796	17,755	18,522

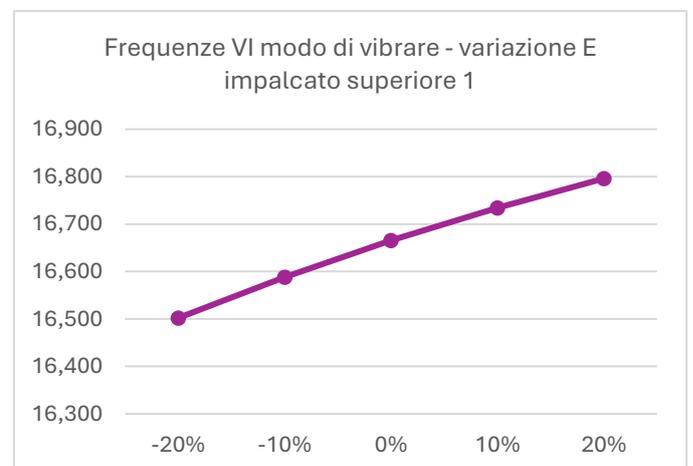
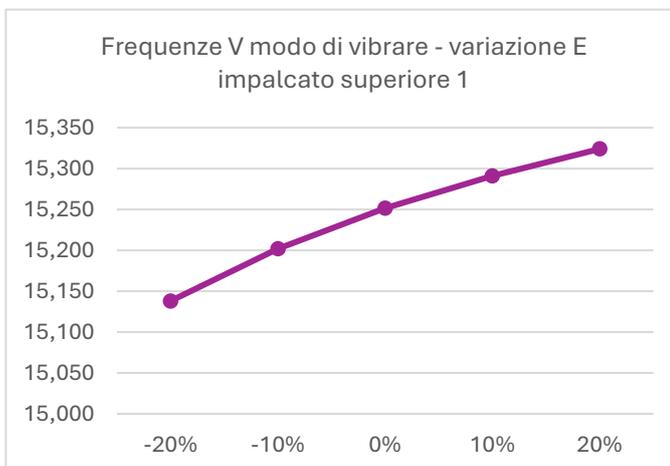
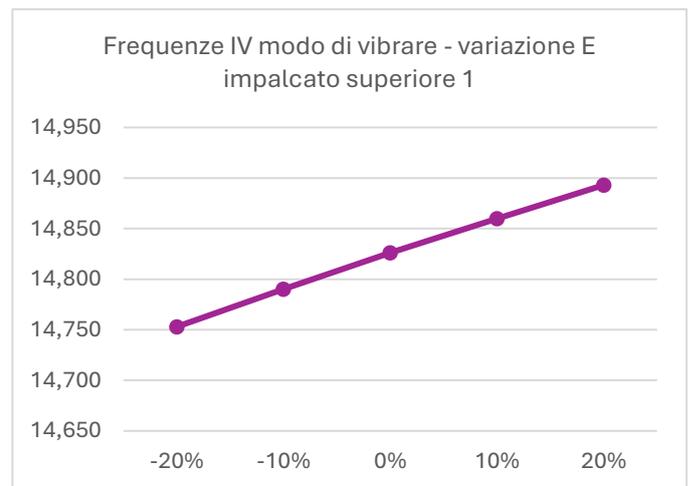
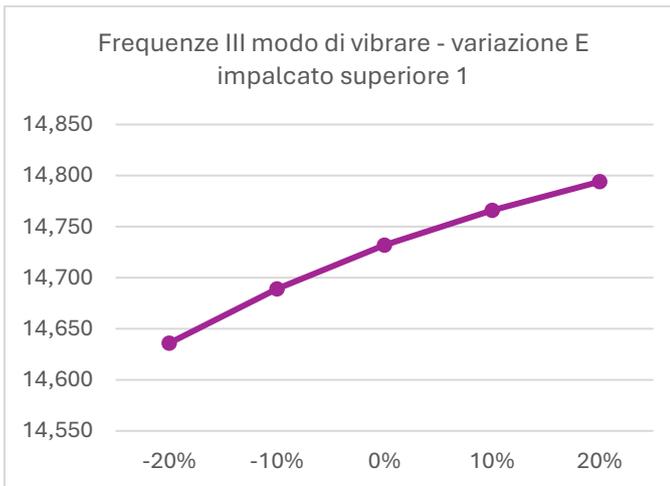
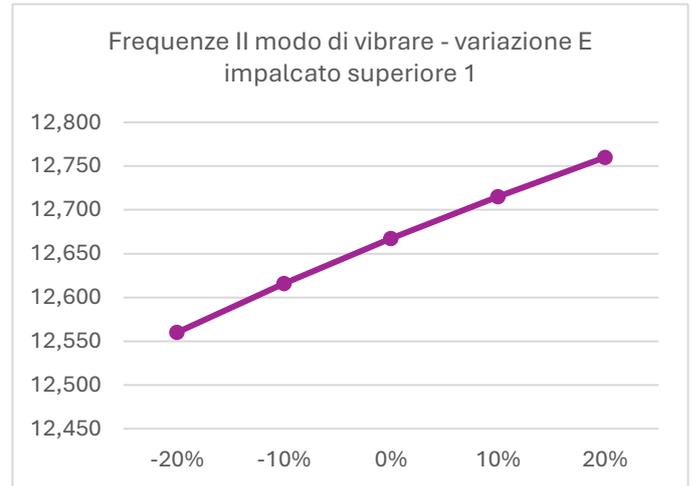
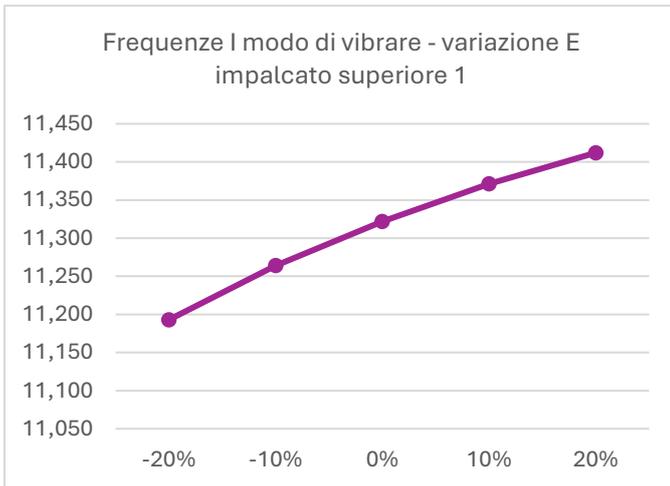
Tabella 42. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo della campata 1 dell'impalcato superiore

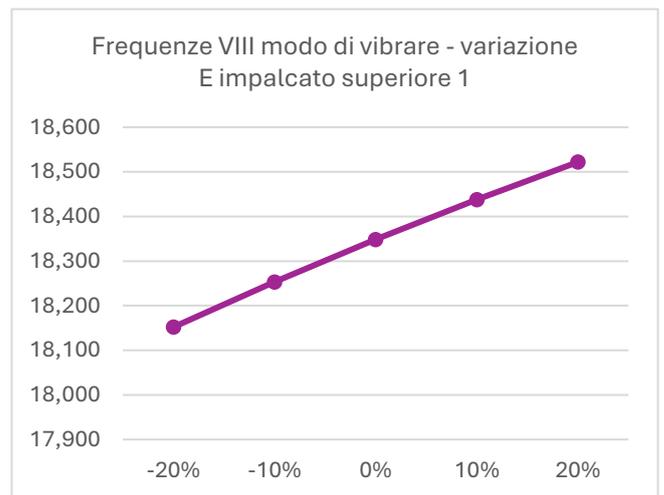
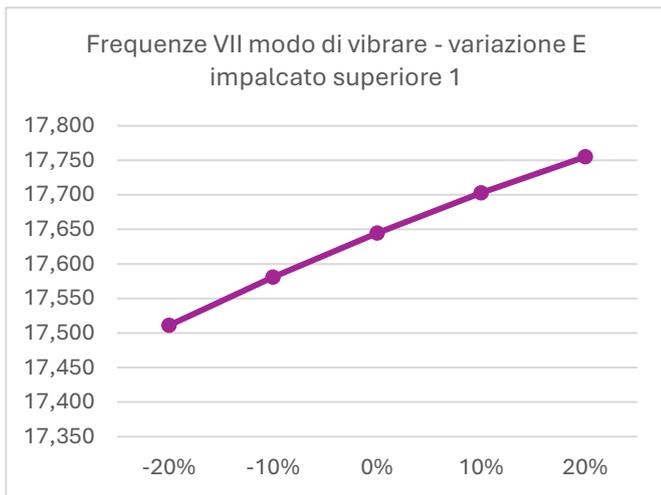
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
4,60	3,42	2,62	1,98	3,00	3,96	3,06	4,33

Tabella 43. Coefficienti di sensitività per la campata 1 dell'impalcato superiore

Di seguito i diagrammi.





Anche questa variazione non sarà particolarmente influente sulla struttura.

5.6.3. Campata centrale

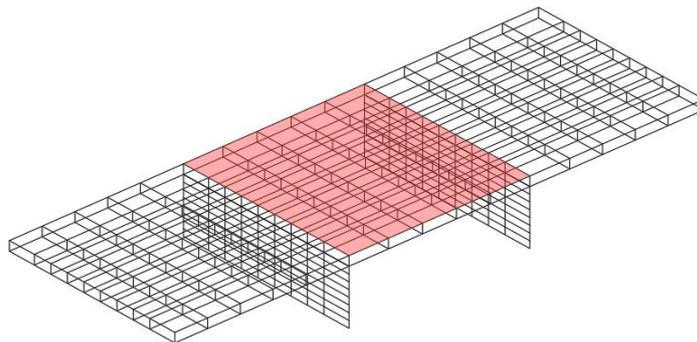


Figura 72. Impalcato superiore della campata centrale del ponte Bologna

frequenze modi di vibrare								
E_{imp_sup2}	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,182	12,596	14,482	14,807	15,124	16,603	17,406	18,247
-10%	11,256	12,634	14,613	14,818	15,193	16,638	17,530	18,299
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,381	12,698	14,833	14,840	15,302	16,688	17,751	18,396
20%	11,436	12,726	14,939	14,940	15,347	16,706	17,848	18,442

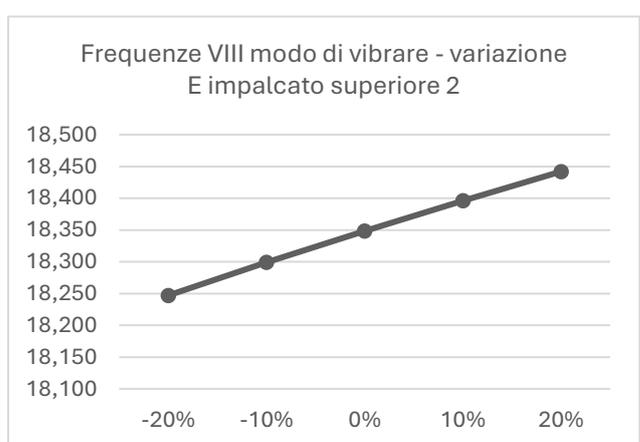
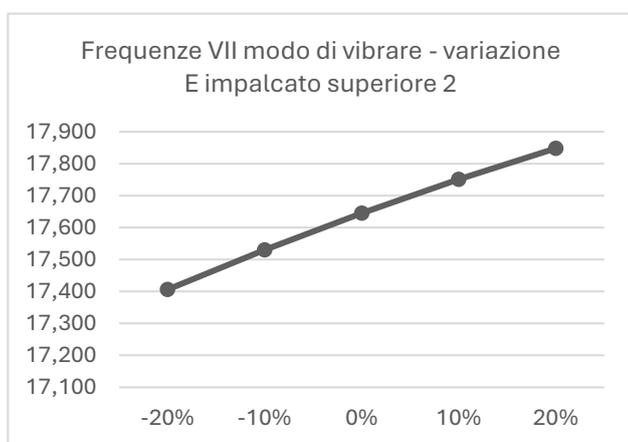
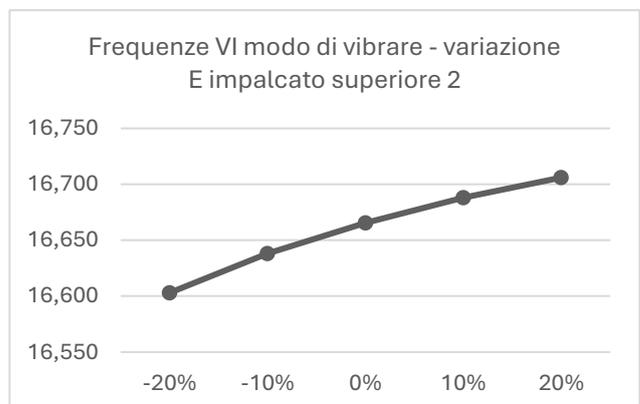
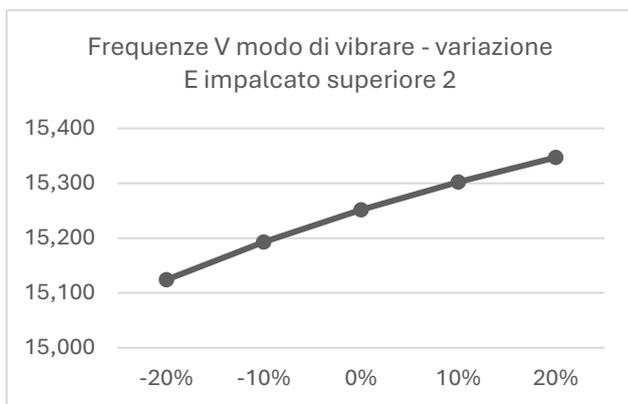
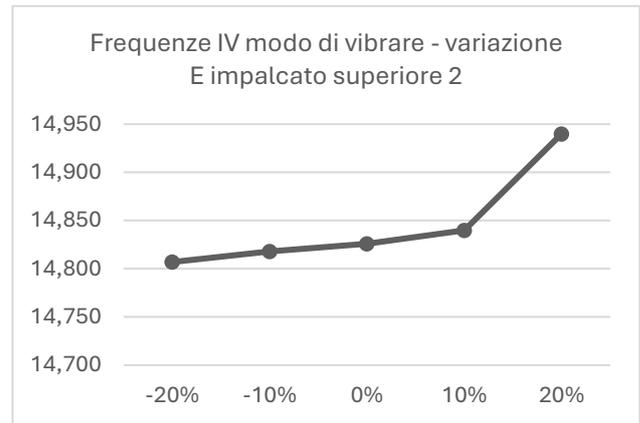
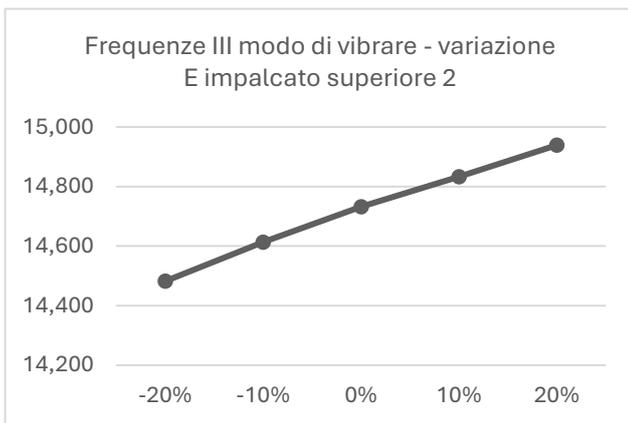
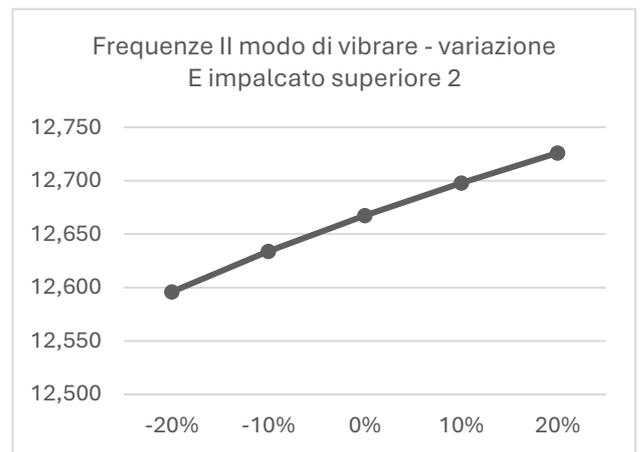
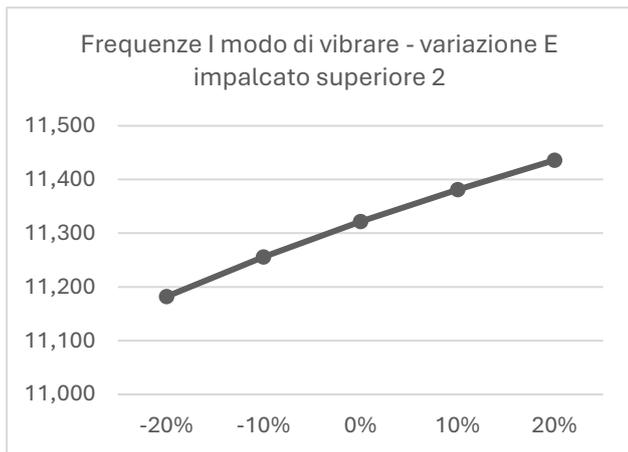
Tabella 44. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo della campata centrale dell'impalcato superiore

I coefficienti di sensibilità saranno:

coefficiente sensibilità							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
5,00	2,27	6,90	0,52	3,37	1,50	5,49	2,23

Tabella 45. Coefficienti di sensibilità dell'impalcato superiore della campata centrale

Di seguito i diagrammi



Anche questa variazione influisce molto poco sul modo 4, a differenza delle variazioni che riguardavano le pile. Gli altri modi sono influenzati maggiormente ma non in maniera significativa rispetto ad altri casi studiati in precedenza.

5.7. Variazione del modulo elastico degli elementi sulla sovrastruttura nell'intorno delle pile

Per queste variazioni si sono considerati gli elementi della sovrastruttura quali impalcato inferiore, impalcato superiore, travi e traversi che si trovano nell'intorno delle pile. Gli schemi che rappresentano gli elementi considerati si troveranno nei capitoli successivi. L'obiettivo della variazione di questi parametri è per simulare la presenza di fessura negli elementi della sovrastruttura nella zona di continuità con le pile.

In questo capitolo si sono considerati tre diverse situazioni:

- 1) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo degli elementi nell'intorno delle pile 1 e 2,
- 2) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo degli elementi nell'intorno della pila 1,
- 3) Variazione del modulo elastico del calcestruzzo degli elementi nell'intorno della pila 2.

5.7.1. Elementi pila 1 e 2

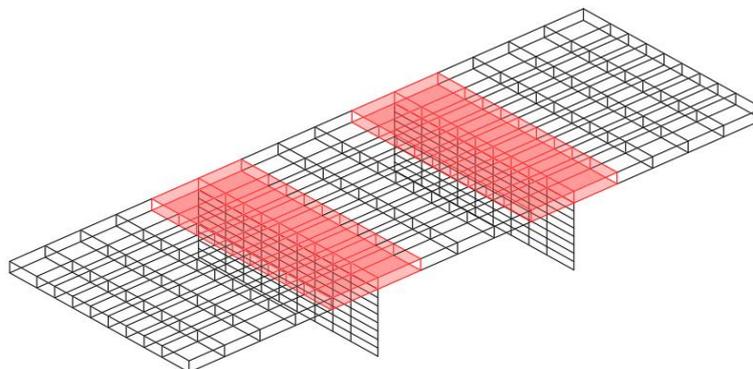


Figura 73. Elementi pila 1 e 2

$E_{elem,pila}$	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,053	12,360	14,021	14,545	14,745	16,106	16,794	17,387
-10%	11,196	12,524	14,240	14,697	15,006	16,403	17,230	17,899
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,435	12,795	14,946	15,026	15,476	16,903	18,038	18,746
20%	11,539	12,908	15,060	15,288	15,684	17,121	18,412	19,010

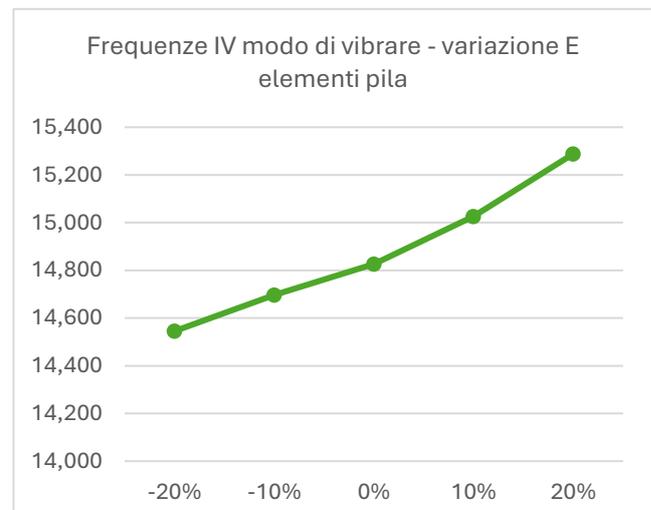
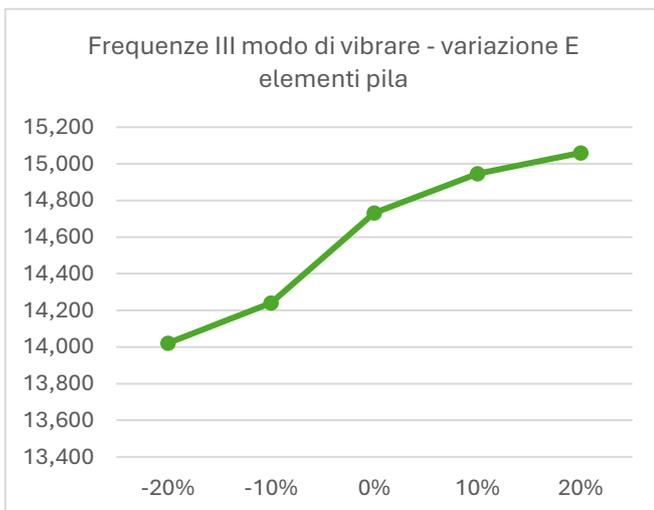
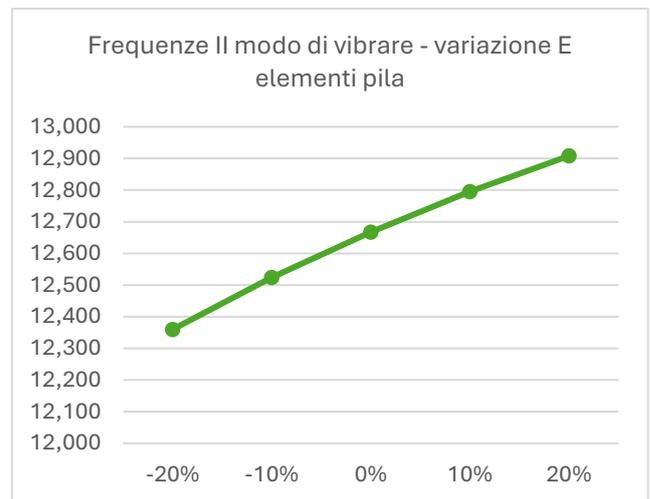
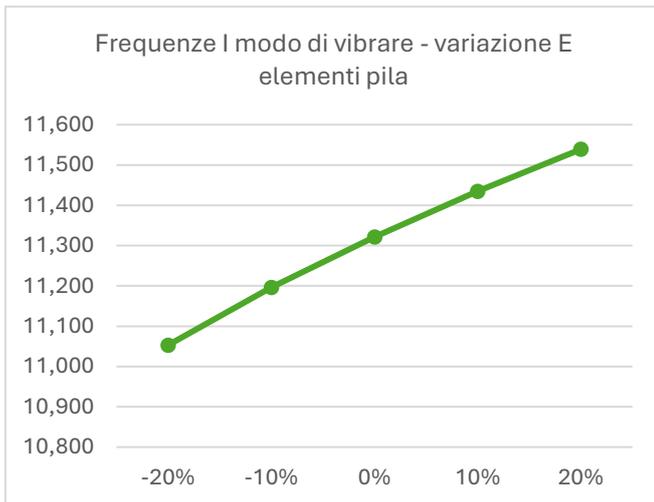
Tabella 46. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo degli elementi vicini alla pila 1 e 2

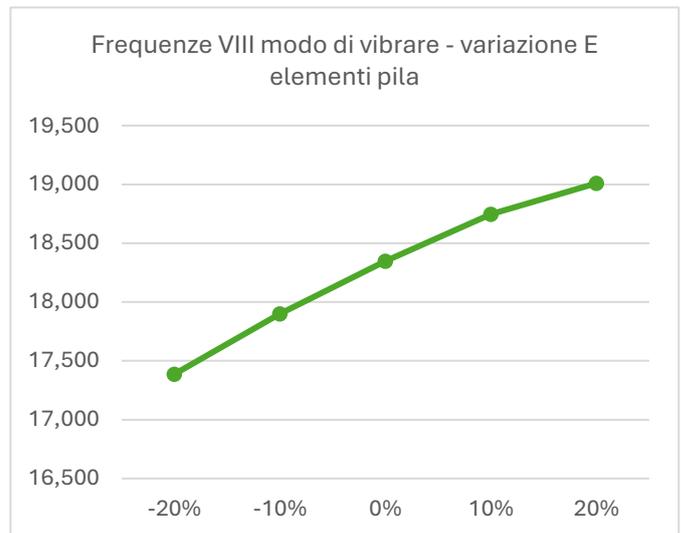
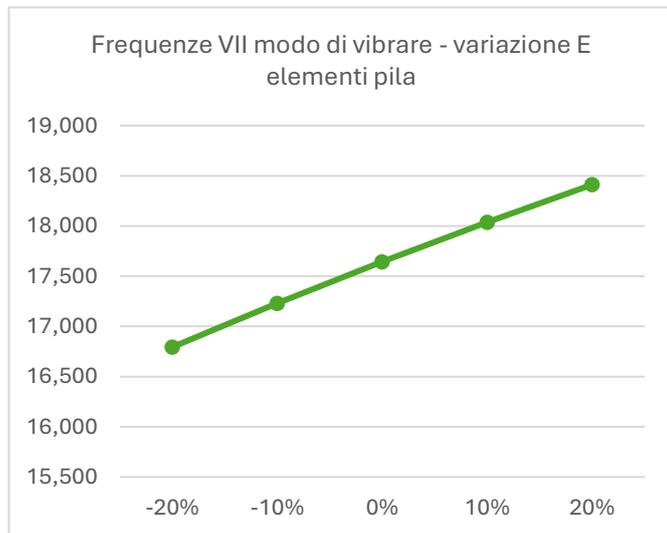
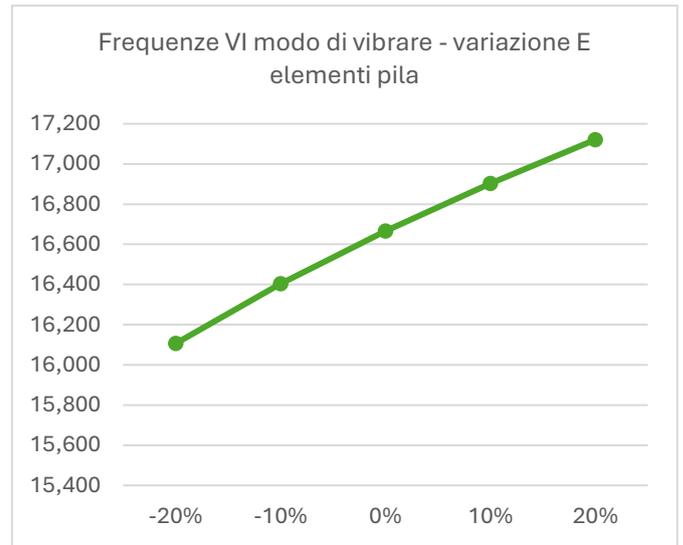
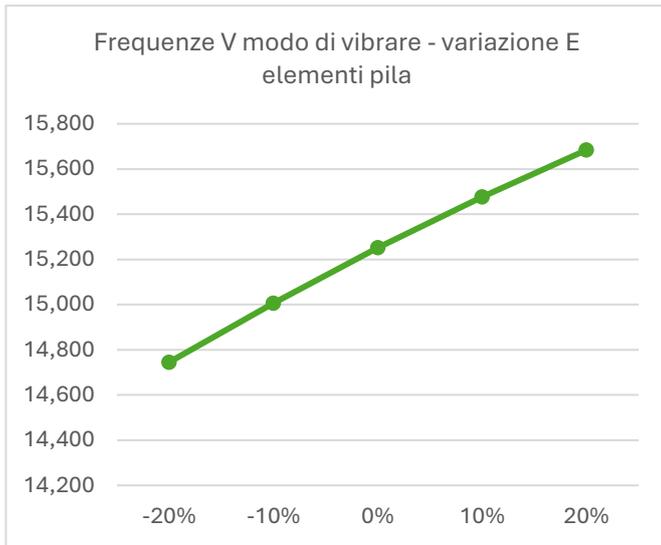
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
9,73	9,95	20,28	7,73	13,74	13,89	20,27	22,12

Tabella 47. Coefficienti di sensitività degli elementi delle pile 1 e 2

Di seguito i diagrammi.





Questa variazione, come si può evincere anche dai coefficienti di sensitività, è molto influente sulla struttura, specialmente per il modo 3 e i modi più alti.

5.7.2. Elementi pila 1 (uguali per gli elementi pila

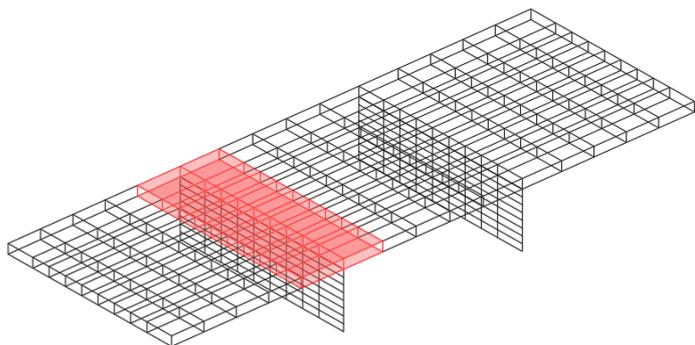


Figura 74. Elementi pila 1

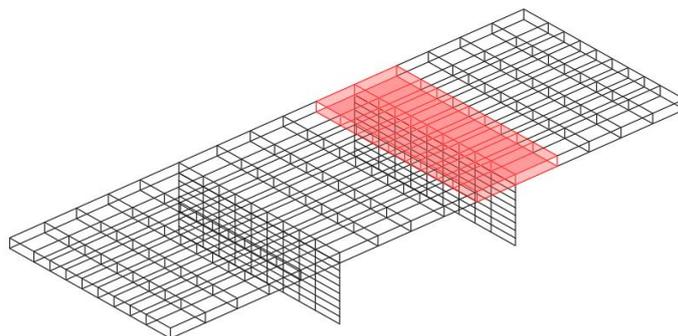


Figura 75. Elementi pila 2

2)

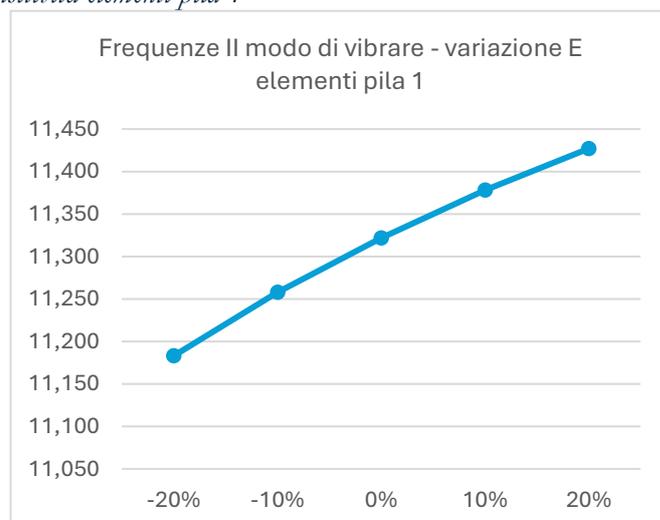
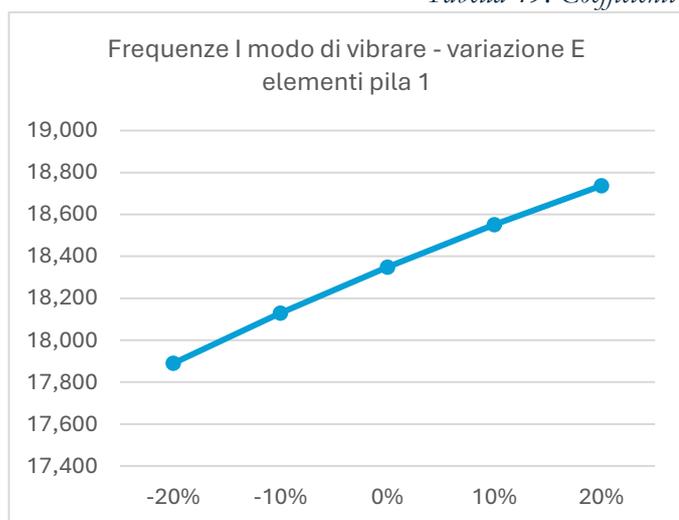
E_{elem_pila1}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,183	12,510	14,332	14,688	14,985	16,390	17,221	17,890
-10%	11,258	12,595	14,556	14,762	15,126	16,535	17,438	18,129
0%	11,322	12,668	14,732	14,826	15,251	16,665	17,645	18,349
10%	11,378	12,730	14,866	14,891	15,362	16,785	17,842	18,551
20%	11,427	12,785	14,933	14,993	15,460	16,896	18,032	18,737

Tabella 48. Frequenze con variazione modulo elastico calcestruzzo degli elementi vicini alla pila 1

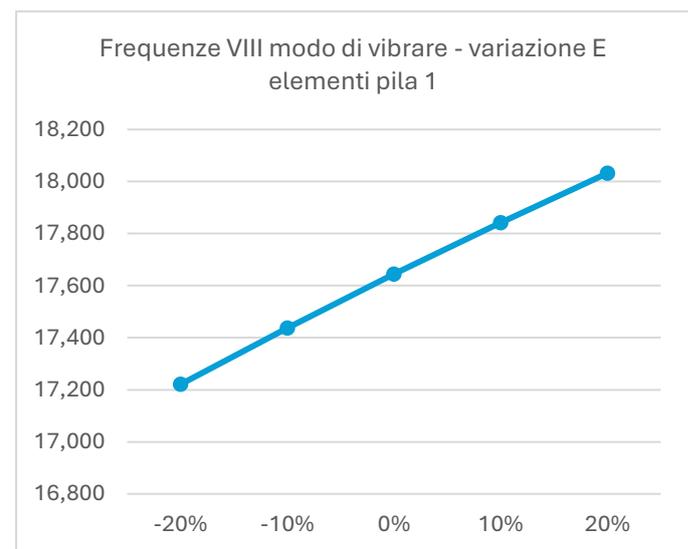
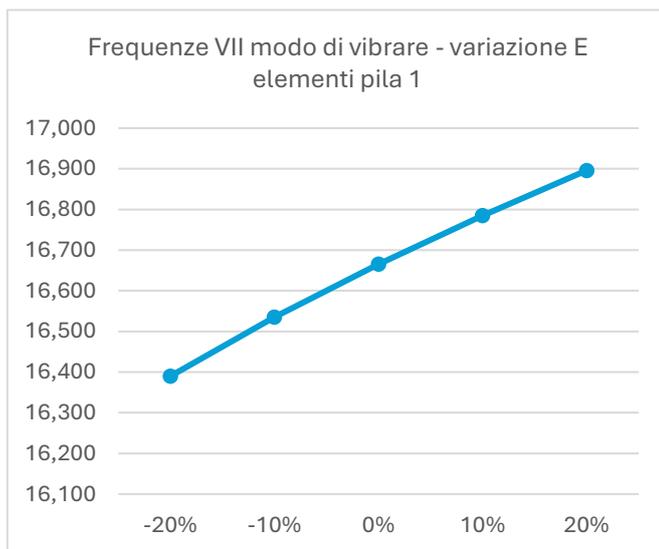
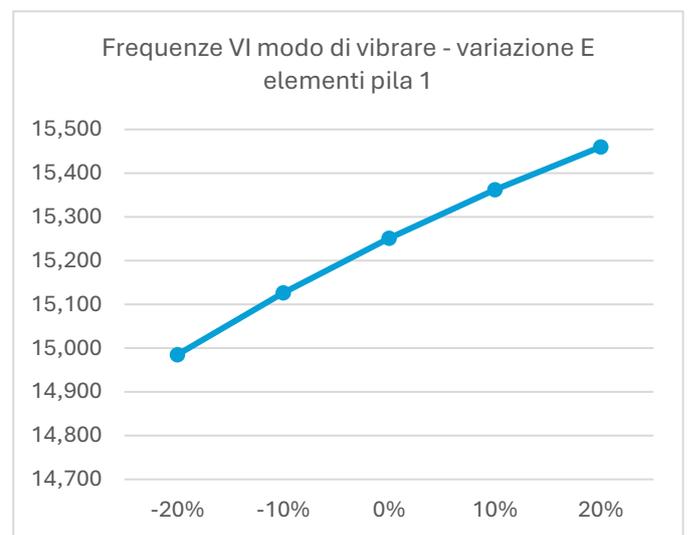
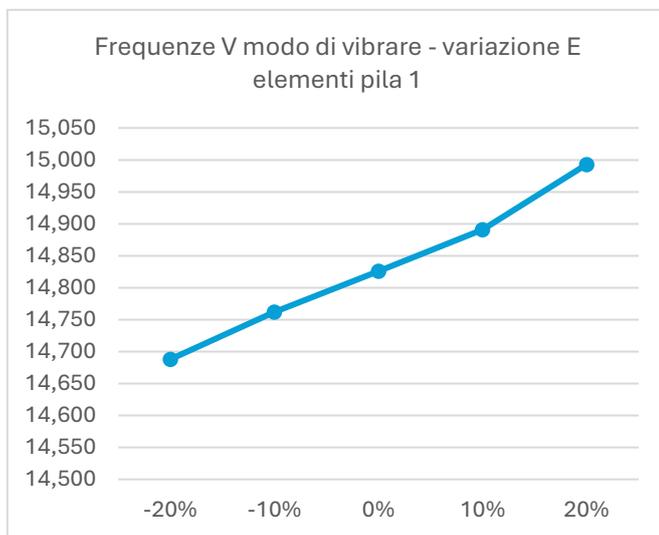
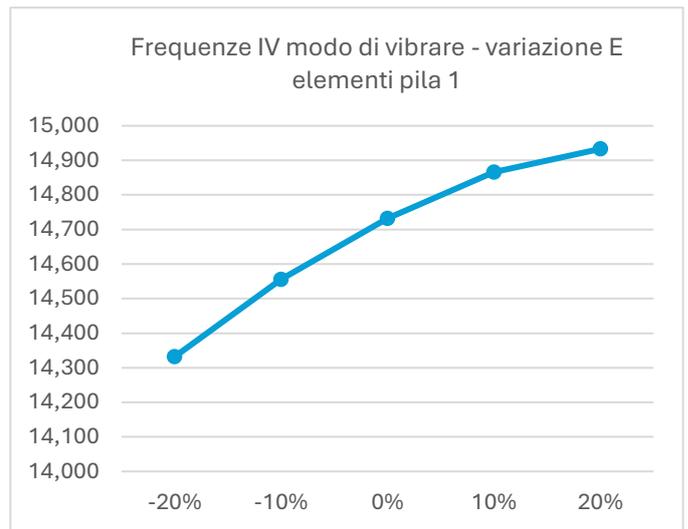
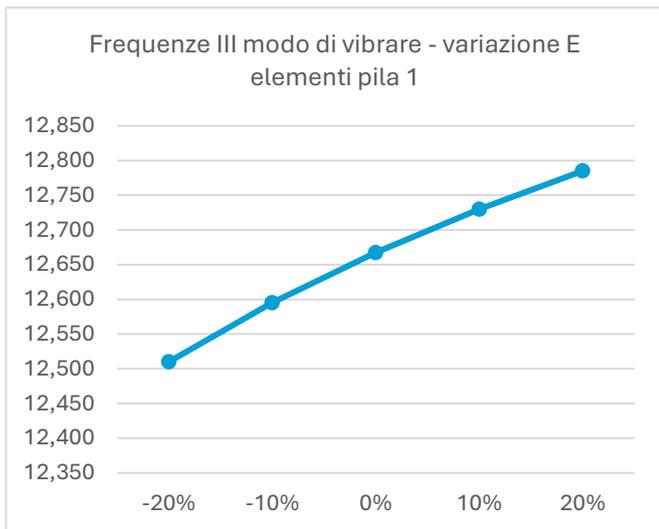
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
4,97	5,04	11,16	3,76	7,11	6,72	9,85	10,25

Tabella 49. Coefficienti di sensitività elementi pila 1



Di seguito i diagrammi.



Questa variazione rispecchia la variazione precedente.

5.8. Variazione della rigidità dei vincoli in corrispondenza delle spalle

Per questa variazione si sono considerate delle molle per permettere di ridurre la rigidità in direzione verticale.

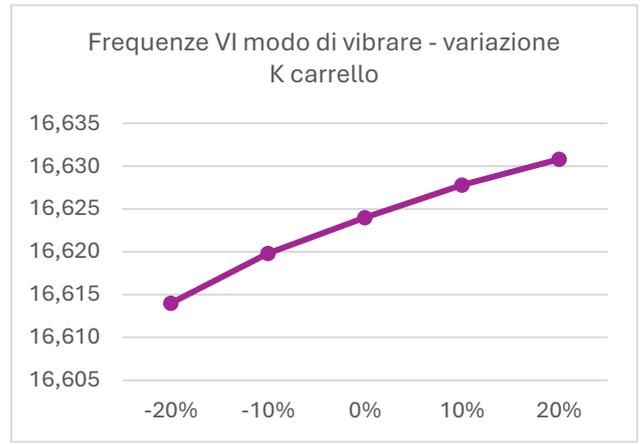
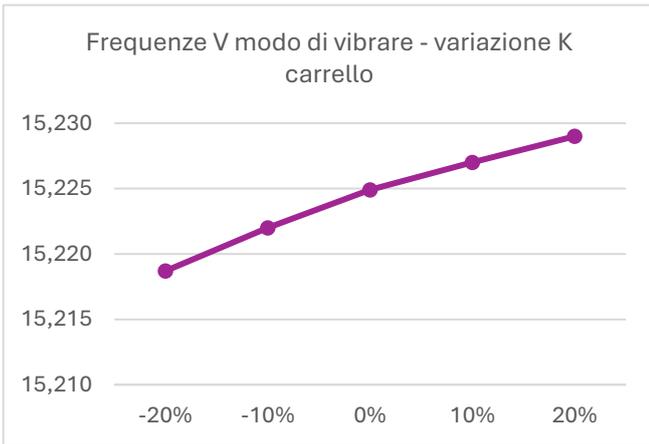
K_{molle}	frequenze modi di vibrare							
	1	2	3	4	5	6	7	8
-20%	11,309	12,651	14,730	14,817	15,219	16,614	17,622	18,346
-10%	11,310	12,653	14,730	14,818	15,222	16,620	17,624	18,347
0%	11,311	12,654	14,730	14,819	15,225	16,624	17,626	18,347
10%	11,312	12,655	14,730	14,819	15,227	16,628	17,628	18,347
20%	11,313	12,656	14,731	14,820	15,229	16,631	17,629	18,347

Tabella 50. Frequenze dovute alla variazione della rigidità dei vincoli in corrispondenza delle spalle

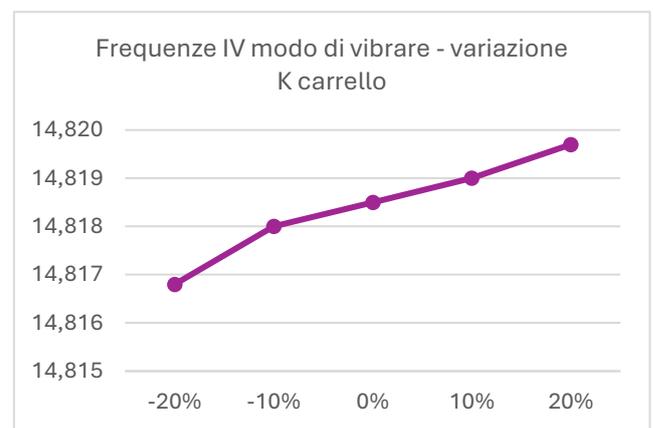
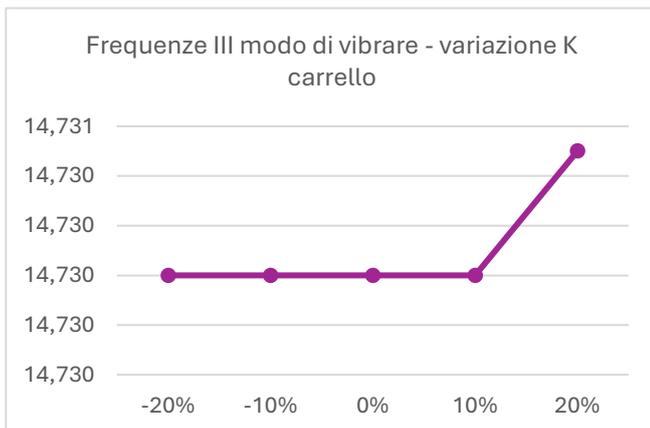
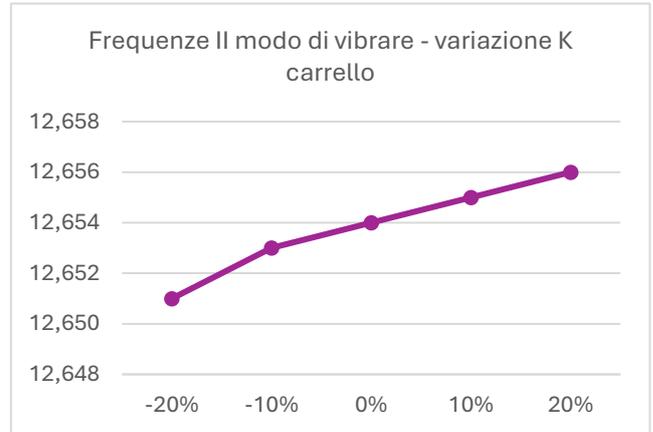
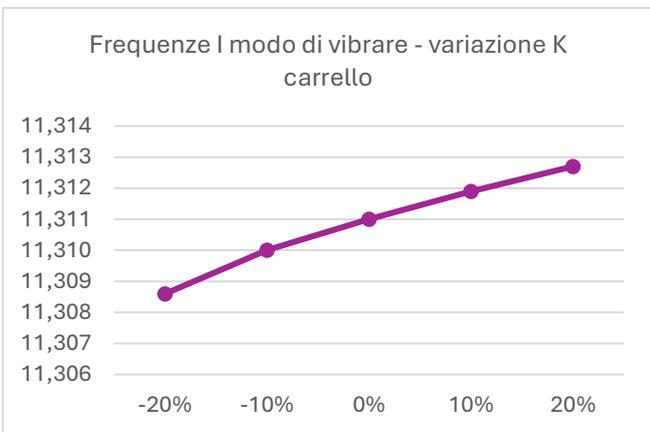
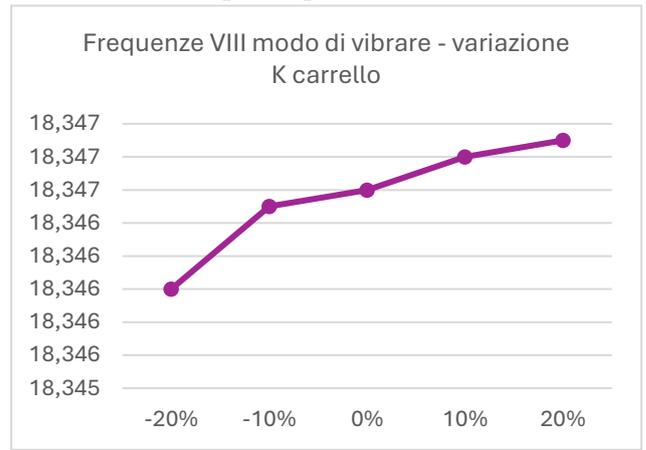
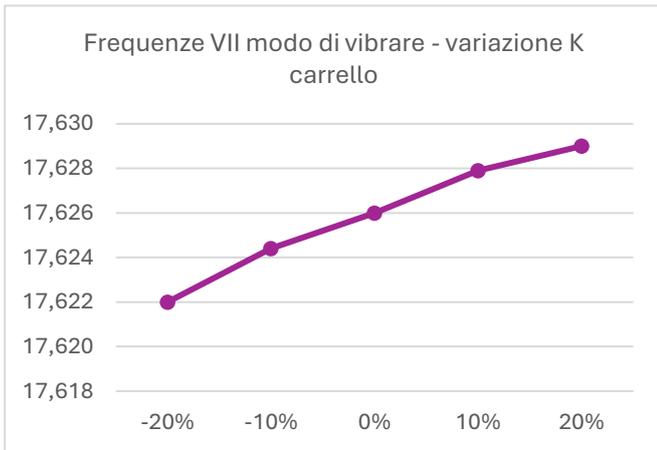
I coefficienti di sensitività saranno:

coefficiente sensitività							
modo 1	modo 2	modo 3	modo 4	modo 5	modo 6	modo 7	modo 8
0,08	0,09	0,00	0,05	0,16	0,24	0,09	0,01

Tabella 51. Coefficienti di sensitività per la variazione della rigidità dei vincoli in corrispondenza delle spalle



Di seguito i diagrammi.



Questa variazione non influisce in maniera influente sulla struttura, i coefficienti di sensitività sono infatti molto piccoli rispetto a quelli delle altre variazioni.

5.9. Commenti

L'analisi di sensitività svolta permette quindi di individuare quei parametri che maggiormente influiscono sulla struttura. L'applicazione che segue questa analisi di sensitività, anche se non verrà trattata in questa tesi in quanto non è stata svolta un'indagine sperimentale sul ponte Bologna, è il *Model Updating*. Per *Model Updating* si intende l'aggiornamento del modello agli elementi finiti al fine di migliorare la corrispondenza tra il modello reale e il modello digitale. Così facendo sarà più facile capire lo stato di salute della struttura e quindi poter progettare la manutenzione in maniera adeguata. Il procedimento del Model Updating consiste nell'individuazione di quei parametri modali che influiscono in maniera significativa sulla struttura e la successiva variazione di tali variabili affinché i parametri modali del modello agli elementi finiti e i parametri modali sperimentali raggiungano un adeguato livello di somiglianza.

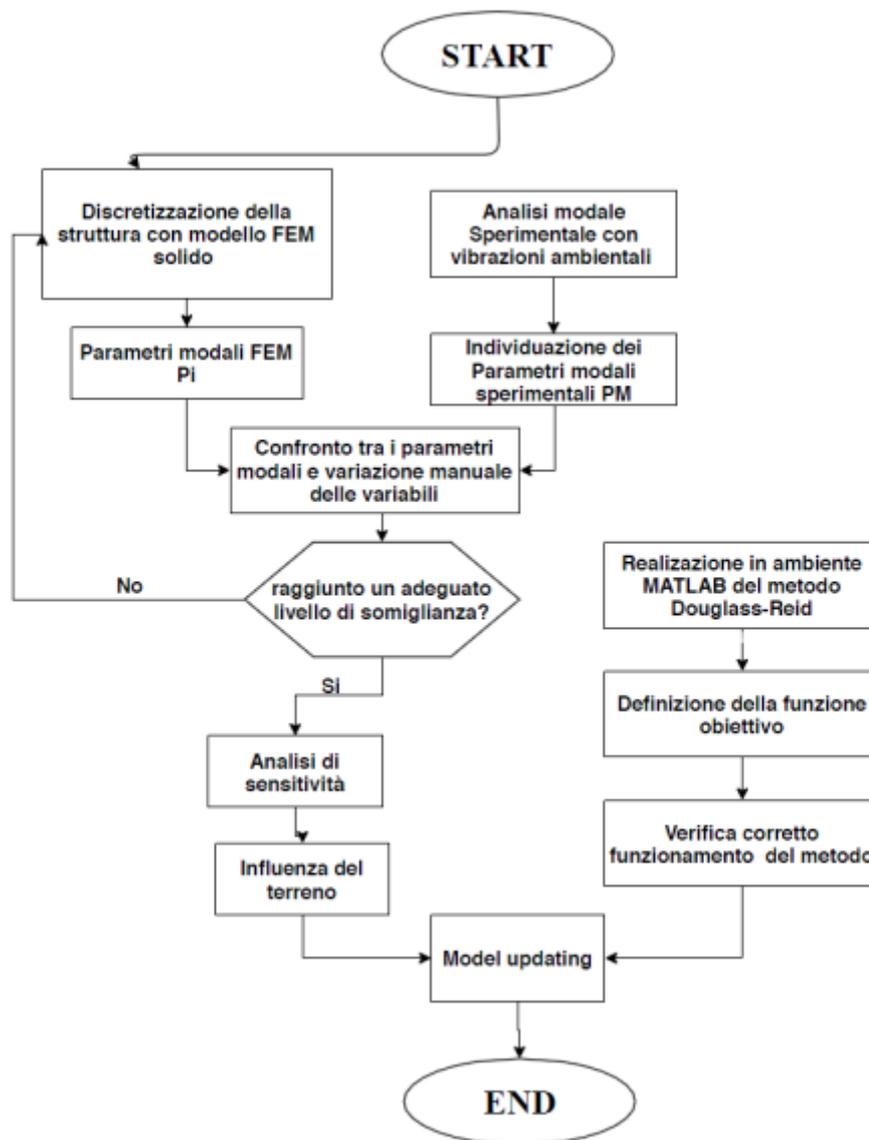


Figura 76. Diagramma di flusso del Model Updating

Analizzando i risultati ottenuti si può affermare che:

- La variazione dei parametri di elementi appartenenti alla sovrastruttura quali travi, traversi, impalcati, elementi nell'intorno delle pile, ha la tendenza a influire maggiormente sui modi più alti di vibrare.
- La variazione dei parametri di elementi appartenenti alla sottostruttura quali pile, pile interrate, hanno invece la tendenza a influenzare maggiormente i modi più bassi.
- Se si considera che il δ considerato per l'individuazione dei coefficienti di sensitività era pari a 20%, quindi un valore alto, si può affermare che molti parametri considerati nell'analisi di sensitività non influenzano in maniera

significativa la struttura e quindi possono essere trascurati nella successiva fase di model updating nella quale vengono fatti variare tali parametri. In generale non si considereranno quei parametri che presentano dei coefficienti di sensitività inferiori al 5%.

6. Analisi della risposta strutturale soggetta ad un carico dinamico

In questo capitolo viene considerato un carico dinamico rappresentato da un pullman che attraversa il ponte. Si proporranno due casi diversi:

- 1) Il passaggio di un solo pullman,
- 2) Il passaggio di due pullman in direzioni opposte.

L'obiettivo di tale analisi è quello di ricavare la risposta di determinati nodi della struttura in termini di storie temporali di accelerazione in direzione verticale, abbassamento in direzione verticale e rotazione rispetto alla direzione trasversale.

6.1. Procedimento

Lo studio comincia con la determinazione di alcuni parametri che caratterizzano il pullman. È noto che il ponte Bologna venga attraversato da diversi pullman della GTT, quali l'8, il 18, ecc. Per l'analisi è stato considerato il pullman numero 8, in quanto il più grande dei pullman che attraversano il ponte.

È stato necessario confrontare la scheda tecnica del pullman per individuare parametri quali:

- Il numero di assi,
- La distanza tra gli assi,
- Il peso per ogni asse,
- La larghezza del veicolo,
- La velocità media del veicolo.

eCitaro G (C 628.641-13)

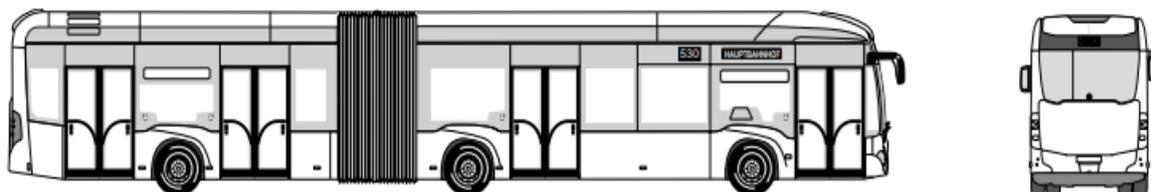


Figura 77. Pullman 8 GTT

	eCitaro, 2 porte	eCitaro, 3 porte	eCitaro G, 3 porte	eCitaro G, 4 porte
Lunghezza del veicolo	12.135 mm	12.135 mm	18.125 mm	18.125 mm
Larghezza veicolo/Larghezza veicolo (incl. specchietti)	2.550 mm/2.950 mm	2.550 mm/2.950 mm	2.550 mm/2.950 mm	2.550 mm/2.950 mm
Altezza veicolo (l'altezza massima del veicolo si ottiene con le antenne dei clienti)	3.400 mm	3.400 mm	3.400 mm	3.400 mm
Passo asse anteriore-asse motore	5.900 mm	5.900 mm	–	–
Passo asse anteriore-asse centrale	–	–	5.900 mm	5.900 mm
Passo asse centrale-asse motore	–	–	5.990 mm	5.990 mm
Sbalzo anteriore/posteriore	2.805/3.430 mm	2.805/3.430 mm	2.805/3.430 mm	2.805/3.430 mm
Angolo di attacco/uscita	7° /7°	7° /7°	7° /7°	7° /7°
Dimensioni degli pneumatici	275/70 R 22,5	275/70 R 22,5	275/70 R 22,5	275/70 R 22,5
Capacità di trasporto totale (ECE R107)				
- Veicolo con 6 batterie	(di serie) 1/94	(di serie) 1/90	–	–
- Veicolo con 8 batterie	1/89	1/86	–	–
- Veicolo con 10 batterie**	1/89	1/88	(di serie) 1/145	(di serie) 1/145
- Veicolo con 12 batterie**	1/80	1/78	1/136	1/136
Posti a sedere (di serie)	29	26	45	41
Altezza di salita porta 1–4	320/320/–/– mm	320/320/320/– mm	320/320/320/– mm	320/320/320/320 mm
Altezza abitabile anteriore/posteriore	2.313/2.021 mm	2.313/2.021 mm	2.313/2.021 mm	2.313/2.021 mm
Altezza del pavimento dal piano stradale	370 mm	370 mm	370 mm	370 mm
Altezza ripiano (sopra al pavimento)	952 mm	952 mm	952 mm	952 mm
Capacità batterie NMC Wave 1 a 6/8/10/12 elementi	146/194/243/292 kWh	146/194/243/292 kWh	–/–/243/292 kWh	–/–/243/292 kWh
Capacità batterie NMC Wave 2 a 6/8/10/12 elementi	198/264/330/396 kWh	198/264/330/396 kWh	–/–/330/396 kWh	–/–/330/396 kWh
Capacità Batteria a materiale solido a 4/5/6/7 elementi	252/315/378/441 kWh	252/315/378/441 kWh	–/–/378/441 kWh	–/–/378/441 kWh
Peso complessivo ammesso	20.000 kg	20.000 kg	30.000 kg	30.000 kg
Carichi per asse, ammessi*				
- Asse anteriore	8.000 kg	8.000 kg	8.000 kg	8.000 kg
- Asse centrale	–	–	10.000 kg	10.000 kg
- Asse motore	13.000 kg	13.000 kg	13.000 kg	13.000 kg

Figura 78. Dimensioni e pesi pullman

Il veicolo considerato è il modello eCitaro G (C 628.641-13) della Mercedes Benz a quattro porte. Sono presenti tre assi:

- Asse anteriore, con un peso di 8000 kg,
- Asse centrale, con un peso di 10000 kg,
- Asse motore, con un peso di 13000 kg.

La distanza tra gli assi è pari a 5900 mm tra l'asse anteriore e l'asse centrale, mentre la distanza tra l'asse centrale e l'asse motore è pari a 5990 mm.

La larghezza del veicolo è pari a 2550 mm mentre la velocità media è di 40 km/h circa. Considerati i semafori e la viabilità del ponte, si è considerato che il pullman potesse viaggiare ad una velocità massima di 30 km/h sopra il ponte (pari a 8 m/s circa) e che pertanto il tempo che il pullman impiega a percorrere l'intera lunghezza del ponte (da quando l'asse anteriore incombe sul ponte a quando anche l'asse motore non è più presente sulla struttura) è pari a circa 7,5 s.

Per implementare il modello agli elementi finiti si trasformano i carichi da kg a kN:

- Asse anteriore: $P_{ant} = 78,45 \text{ kN}$,
- Asse centrale: $P_{cent} = 98,07 \text{ kN}$,
- Asse motore: $P_{mot} = 127,49 \text{ kN}$.

Una volta definiti i carichi per ogni asse, sarà necessario definire le storie temporali di forza per ogni nodo della struttura per il quale è previsto il passaggio del pullman. I nodi verranno considerati sull'impalcato superiore. I carichi di ogni asse sono stati considerati come valori puntuali; pertanto, il carico dinamico verrà rappresentato come un carico che si muove su una linea di punti.

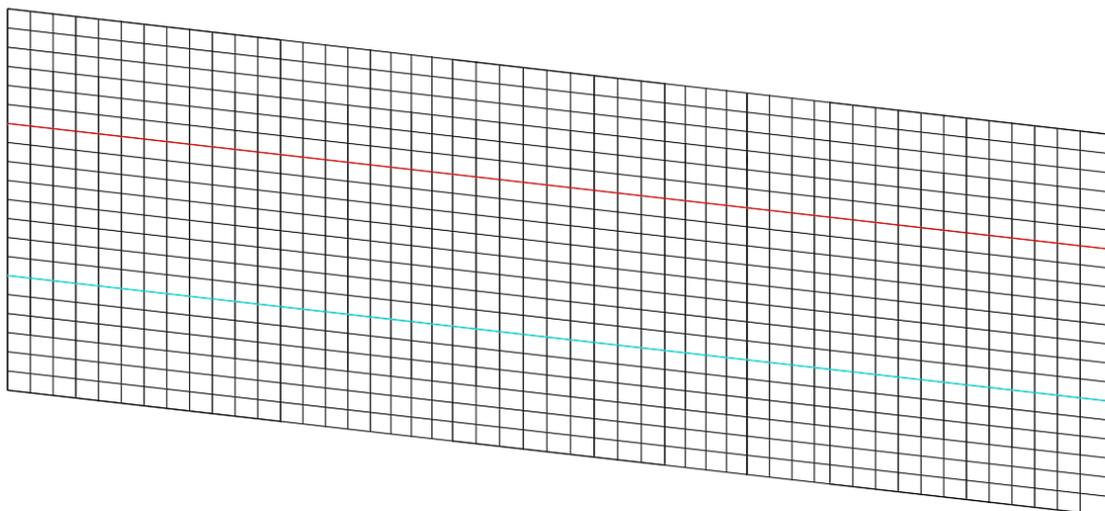


Figura 79. Assi di passaggio dei pullman

Della *Figura 79* si può dire che:

- La linea rossa identifica la linea di punti per i quali è previsto il passaggio del primo pullman,
- La linea azzurra identifica la linea di punti per i quali è previsto il passaggio del secondo pullman.

I vari nodi che sono stati considerati sono quelli dovuti alla discretizzazione della struttura, ovvero quei punti delle linee rossa e azzurra che si intersecano con le linee verticali di *Figura 79*.

Utilizzando questa discretizzazione si avranno in totale 50 nodi per lato. Per ognuno di questi 50 nodi si è realizzata una storia temporale della forza. La forza considerata è quella dovuta al carico degli assi del pullman, ipotizzata come una forza pressoché impulsiva. È stato pertanto necessario considerare il tempo esatto per il quale ogni asse passa su ognuno dei 50 nodi e, al passaggio di un determinato asse su un determinato nodo, si è fatto corrispondere il valore massimo del carico dell'asse del pullman.

Per realizzare la storia temporale delle forze si è campionato il valore ogni 100 Hz, in modo tale da ottenere cento valori di forza per ogni secondo.



Figura 80. Esempio di storia temporale della forza

Definite queste storie temporali delle forze per ogni nodo, si passa all'analisi su SAP2000 per ricavare le risposte della struttura in termini di storie temporali di accelerazione, abbassamento e rotazione per determinati punti sul ponte. È quindi necessario definire i nodi del ponte che verranno considerati nell'analisi.

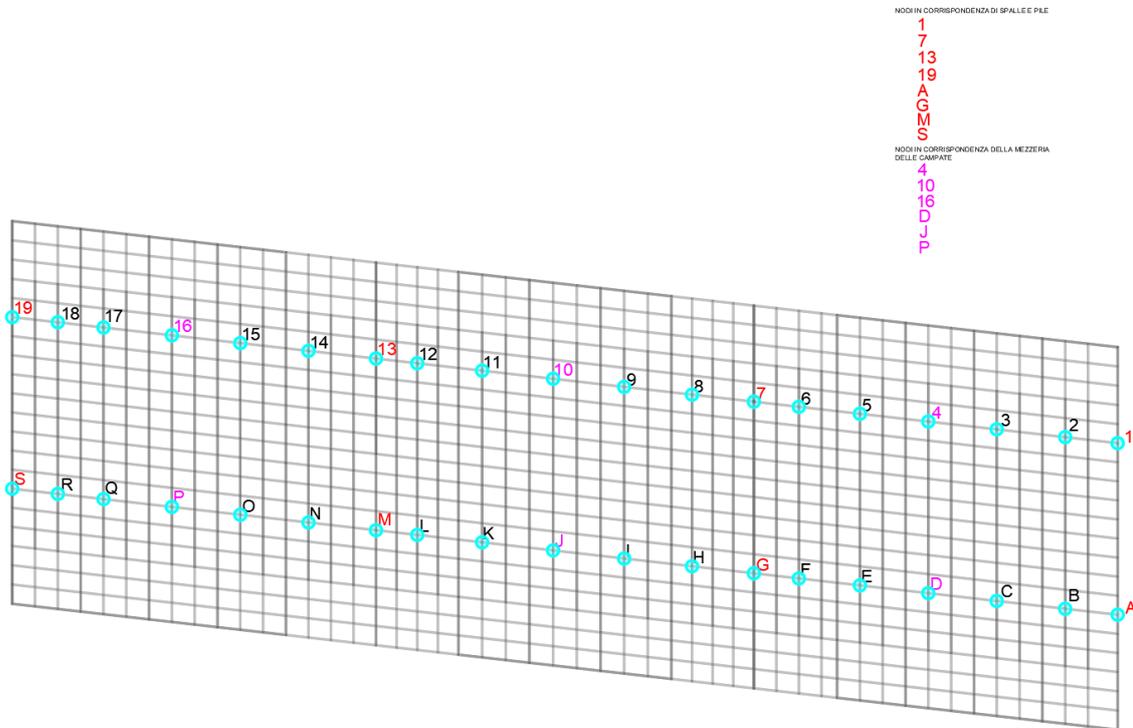


Figura 80. Nodi considerati nell'analisi

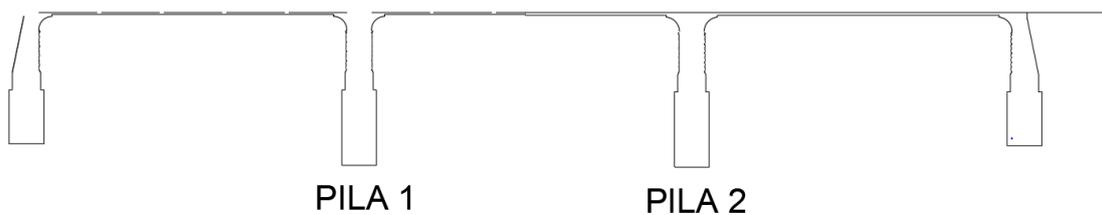


Figura 81. Didascalia delle pile

I nodi che vanno dall'1 al 19 saranno i nodi considerati sopra i quali si è ipotizzato il passaggio del pullman nell'analisi che prevede il passaggio di un solo veicolo, il quale percorrerà il ponte dal nodo 1 al nodo 19.

I nodi che vanno da A ad S sono invece scarichi nell'analisi che prevede il passaggio di un solo veicolo, mentre risulteranno carichi quando si considera il passaggio di due veicoli, il quale secondo veicolo percorrerà il ponte dal nodo S al nodo A.

Della *Figura 79* si sottolineano alcuni particolari:

- I nodi evidenziati in rosso (1, 7, 13, 19, A, G, M, S) sono quei nodi in corrispondenza delle spalle e delle pile del ponte. Per tali nodi verranno analizzate le storie temporali di accelerazione in direzione verticale, abbassamento in direzione verticale, rotazione attorno all'asse trasversale del ponte;
- I nodi evidenziati in rosa (4, 10, 16, D, J, P) sono quei nodi in corrispondenza della mezzeria delle tre campate. Per tali nodi verranno analizzate le storie temporali di accelerazione in direzione verticale, abbassamento in direzione verticale, rotazione attorno all'asse trasversale del ponte;
- Tutti gli altri nodi sono stati considerati per valutare la risposta della struttura in punti all'interno delle campate. Per tali nodi verranno analizzate le storie temporali di accelerazione in direzione verticale, abbassamento in direzione verticale.

Per l'analisi si sono considerate inizialmente cinque condizioni di danno:

- VARIAZIONE 1: si considera l'abbattimento dell'80% del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrata 1.
- VARIAZIONE 2: si considera l'abbattimento dell'80% del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrata 2.
- VARIAZIONE 3: si considera l'abbattimento dell'80% del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato delle pile interrate.
- VARIAZIONE 4: si considerano dei vincoli del tipo cerniera in corrispondenza di entrambe le spalle.
- VARIAZIONE 5: si considera l'abbattimento del 95% del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrata 1.

Al variare della condizione di danno, si ottengono dei vettori di dati per ogni nodo della struttura, contenenti le informazioni di risposta della struttura in termini di abbassamento nelle tre direzioni, rotazione attorno ai tre assi, accelerazione nelle tre direzioni. Per quanto riguarda l'abbassamento si è considerata solo la colonna di dati

relativi all'abbassamento in direzione verticale; per la rotazione si è considerata la colonna di dati relativi alla rotazione attorno all'asse X (asse che rappresenta la direzione trasversale del ponte); per l'accelerazione si è considerata la colonna di dati relativi all'accelerazione in direzione verticale.

6.2. Analisi con un pullman

Sul software SAP2000 si importano le storie temporali come funzioni del tipo 'time history', definendole a intervalli regolari di 0,01 s.

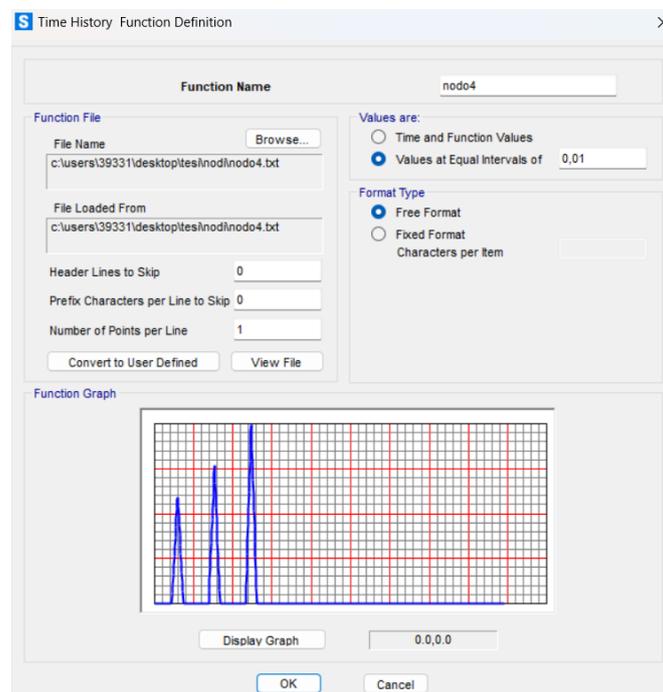


Figura 82. Definizione delle funzioni 'time history'

Dopodiché si definiscono i 'Load Patterns' e i 'Load Cases' per ogni funzione time history. Per quanto riguarda la tipologia di Load Cases si è scelta una 'linear modal history' per la quale è stato necessario modificare alcuni dati per ottenere un'analisi ottimale.

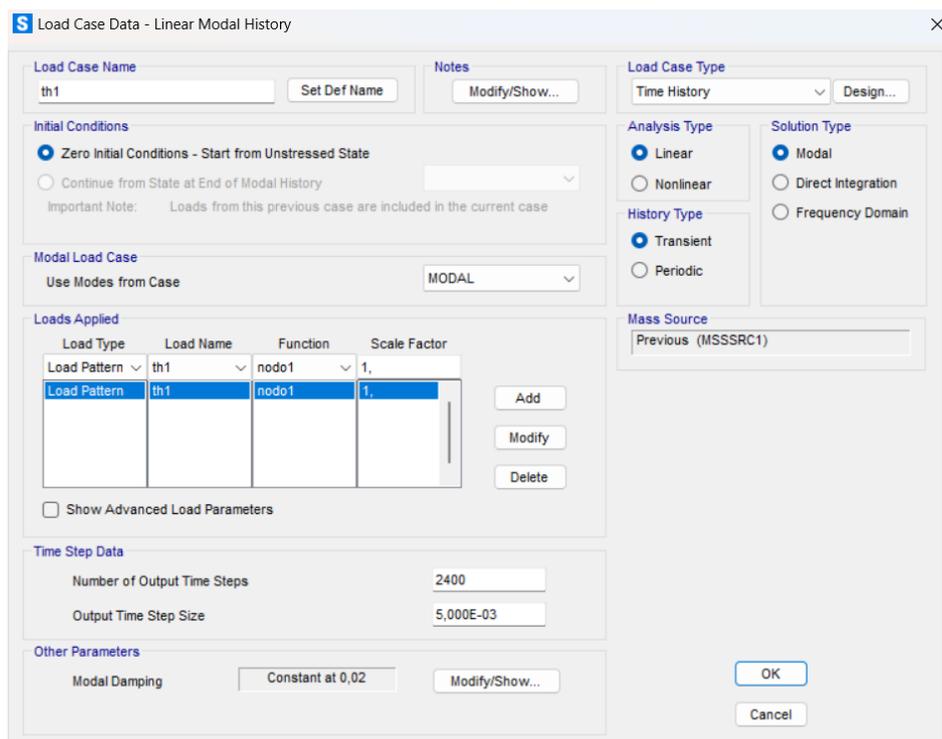


Figura 83. Load case type nel caso di un pullman

Ad esempio, sotto la voce 'time step data', si sono considerati un intervallo di tempo tra un valore e quello successivo pari a 0,005 s, e si è aumentato il numero di output fino a 2400, ovvero si è considerata la storia temporale della forza prolungata fino a 12 s, questo per consentire di valutare lo smorzamento della risposta della struttura quando il pullman è ormai uscito dal ponte.

Si è inoltre considerato un valore di smorzamento modale costante e pari a 0,02.

Dopodiché è necessario definire una combinazione di tutte le storie di forza, in modo tale che ogni risultato ottenuto per un determinato nodo sia frutto di un carico dinamico che attraversa il ponte.

Ottenuti i dati, si procede con la realizzazione dei diagrammi che consentiranno di valutare le differenze che si ottengono tra le risposte della struttura in configurazione senza danneggiamento e le risposte considerando il danneggiamento.

6.2.1. Confronti tra le campate

Per effettuare tali confronti si è considerata una condizione della struttura non danneggiata.

Si descrive il transito del veicolo sul ponte:

- Da 0 s a circa 2,5 s il pullman transita sulla prima campata;
- A circa 1,8 s il pullman è interamente nella prima campata;
- Da 2,5 s a 5 s il pullman transita sulla campata centrale;
- A circa 3,7 s il pullman è interamente nella campata centrale;
- Da 5 s a 7,5 s il pullman transita sulla terza campata;
- A circa 6,3 s il pullman è interamente nella terza campata;
- A circa 7,5 s il pullman è fuori dal ponte.

1) CAMPATA 1

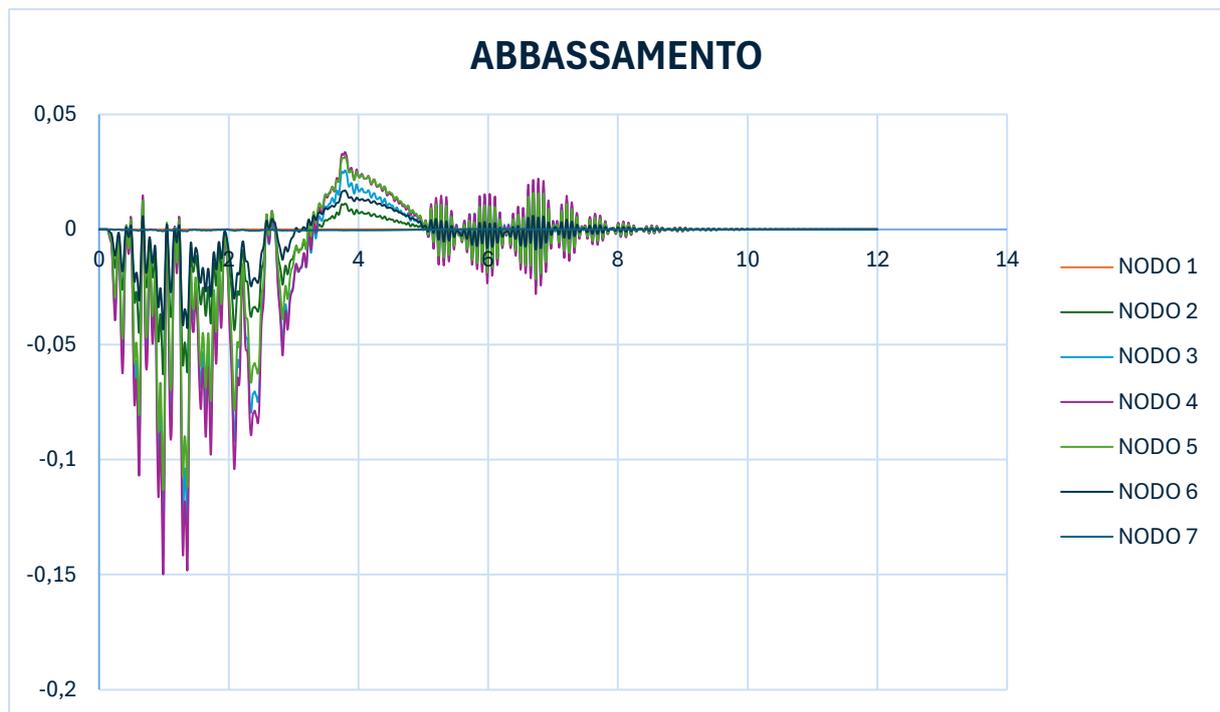


Figura 84. Abbassamento campata 1

L'andamento che descrive gli abbassamenti dei nodi della prima campata è il seguente:

- Gli abbassamenti sono negativi quando il veicolo transita nella prima campata, raggiungendo il valore di picco in corrispondenza del passaggio dell'asse motore su di essa;
- A circa 2,5 s il pullman si trova a cavallo tra la prima campata e la campata centrale; perciò, tali abbassamenti tendono a diminuire fino a 3,7 s, punto nel quale si registra un innalzamento dei nodi appartenenti alla prima campata, dovuto al transito del veicolo in corrispondenza della mezzeria della campata centrale;
- Quando si raggiungono i 5 s il veicolo transita a cavallo tra la campata centrale e la terza campata. I nodi della prima campata cominciano ad avere una risposta oscillatoria che si va a smorzare dopo che il veicolo transita fuori dal ponte.

Per quanto riguarda l'abbassamento si vede come i nodi in corrispondenza di pile e spalle presentino una risposta insignificante rispetto a quella dei nodi della campata. Si nota come la risposta della struttura raggiunga picchi maggiori per il nodo in mezzeria della campata (0,15 mm al passaggio dell'asse motore). Quando il pullman è nella campata centrale si nota un innalzamento della prima campata (0,03 mm nel punto massimo). In seguito, una risposta oscillatoria in corrispondenza del pullman nella terza campata fino a poi smorzarsi fino a 0.

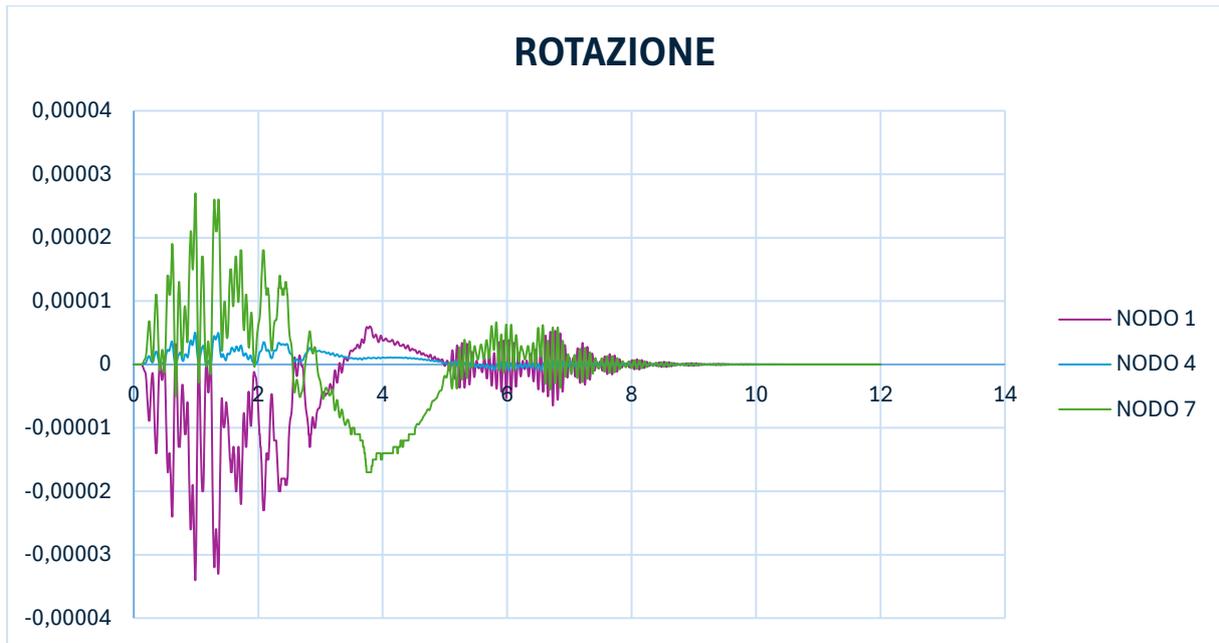


Figura 85. Rotazione campata 1

Per quanto riguarda la rotazione la prima cosa che risalta è il fatto che il nodo in corrispondenza della pila e quello in corrispondenza della spalla presentano una risposta pressoché simmetrica rispetto all'asse x. Questo in ragione del fatto che l'abbassamento della campata è verso il basso e quindi le rotazioni nei due punti di appoggio della struttura ruoteranno in verso opposto. Per quanto riguarda la rotazione del nodo in mezzeria, si nota che la risposta si aggira sempre intorno a valori molto bassi e questo in ragione del fatto che la rotazione in mezzeria è mediata da quelle ai due nodi di estremità della campata che hanno verso opposto.

L'andamento che descrive la rotazione dei punti appartenenti alla prima campata è il seguente:

- I picchi di rotazione per i nodi appartenenti alla prima campata si trovano sempre in corrispondenza del transito dell'asse motore su di essa, ovvero a circa 1,3 s;
- Anche in questo caso, in corrispondenza di 2,5 s, le rotazioni dei nodi iniziano ad avere versi opposti in quanto il pullman sta entrando nella campata centrale fino al punto corrispondente al transito del veicolo nella mezzeria del ponte (3,7 s).

- Quando il veicolo entra nella terza campata la risposta dei nodi della prima campata avrà un andamento oscillante fino a smorzare completamente la risposta dopo i 7,5 s.

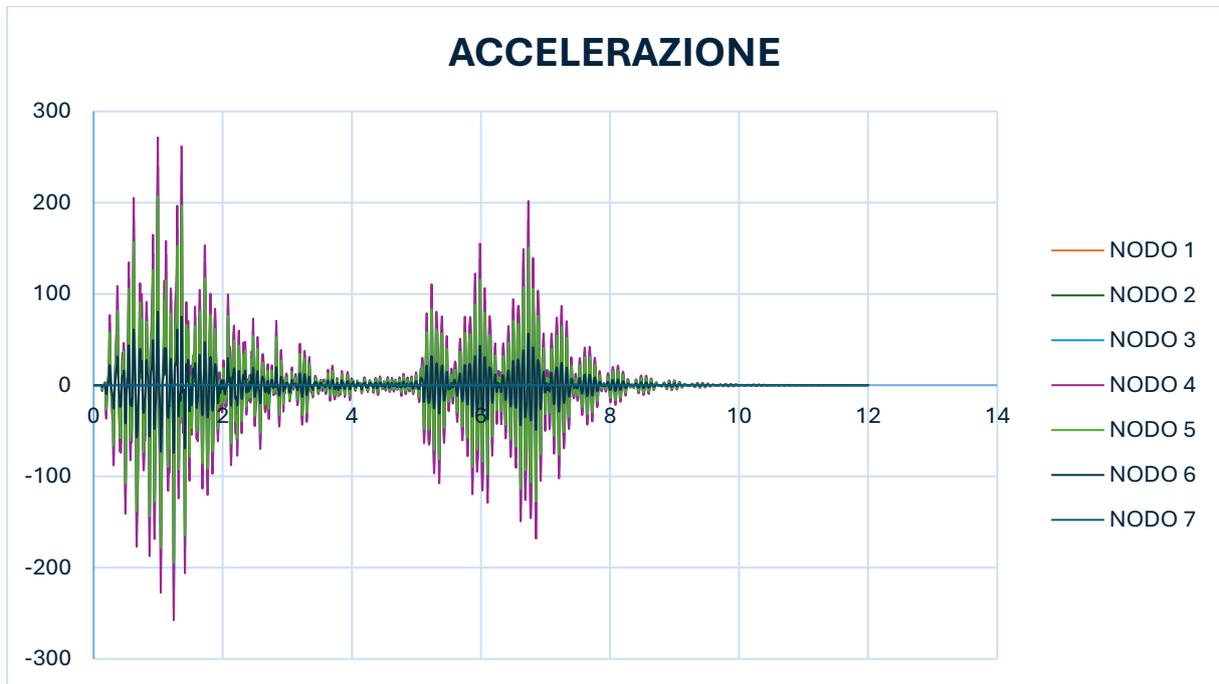


Figura 86. Accelerazione campata 1

Per quanto riguarda l'accelerazione si nota che i nodi in corrispondenza di pile e spalle presentano una storia temporale di accelerazione in direzione verticale che è insignificante rispetto a quelle dei nodi in campata. I picchi massimi si raggiungono sempre in corrispondenza del passaggio dell'asse motore sulla prima campata ($271 \frac{mm}{s^2}$).

2) CAMPATA CENTRALE

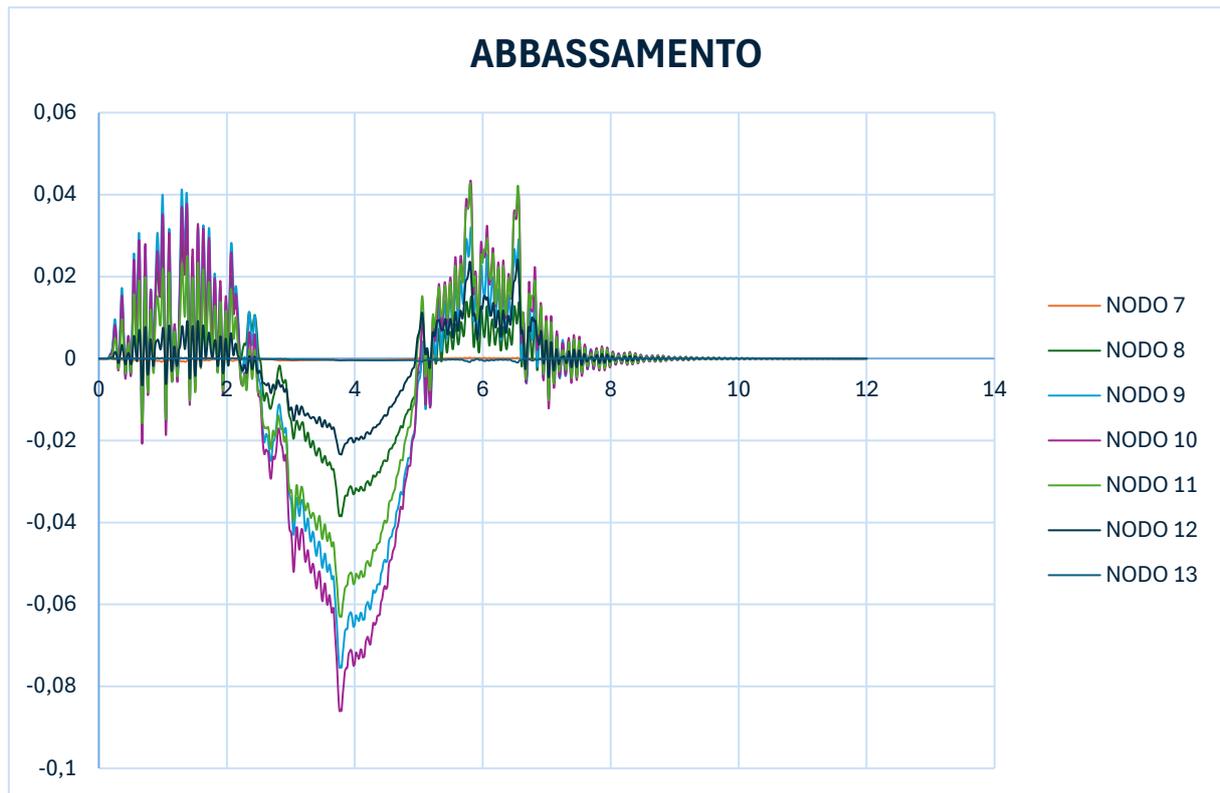


Figura 87. Abbassamento campata centrale

L'andamento che descrive gli abbassamenti dei nodi della campata centrale è il seguente:

- Gli abbassamenti sono positivi quando il veicolo transita nella prima campata;
- A circa 2,5 s il pullman si trova a cavallo tra la prima campata e la campata centrale; perciò, tali abbassamenti tendono a diventare negativi fino a 3,7 s, punto nel quale si registra il picco di abbassamento dei nodi appartenenti alla campata centrale, dovuto al transito del veicolo in corrispondenza della mezzeria della campata centrale;
- Quando si raggiungono i 5 s il veicolo transita a cavallo tra la campata centrale e la terza campata. I nodi della campata centrale cominciano nuovamente a subire un abbassamento negativo fino a 7,5 s quando la risposta si va a smorzare a causa dell'uscita del veicolo dal ponte.

Per quanto riguarda l'abbassamento si vede come i nodi in corrispondenza delle due pile presentino una risposta insignificante rispetto a quella dei nodi della campata.

Anche in questo caso si nota come la risposta della struttura raggiunga picchi maggiori per il nodo in mezzeria della campata (0,09 mm al passaggio dell'asse motore). Quando il pullman non è nella campata centrale si nota un innalzamento della prima campata (0,04 mm nel punto massimo sia per la prima che per la terza campata). In seguito, una risposta oscillatoria in corrispondenza della fine del transito del pullman sul ponte.

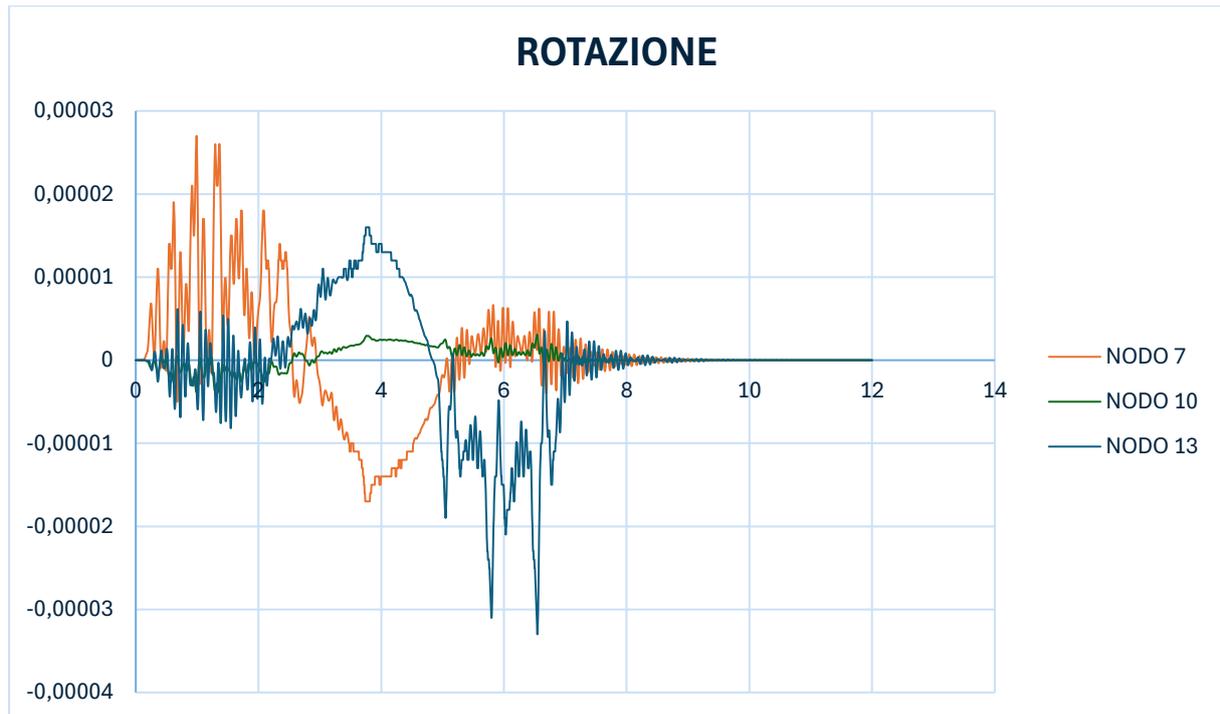


Figura 88. Rotazione della campata centrale

Per quanto riguarda la rotazione la prima cosa che risalta è il fatto che il nodo 7 e il nodo 13 presentano una risposta pressoché simmetrica obliquamente. Questo in ragione del fatto che l'abbassamento della campata è verso il basso e quindi le rotazioni nei due punti di 'appoggio' della struttura ruoteranno in verso opposto. Il nodo 7 avrà una risposta maggiore quando il pullman transita nella prima campata, mentre il nodo 13 avrà una risposta maggiore quando il pullman passa nella terza campata. Per quanto riguarda la rotazione del nodo in mezzeria, si nota che la risposta si aggira sempre intorno a valori molto bassi e questo in ragione del fatto che la rotazione in mezzeria è mediata da quelle ai due nodi di estremità della campata che hanno verso opposto.

L'andamento che descrive la rotazione dei punti appartenenti alla campata centrale è il seguente:

- Il picco di rotazione per il nodo 7, in situato sulla pila 2, si trova in corrispondenza del transito dell'asse motore su di essa, ovvero a circa 1,3 s;
- Il picco di rotazione per il nodo 13, in situato sulla pila 1, si trova in corrispondenza del transito dell'asse motore su di essa, ovvero a circa 6,5 s;
- Anche in questo caso, in corrispondenza di 2,5 s, le rotazioni dei nodi iniziano ad avere versi opposti in quanto il pullman sta entrando nella campata centrale fino al punto corrispondente al transito del veicolo nella mezzera del ponte (3,7 s).
- La risposta verrà poi smorzata quando il veicolo esce dal ponte.

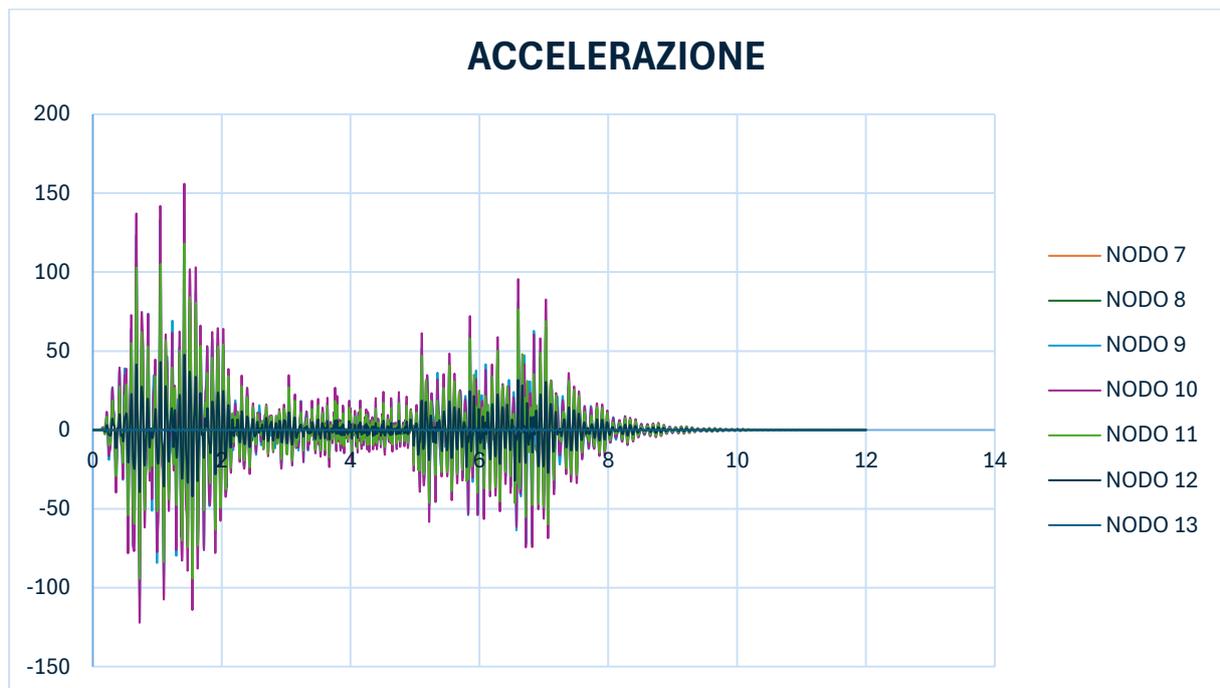


Figura 89. Accelerazione campata centrale

Per quanto riguarda l'accelerazione si nota che i nodi in corrispondenza di pile e spalle presentano una storia temporale di accelerazione in direzione verticale che è insignificante rispetto a quelle dei nodi in campata. I picchi massimi si raggiungono sempre in corrispondenza del passaggio dell'asse motore sulla prima campata ($156 \frac{mm}{s^2}$).

3) TERZA CAMPATA

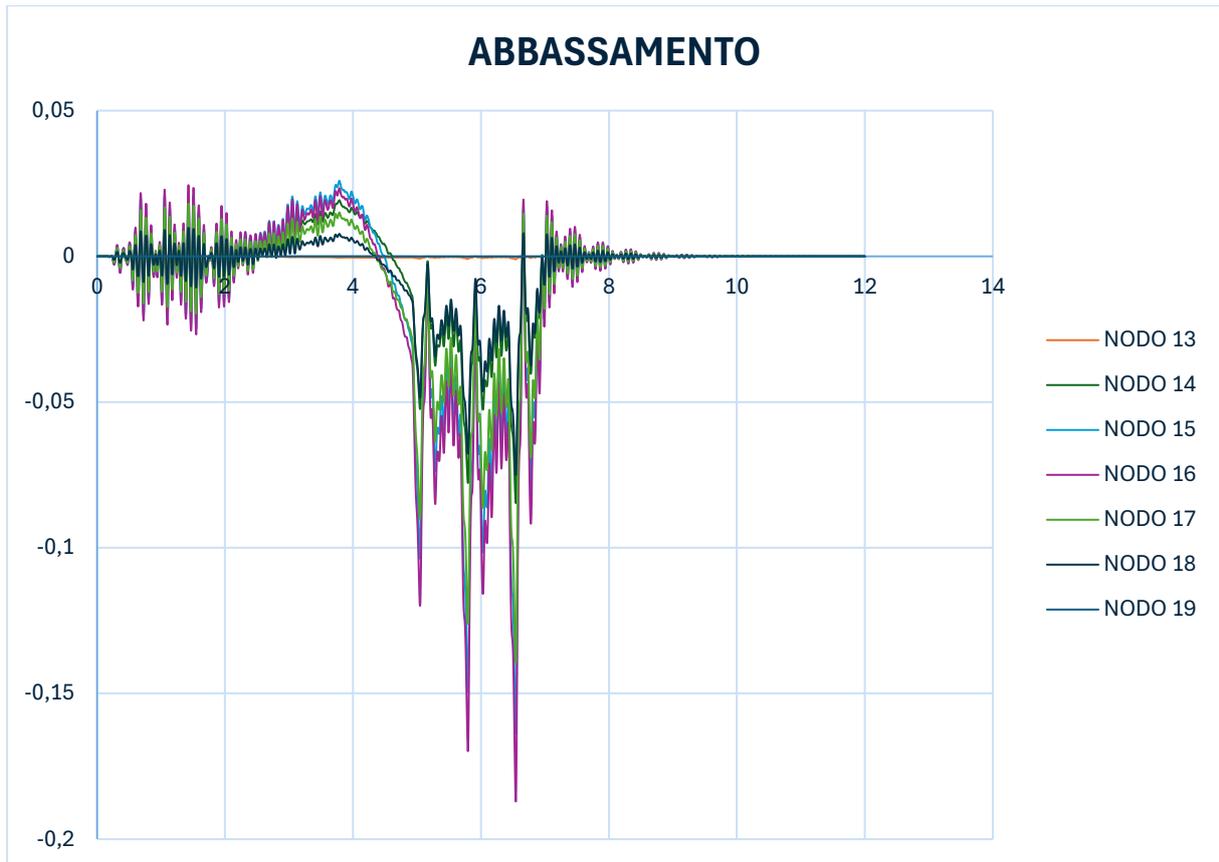


Figura 90. Abbassamento della terza campata

L'andamento che descrive gli abbassamenti dei nodi della terza campata è il seguente:

- Gli abbassamenti oscillano quando il veicolo transita nella prima campata;
- A circa 2,5 s il pullman si trova a cavallo tra la prima campata e la campata centrale; perciò, tali abbassamenti tendono a diminuire fino a 3,7 s, punto nel quale si registra un innalzamento dei nodi appartenenti alla prima campata, dovuto al transito del veicolo in corrispondenza della mezzeria della campata centrale;
- Quando si raggiungono i 5 s il veicolo transita a cavallo tra la campata centrale e la terza campata. I nodi della terza campata cominciano ad abbassarsi; si distinguono nettamente i tre picchi dovuti al transito degli assi del pullman sulla terza campata;
- A 7,5 s la risposta verrà smorzata.

Per quanto riguarda l'abbassamento si vede come i nodi in corrispondenza di pile e spalle presentino una risposta insignificante rispetto a quella dei nodi della campata. Una risposta oscillatoria in corrispondenza del pullman nella prima campata. Anche in questo caso si nota come la risposta della struttura raggiunga picchi maggiori per il nodo in mezzeria della campata (0,19 mm al passaggio dell'asse motore). Quando il pullman è nella campata centrale si nota un innalzamento della prima campata (0,03 mm nel punto massimo). In seguito, al termine del transito del pullman una risposta smorzata fino a 0.

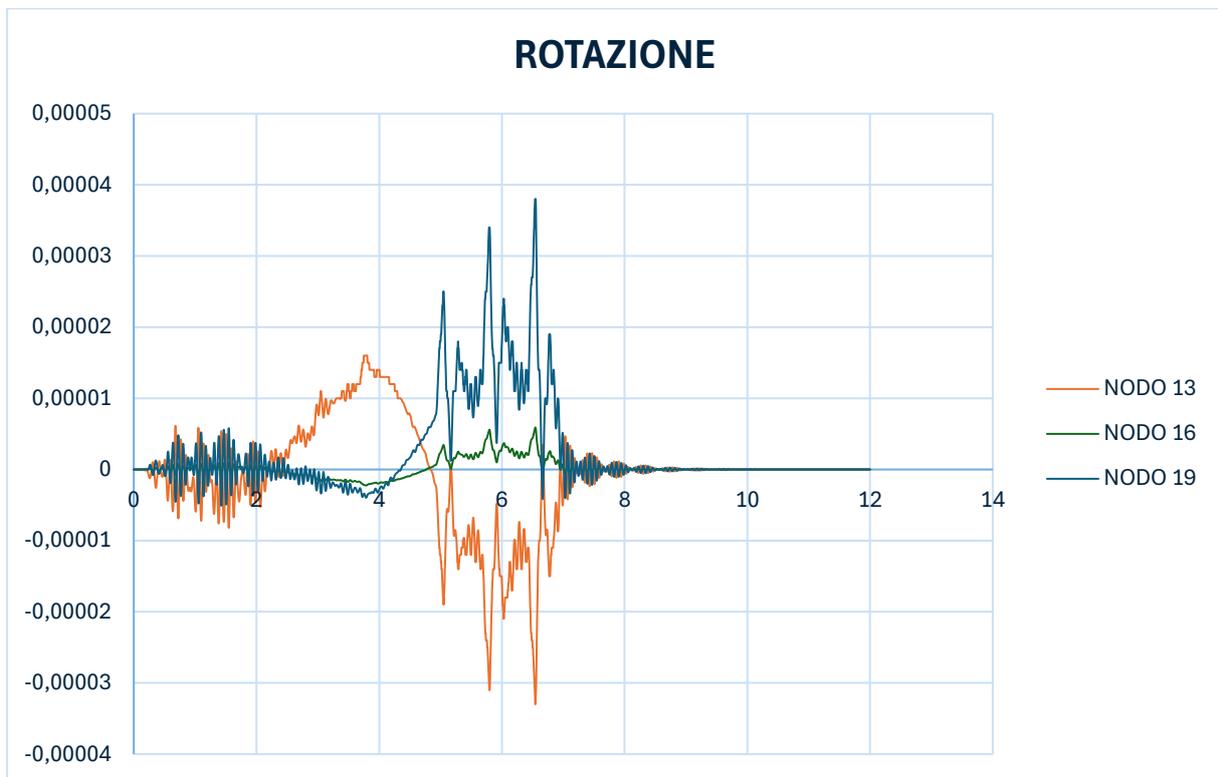


Figura 91. Rotazione della terza campata

Per quanto riguarda la rotazione la prima cosa che risalta è il fatto che il nodo in corrispondenza della pila e quello in corrispondenza della spalla presentano una risposta pressoché simmetrica rispetto all'asse x. Questo in ragione del fatto che l'abbassamento della campata è verso il basso e quindi le rotazioni nei due punti di 'appoggio' della struttura ruoteranno in verso opposto. Per quanto riguarda la rotazione del nodo in mezzeria, si nota che la risposta si aggira sempre intorno a valori molto bassi e questo in ragione del fatto che la rotazione in mezzeria è mediata da quelle ai due nodi di estremità della campata che hanno verso opposto.

L'andamento che descrive la rotazione dei punti appartenenti alla terza campata è il seguente:

- Quando il veicolo entra nella terza campata la risposta dei nodi della prima campata avrà un andamento oscillante;
- In corrispondenza di 2,5 s, le rotazioni dei nodi iniziano a crescere in quanto il pullman sta entrando nella campata centrale fino al punto corrispondente al transito del veicolo nella mezzera del ponte (3,7 s).
- I picchi di rotazione per i nodi appartenenti alla terza campata si trovano in corrispondenza del transito dell'asse motore su di essa, ovvero a circa 6,5 s;
- Quando il veicolo esce dal ponte (7,5 s) la risposta dei nodi della terza campata avrà un andamento oscillante fino a smorzare completamente la risposta.

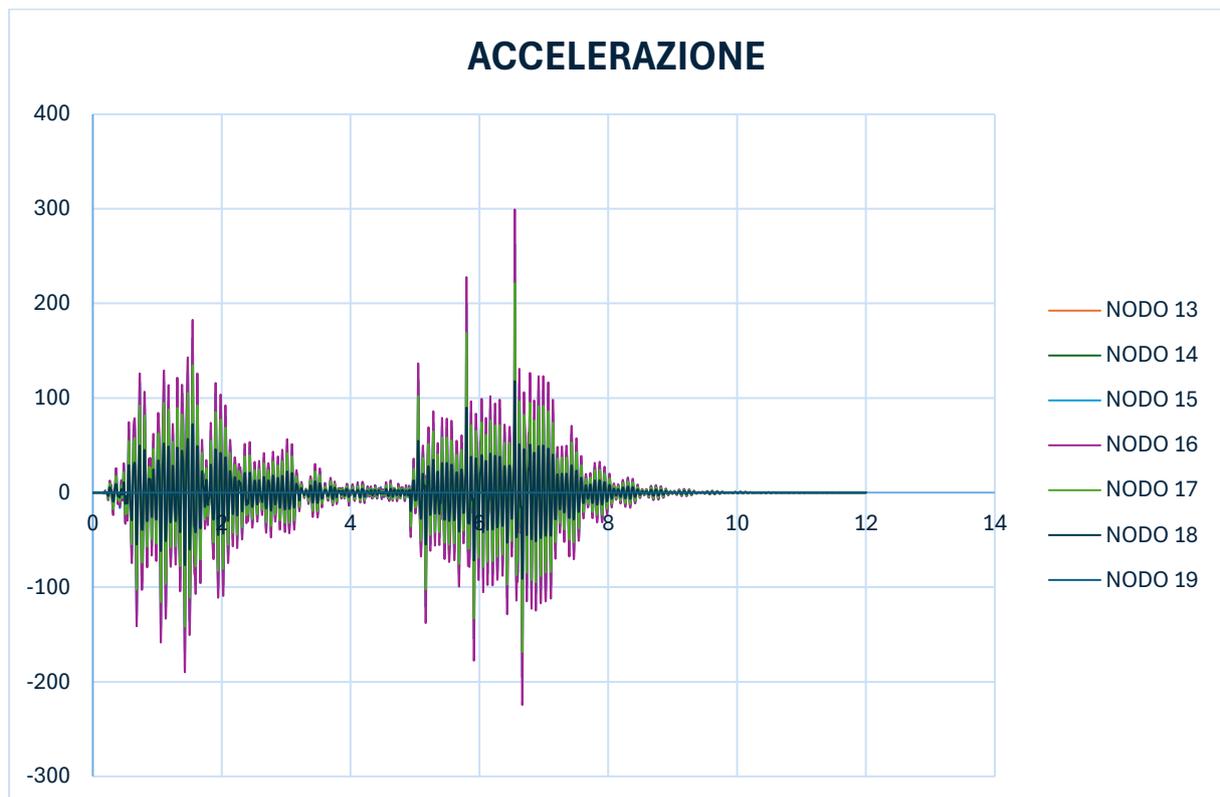


Figura 92. Accelerazione della terza campata

Per quanto riguarda l'accelerazione si nota che i nodi in corrispondenza di pile e spalle presentano una storia temporale di accelerazione in direzione verticale che è insignificante rispetto a quelle dei nodi in campata. I picchi massimi si raggiungono

sempre in mezzeria della campata ($299 \frac{mm}{s^2}$ in corrispondenza del passaggio dell'asse motore del pullman).

6.2.2. Confronto dei nodi in direzione trasversale

Si considerano alcuni nodi per avere un'idea di come agisca la rigidità in direzione trasversale del ponte. Si metteranno pertanto a confronto i diagrammi di alcuni nodi rappresentativi della struttura.

1) NODI 1-A

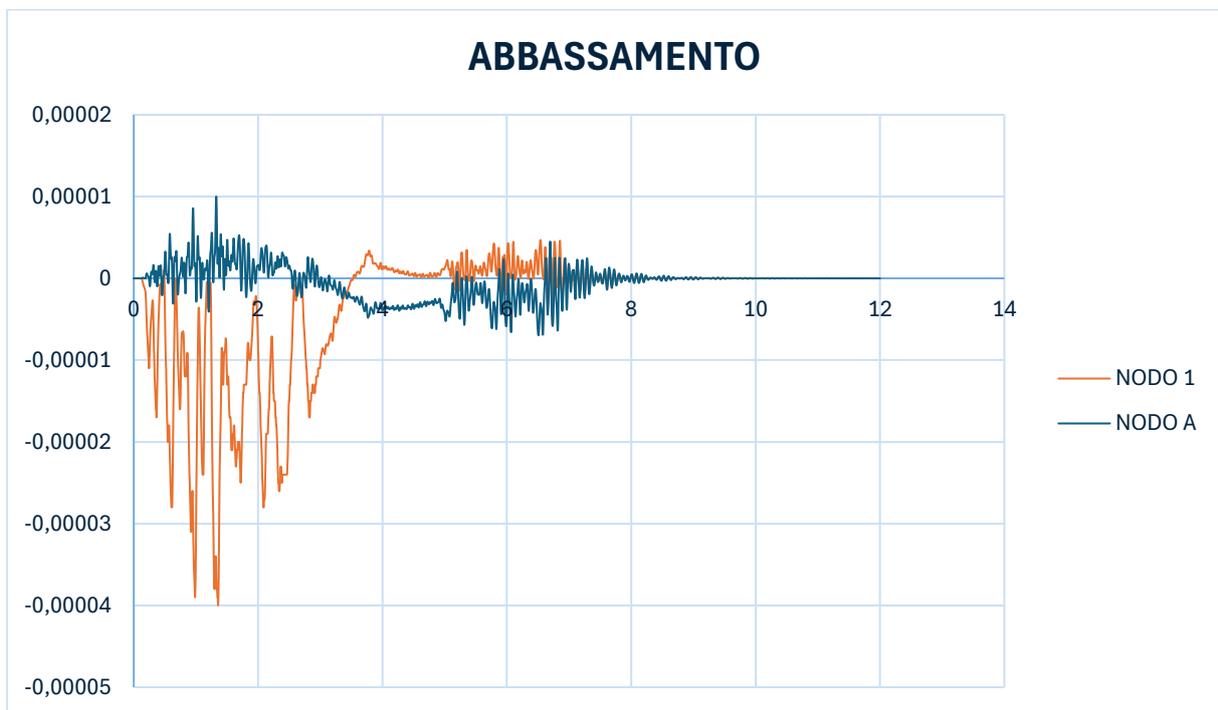


Figura 93. Abbassamento nodi 1-A

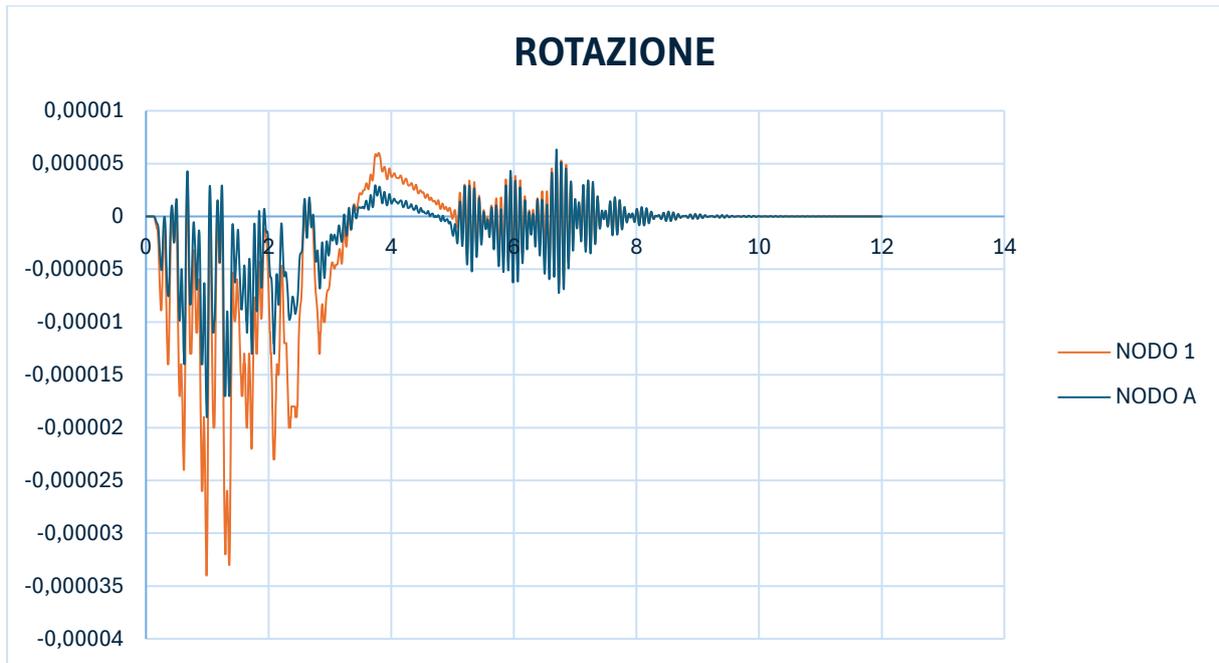


Figura 94. Rotazione nodi 1-A

In questo caso il picco massimo di abbassamento si raggiunge intorno a 1,4 s, ovvero in corrispondenza del passaggio dell'asse motore del veicolo sul nodo 1. In corrispondenza di tale punto si registra un picco massimo pari a circa 0,00004 mm per il nodo 1 mentre per il nodo A si registra un innalzamento del ponte pari a 0,00001 mm. La ragione di questo fatto è da ricercarsi nella torsione del ponte.

Per quanto la rotazione anche si nota una differenza tra il nodo 1 e il nodo A sempre in corrispondenza di 1 s. il nodo 1 raggiunge un picco di rotazione negativa pari a $0,000034 \frac{rad}{s}$, mentre il nodo A $0,000019 \frac{rad}{s}$.

2) NODI 4-D

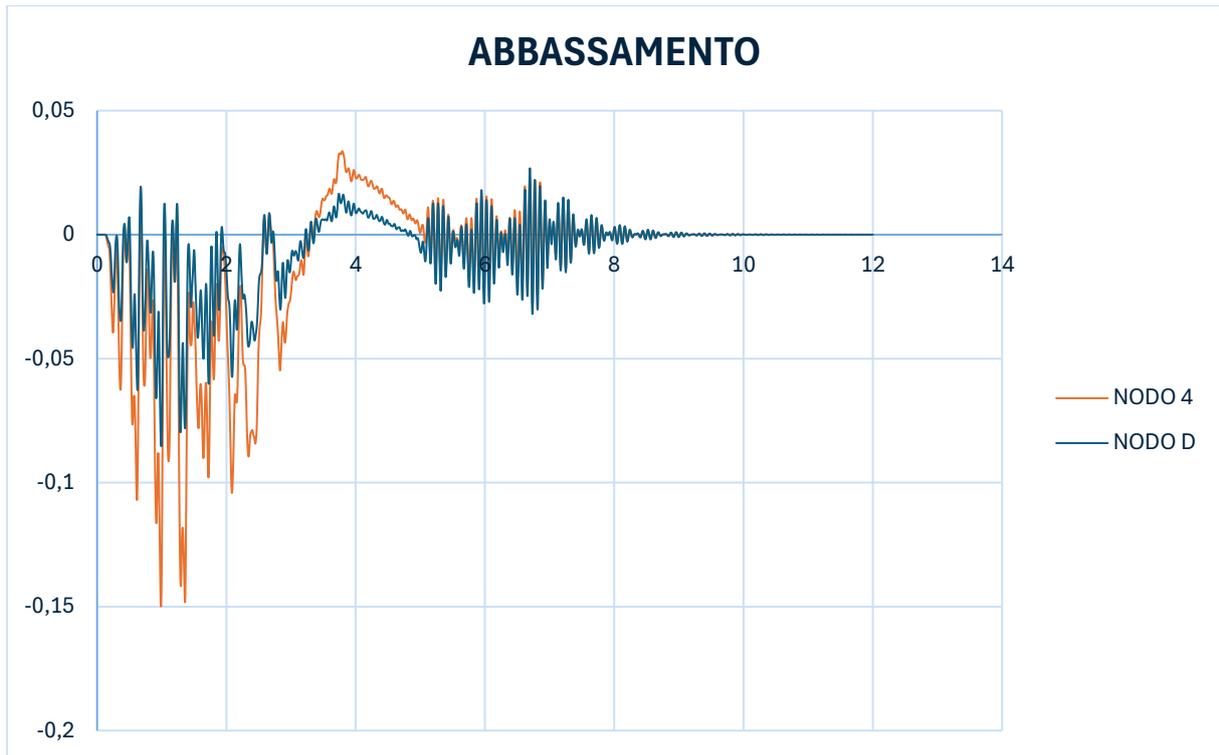


Figura 93. Abbassamento nodi 4-D

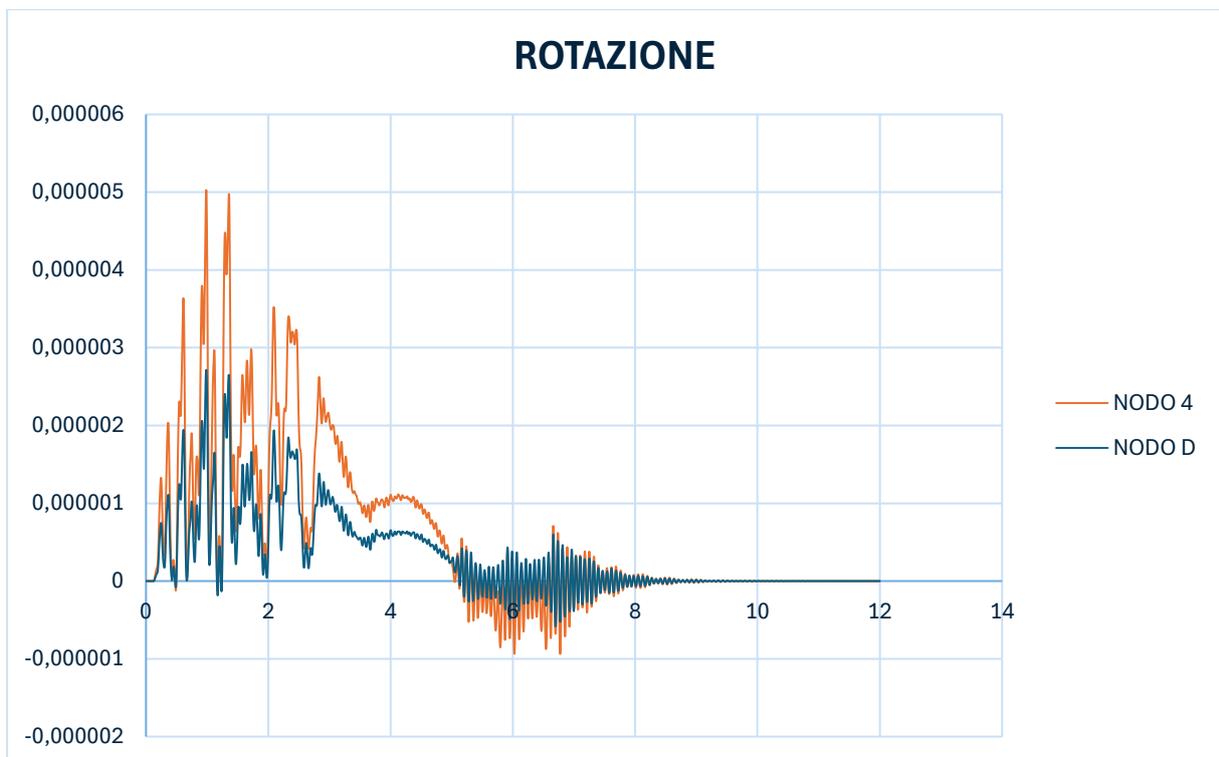


Figura 94. Rotazione nodi 4-D

In questo caso il picco massimo di abbassamento si raggiunge intorno a 1,4 s, ovvero in corrispondenza del passaggio dell'asse motore del veicolo sul nodo 1. In

corrispondenza di tale punto si registra un picco massimo pari a circa 0,15 mm per il nodo 4 mentre per il nodo D si registra un abbassamento del ponte pari a 0,085 mm. La rotazione massima sarà in questo caso una rotazione positiva con un picco massimo pari a $0,000005 \frac{rad}{s}$ per il nodo 4 e pari a $0,0000027 \frac{rad}{s}$ per il nodo D.

3) NODI 7-G

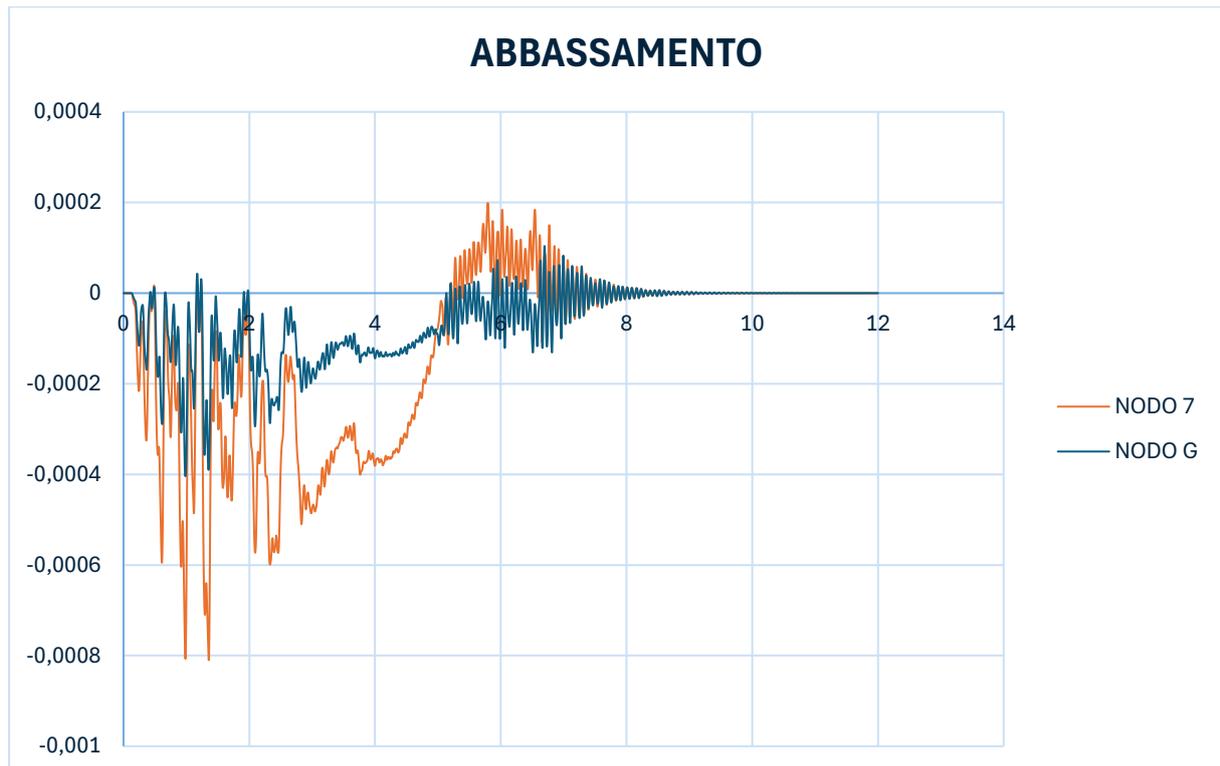


Figura 95. Abbassamento nodi 7-G

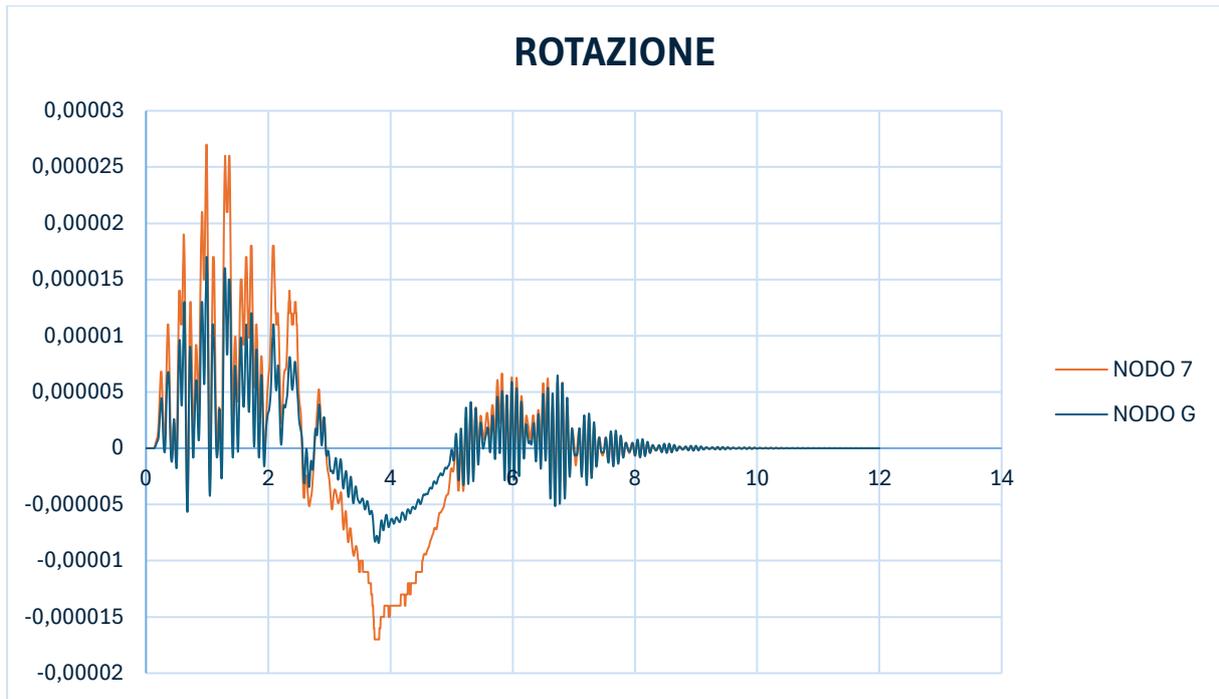


Figura 96. Rotazione nodi 7-G

In questo caso il picco massimo di abbassamento si raggiunge intorno a 1,4 s, ovvero in corrispondenza del passaggio dell'asse motore del veicolo sul nodo 1. In corrispondenza di tale punto si registra un picco massimo pari a circa 0,00081 mm per il nodo 7 mentre per il nodo G si registra un abbassamento del ponte pari a 0,0004 mm.

La rotazione massima sarà in questo caso una rotazione positiva con un picco massimo pari a $0,000027 \frac{rad}{s}$ per il nodo 7 e pari a $0,000016 \frac{rad}{s}$ per il nodo G.

4) NODI 10-J

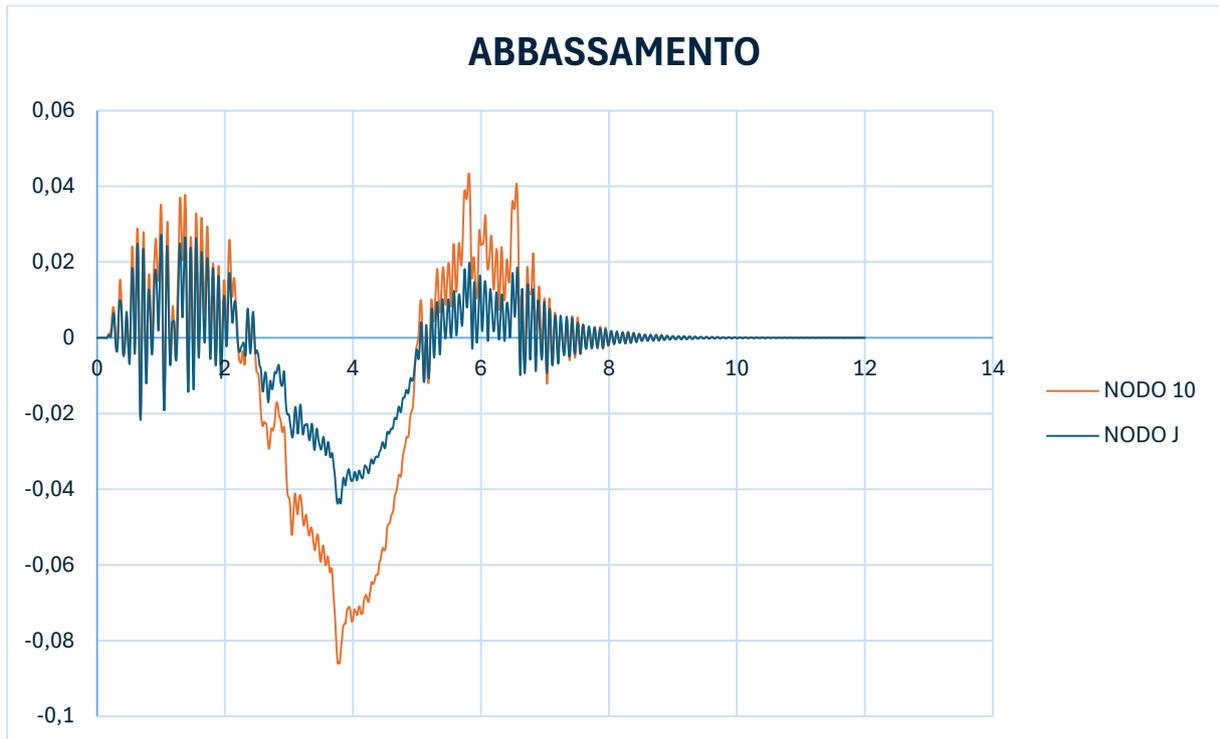


Figura 97. Abbassamento nodi 10-J

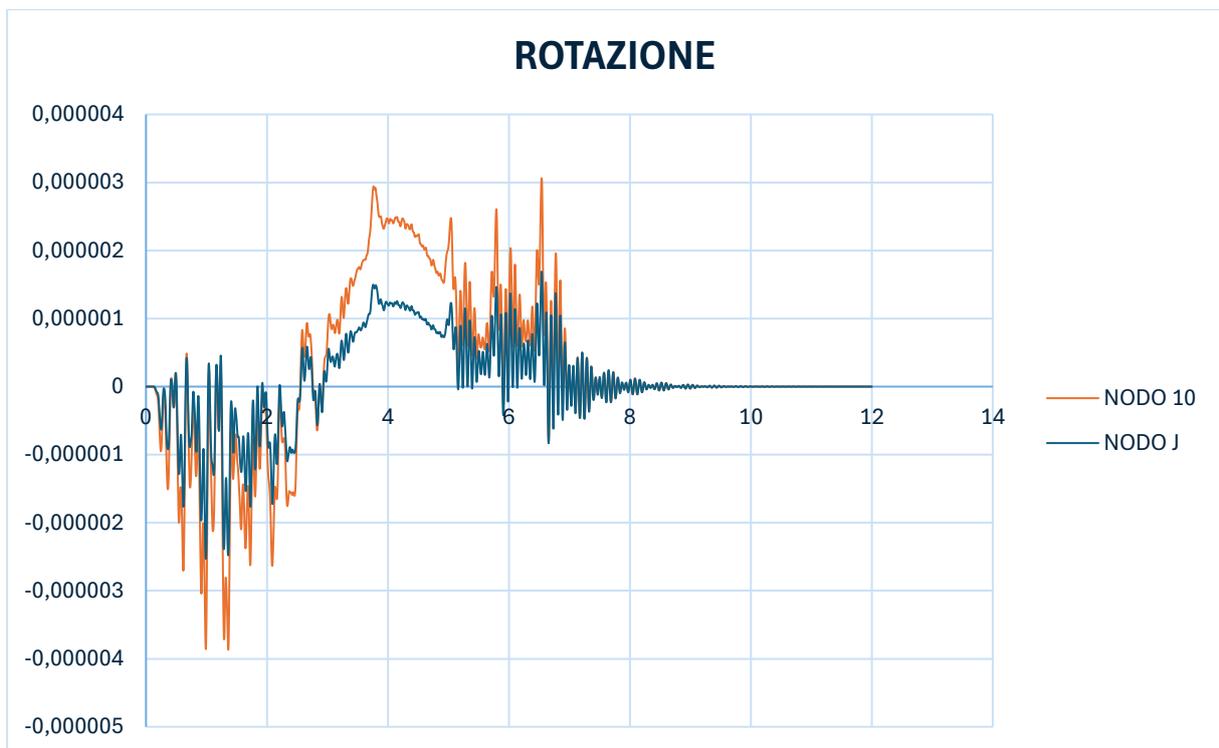


Figura 98. Rotazione nodi 10-J

In questo caso il picco massimo di abbassamento si raggiunge intorno a 3,8 s, ovvero quando il pullman si trova nella campata centrale. In corrispondenza di tale punto si

registra un picco massimo pari a circa 0,086 mm per il nodo 10 mentre per il nodo J si registra un abbassamento del ponte pari a 0,044 mm.

I nodi descritti vogliono essere rappresentativi per descrivere il comportamento in direzione trasversale dovuto al passaggio di un pullman.

6.2.3. Confronti tra le condizioni di danno e la condizione non danneggiata

In questo capitolo si considereranno le risposte in termini di abbassamento in direzione verticale, rotazione attorno all'asse X (solo per i nodi in corrispondenza di pile, spalle e mezzeria delle campate), accelerazione in direzione verticale, di tutti i nodi e si realizzeranno delle tabelle nelle quali si evidenzieranno le differenze tra le configurazioni di danno e la configurazione non danneggiata del ponte nel punto di picco massimo di risposta. Tale differenza sarà importante per un futuro monitoraggio della struttura, in quanto i sensori che verranno applicati rileveranno dei valori di abbassamento, rotazione o accelerazione che, se confrontati coi risultati di questa analisi numerica, permetteranno di individuare il danneggiamento presente nella struttura.

- NODO 1

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000047	7E-06	17,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000034	0,000026	0,000008	23,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,085	0,11	0,025	29,4

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000046	0,000006	15,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000034	0,000027	0,000007	20,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,085	0,11	0,025	29,4

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000046	0,000006	15,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000034	0,000028	0,000006	17,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,085	0,11	0,025	29,4

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000052	0,000012	30,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000034	0,000025	0,000009	26,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,085	0,13	0,045	52,9

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000047	7E-06	17,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000034	0,000027	0,000007	20,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,085	0,11	0,025	29,4

- NODO 2

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,062	0,052	0,01	16,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	112,84	108,91	3,93	3,5

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,062	0,054	0,008	12,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	112,84	106,93	5,91	5,2

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,062	0,055	0,007	11,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	112,84	115,44	2,6	2,3

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,062	0,051	0,011	17,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	112,84	105,42	7,42	6,6

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,062	0,054	0,008	12,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	112,84	111,67	1,17	1,0

- NODO 3

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,132	0,129	0,003	2,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	238,39	225,28	13,11	5,5

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,132	0,128	0,004	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	238,39	216,75	21,64	9,1

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,132	0,134	0,002	1,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	238,39	255,26	16,87	7,1

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,132	0,116	0,016	12,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	238,39	238,49	0,1	0,0

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,132	0,118	0,014	10,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	238,39	242,96	4,57	1,9

- NODO 4

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,15	0,146	0,004	2,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000005	0,0000048	2E-07	4,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	271,4	258,11	13,29	4,9

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,15	0,14	0,01	6,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000005	0,0000047	3E-07	6,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	271,4	246,8	24,6	9,1

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,15	0,152	0,002	1,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000005	0,0000048	2E-07	4,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	271,4	290,24	18,84	6,9

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,15	0,135	0,015	10,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000005	0,0000036	0,0000014	28,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	271,4	279,9	8,5	3,1

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,15	0,137	0,013	8,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000005	0,0000038	0,0000012	24,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	271,4	279	7,6	2,8

- NODO 5

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,113	0,103	0,01	8,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	206,95	189,77	17,18	8,3

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,113	0,107	0,006	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	206,95	210,95	4	1,9

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,113	0,107	0,006	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	206,95	217,2	10,25	5,0

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,113	0,102	0,011	9,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	206,95	214,91	7,96	3,8

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,113	0,104	0,009	8,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	206,95	217,49	10,54	5,1

- NODO 6

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,043	0,04	0,003	7,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	80,51	73,29	7,22	9,0

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,043	0,041	0,002	4,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	80,51	81,78	1,27	1,6

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,043	0,041	0,002	4,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	80,51	85,78	5,27	6,5

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,043	0,039	0,004	9,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	80,51	81,11	0,6	0,7

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,043	0,04	0,003	7,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	80,51	80,19	0,32	0,4

- NODO 7

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00081	0,000715	9,5E-05	11,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000027	0,000025	0,000002	7,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,73	1,72	0,01	0,6

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00081	0,00093	0,00012	14,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,000027	0,000026	0,000001	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,73	2,17	0,44	25,4

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00081	0,00093	0,00012	14,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,000027	0,000029	0,000002	7,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,73	2,2	0,47	27,2

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00081	0,00079	2E-05	2,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000027	0,000024	0,000003	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,73	1,93	0,2	11,6

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00081	0,00072	9E-05	11,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,000027	0,000025	0,000002	7,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,73	1,75	0,02	1,2

- NODO 8

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0384	0,038	0,0004	1,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,26	60,55	16,71	21,6

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0384	0,039	0,0006	1,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,26	77,86	0,6	0,8

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0384	0,0396	0,0012	3,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,26	78,32	1,06	1,4

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0384	0,041	0,0026	6,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,26	66,41	10,85	14,0

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0384	0,0388	0,0004	1,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,26	67,67	9,59	12,4

- NODO 9

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0755	0,0758	0,0003	0,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	138,65	113,43	25,22	18,2

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0755	0,077	0,0015	2,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	138,65	135,02	3,63	2,6

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0755	0,0767	0,0012	1,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	138,65	124,74	13,91	10,0

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0755	0,0816	0,0061	8,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	138,65	114,68	23,97	17,3

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0755	0,0754	0,0001	0,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	138,65	114,58	24,07	17,4

- NODO 10

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,087	0,001	1,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,00000392	2E-08	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	156	123	33	21,2

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,087	0,001	1,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,0000037	0,0000002	5,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	156	142,56	13,44	8,6

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,088	0,002	2,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,0000038	1E-07	2,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	156	137,8	18,2	11,7

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,094	0,008	9,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,0000033	0,0000006	15,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	156	133	23	14,7

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,088	0,002	2,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,0000036	0,0000003	7,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	156	120	36	23,1

- NODO 11

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,063	0,0638	0,0008	1,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,08	89,09	28,99	24,6

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,063	0,0633	0,0003	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,08	109,36	8,72	7,4

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,063	0,065	0,002	3,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,08	103,62	14,46	12,2

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,063	0,069	0,006	9,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,08	105,35	12,73	10,8

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,063	0,065	0,002	3,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,08	85,71	32,37	27,4

- NODO 12

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0233	0,0239	0,0006	2,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	46,29	37,99	8,3	17,9

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0233	0,024	0,0007	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	46,29	45,29	1	2,2

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0233	0,0245	0,0012	5,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	46,29	43,13	3,16	6,8

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0233	0,0256	0,0023	9,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	46,29	42,84	3,45	7,5

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0233	0,0247	0,0014	6,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	46,29	33,69	12,6	27,2

- NODO 13

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,001	0,0015	0,0005	50,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000033	0,000035	2E-06	6,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	2,72	0,86	46,2

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,001	0,0011	0,0001	10,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000033	0,000036	0,000003	9,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	2,18	0,32	17,2

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,001	0,0015	0,0005	50,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000033	0,000036	0,000003	9,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	2,92	1,06	57,0

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,001	0,0011	0,0001	10,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000033	0,000034	1E-06	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	2,1	0,24	12,9

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,001	0,0029	0,0019	190,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000033	0,000036	0,000003	9,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	5,15	3,29	176,9

- NODO 14

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,095	0,01	11,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	134,96	139,55	4,59	3,4

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,095	0,01	11,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	134,96	146,89	11,93	8,8

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,097	0,012	14,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	134,96	154,65	19,69	14,6

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,09	0,005	5,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	134,96	164,51	29,55	21,9

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,097	0,012	14,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	134,96	147,92	12,96	9,6

- NODO 15

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,16	0,19	0,03	18,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	262,6	299,05	36,45	13,9

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,16	0,18	0,02	12,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	262,6	248,2	14,4	5,5

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,16	0,19	0,03	18,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	262,6	309,43	46,83	17,8

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,16	0,174	0,014	8,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	262,6	318,06	55,46	21,1

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,16	0,187	0,027	16,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	262,6	290,73	28,13	10,7

- NODO 16

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,19	0,22	0,03	15,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000059	0,0000054	0,0000005	8,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	299,3	347,57	48,27	16,1

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,19	0,21	0,02	10,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000059	0,0000052	0,0000007	11,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	292,2	8	2,7

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,19	0,22	0,03	15,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000059	0,0000054	0,0000005	8,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	363	62,8	20,9

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,19	0,2	0,01	5,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000059	0,0000064	5E-07	8,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	362,5	62,3	20,8

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,19	0,22	0,03	15,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000059	0,0000055	0,0000004	6,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	340,3	40,1	13,4

- NODO 17

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,139	0,165	0,026	18,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,3	252,62	31,32	14,2

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,139	0,167	0,028	20,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,3	267,31	46,01	20,8

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,139	0,167	0,028	20,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,3	278,48	57,18	25,8

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,139	0,148	0,009	6,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,3	268,76	47,46	21,4

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,139	0,167	0,028	20,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,3	262,96	41,66	18,8

- NODO 18

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,092	0,017	22,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,76	141,39	23,63	20,1

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,093	0,018	24,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,76	149,6	31,84	27,0

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,093	0,018	24,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,76	155,76	38	32,3

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,079	0,004	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,76	143,45	25,69	21,8

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,092	0,017	22,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,76	147,09	29,33	24,9

- NODO 19

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000075	0,000071	4E-06	5,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,000049	0,000012	32,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,14	0,02	12,5

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000075	0,000071	4E-06	5,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,000051	0,000014	37,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,14	0,02	12,5

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000075	0,000071	4E-06	5,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,000051	0,000014	37,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,15	0,01	6,3

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000075	0,000086	0,000011	14,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,00004	3E-06	8,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,19	0,03	18,8

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000075	0,000071	4E-06	5,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,00005	0,000013	35,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,14	0,02	12,5

- NODO A

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0000096	0,0000095	1E-07	1,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000019	0,000018	0,000001	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,08	0,09	0,01	12,5

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0000096	0,000011	0,0000014	14,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,000019	0,000018	0,000001	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,08	0,093	0,013	16,3

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0000096	0,000011	0,0000014	14,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,000019	0,0000191	1E-07	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,08	0,093	0,013	16,3

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0000096	0,000016	0,0000064	66,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000019	0,000014	0,000005	26,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,08	0,11	0,03	37,5

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0000096	0,00001	4E-07	4,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000019	0,000018	0,000001	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,08	0,092	0,012	15,0

- NODO B

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,034	0,032	0,002	5,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,36	78,74	1,38	1,8

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,034	0,0337	0,0003	0,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,36	92,76	15,4	19,9

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,034	0,0352	0,0012	3,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,36	101,61	24,25	31,3

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,034	0,0244	0,0096	28,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,36	83,44	6,08	7,9

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,034	0,033	0,001	2,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	77,36	98,92	21,56	27,9

- NODO C

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,067	0,007	9,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	179,7	191,81	12,11	6,7

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,071	0,003	4,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	179,7	193,82	14,12	7,9

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,0743	0,0003	0,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	179,7	217,1	37,4	20,8

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,053	0,021	28,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	179,7	184,23	4,53	2,5

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,07	0,004	5,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	179,7	210,84	31,14	17,3

- NODO D

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,079	0,006	7,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000024	0,0000003	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	196,58	220,16	23,58	12,0

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,082	0,003	3,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000024	0,0000003	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	196,58	216,71	20,13	10,2

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,0853	0,0003	0,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000026	1E-07	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	196,58	247,15	50,57	25,7

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,066	0,019	22,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,000002	0,0000007	25,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	196,58	215,43	18,85	9,6

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,08	0,005	5,9
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000026	1E-07	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	196,58	212,76	16,18	8,2

- NODO E

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,066	0,06	0,006	9,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	150,72	168,28	17,56	11,7

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,066	0,064	0,002	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	150,72	173,35	22,63	15,0

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,066	0,0654	0,0006	0,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	150,72	187,35	36,63	24,3

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,066	0,051	0,015	22,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	150,72	168,3	17,58	11,7

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,066	0,061	0,005	7,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	150,72	181,54	30,82	20,4

- NODO F

	NODO F			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0259	0,0227	0,0032	12,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	58,61	66,85	8,24	14,1

	NODO F			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0259	0,025	0,0009	3,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	58,61	67,75	9,14	15,6

	NODO F			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0259	0,0254	0,0005	1,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	58,61	71,79	13,18	22,5

	NODO F			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0259	0,02	0,0059	22,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	58,61	66,83	8,22	14,0

	NODO F			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0259	0,0232	0,0027	10,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	58,61	69,4	10,79	18,4

- NODO G

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0004	0,00041	1E-05	2,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000017	0,000015	0,000002	11,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,04	0,92	0,12	11,5

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0004	0,00056	0,00016	40,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000017	0,0000171	1E-07	0,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,04	1,28	0,24	23,1

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0004	0,00056	0,00016	40,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000017	0,000018	0,000001	5,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,04	1,47	0,43	41,3

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0004	0,00032	0,00008	20,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000017	0,000014	0,000003	17,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,04	1,34	0,3	28,8

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0004	0,00041	1E-05	2,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000017	0,000016	0,000001	5,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,04	1,05	0,01	1,0

- NODO H

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0185	0,0177	0,0008	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	60,7	71,65	10,95	18,0

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0185	0,0184	1E-04	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	60,7	68,32	7,62	12,6

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0185	0,0184	1E-04	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	60,7	67,5	6,8	11,2

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0185	0,0168	0,0017	9,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	60,7	92,23	31,53	51,9

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0185	0,0178	0,0007	3,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	60,7	68,5	7,8	12,9

- NODO I

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0372	0,037	0,0002	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	110,37	126,7	16,33	14,8

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0372	0,0378	0,0006	1,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	110,37	120,37	10	9,1

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0372	0,0377	0,0005	1,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	110,37	117,93	7,56	6,8

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0372	0,0342	0,003	8,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	110,37	169,79	59,42	53,8

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0372	0,0365	0,0007	1,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	110,37	129,37	19	17,2

- NODO J

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,0439	1E-04	0,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000025	0,000002	0,0000005	20,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	132,5	139,14	6,64	5,0

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,045	0,001	2,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000025	0,0000023	0,0000002	8,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	132,5	129,9	2,6	2,0

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,045	0,001	2,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000025	0,0000023	0,0000002	8,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	132,5	134,6	2,1	1,6

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,041	0,003	6,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000025	0,0000022	0,0000003	12,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	132,5	185,5	53	40,0

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,045	0,001	2,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000025	0,0000022	0,0000003	12,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	132,5	139	6,5	4,9

- NODO K

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,033	0,034	0,001	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	81,76	102,55	20,79	25,4

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,033	0,034	0,001	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	81,76	105,41	23,65	28,9

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,033	0,035	0,002	6,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	81,76	107,61	25,85	31,6

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,033	0,032	0,001	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	81,76	102,05	20,29	24,8

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,033	0,034	0,001	3,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	81,76	84,53	2,77	3,4

- NODO L

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,012	0,013	0,001	8,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	28,43	39,36	10,93	38,4

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,012	0,013	0,001	8,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	28,43	45,67	17,24	60,6

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,012	0,013	0,001	8,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	28,43	45,35	16,92	59,5

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,012	0,0123	0,0003	2,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	28,43	39,87	11,44	40,2

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,012	0,013	0,001	8,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	28,43	34,94	6,51	22,9

- NODO M

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00042	0,0005	0,00008	19,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000016	0,000002	14,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,14	1,42	0,28	24,6

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00042	0,00038	0,00004	9,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000015	0,000001	7,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,14	1,23	0,09	7,9

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00042	0,00052	1E-04	23,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000016	0,000002	14,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,14	1,61	0,47	41,2

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00042	0,00027	0,00015	35,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000016	0,000002	14,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,14	1,3	0,16	14,0

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00042	0,001	0,00058	138,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000016	0,000002	14,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,14	2,64	1,5	131,6

- NODO N

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,037	0,041	0,004	10,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	96,18	95,31	0,87	0,9

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,037	0,042	0,005	13,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	96,18	110,23	14,05	14,6

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,037	0,043	0,006	16,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	96,18	114,7	18,52	19,3

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,037	0,038	0,001	2,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	96,18	68,87	27,31	28,4

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,037	0,043	0,006	16,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	96,18	99,73	3,55	3,7

- NODO O

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,077	0,083	0,006	7,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	172,98	178,59	5,61	3,2

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,077	0,085	0,008	10,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	172,98	204,08	31,1	18,0

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,077	0,087	0,01	13,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	172,98	215	42,02	24,3

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,077	0,076	0,001	1,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	172,98	127,5	45,48	26,3

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,077	0,086	0,009	11,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	172,98	186,38	13,4	7,7

- NODO P

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,094	0,102	0,008	8,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000018	0,0000019	0,0000001	5,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	190,5	202,94	12,44	6,5

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,094	0,104	0,01	10,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000018	0,0000019	0,0000001	5,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	190,5	230,3	39,8	20,9

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,094	0,106	0,012	12,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000018	0,000002	0,0000002	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	190,5	244,5	54	28,3

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,094	0,091	0,003	3,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000018	0,0000021	0,0000003	16,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	190,5	181,7	8,8	4,6

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,094	0,01	0,084	89,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000018	0,0000021	0,0000003	16,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	190,5	211,8	21,3	11,2

- NODO Q

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,081	0,007	9,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	139,12	153,19	14,07	10,1

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,083	0,009	12,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	139,12	173,36	34,24	24,6

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,084	0,01	13,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	139,12	184,39	45,27	32,5

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,072	0,002	2,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	139,12	101,8	37,32	26,8

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,074	0,083	0,009	12,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	139,12	160,39	21,27	15,3

- NODO R

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,042	0,046	0,004	9,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	74,25	84,41	10,16	13,7

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,042	0,047	0,005	11,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	74,25	95,44	21,19	28,5

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,042	0,048	0,006	14,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	74,25	101,65	27,4	36,9

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,042	0,041	0,001	2,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	74,25	53,39	20,86	28,1

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,042	0,047	0,005	11,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	74,25	88,15	13,9	18,7

- NODO S

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000011	0,000013	0,000002	18,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000025	0,000002	8,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,064	0,065	0,001	1,6

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000011	0,000014	0,000003	27,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000026	0,000003	13,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,064	0,066	0,002	3,1

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000011	0,000014	0,000003	27,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000027	0,000004	17,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,064	0,071	0,007	10,9

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000011	0,000006	0,000005	45,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000022	0,000001	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,064	0,092	0,028	43,8

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000011	0,000013	0,000002	18,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000025	0,000002	8,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,064	0,067	0,003	4,7

6.3. Analisi con due pullman

La differenza, in questo caso, è nella definizione della tipologia di load case.

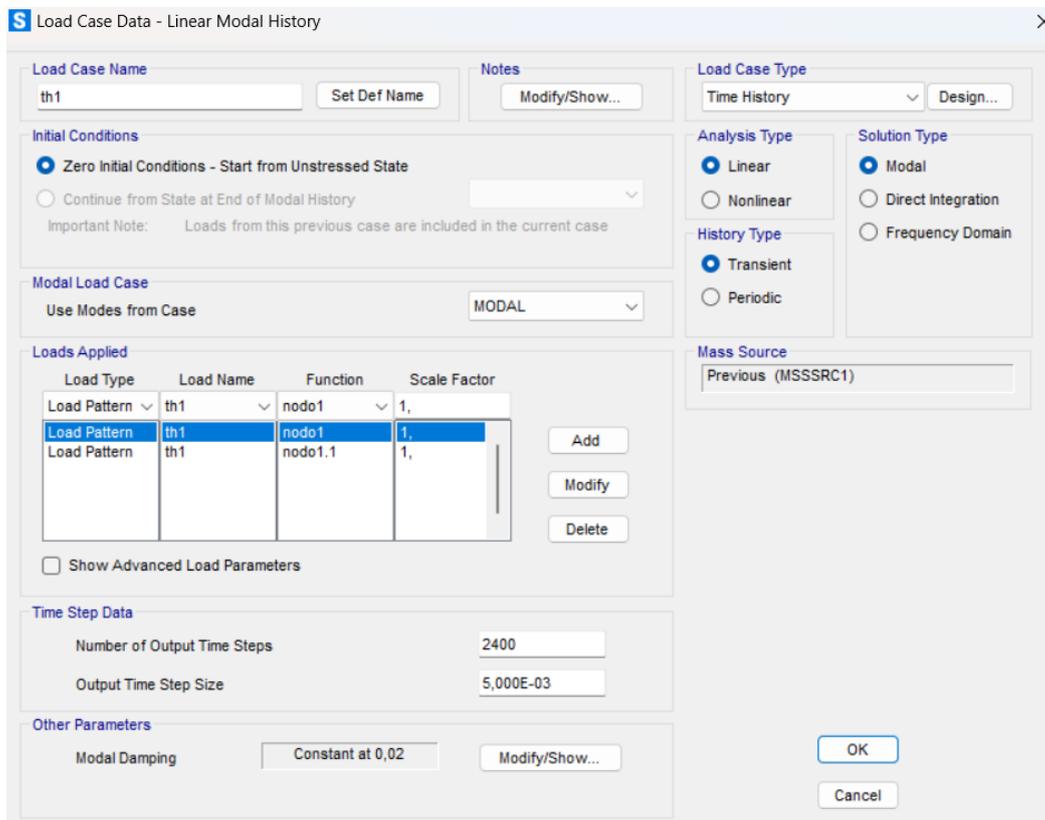


Figura 99. Load case type nel caso di due pullman

La differenza che si può notare rispetto al caso con un solo pullman è che verranno considerate due storie temporali di forza nello stesso momento, in quanto ci sarà un pullman che transita dal nodo 1 al nodo 19 e un secondo pullman che transita dal nodo S al nodo A (per la didascalia dei nodi sul ponte si fa riferimento alla Figura 80).

6.3.1. Confronti con le storie temporali relative ad un solo pullman

Si mostrano in seguito i confronti di alcuni nodi del ponte, per avere un'idea generale. Si considerano i nodi 1, 4, 7, 10.

- NODO 1



Figura 100. Confronto uno e due pullman abbassamento nodo 1

Quello che si nota è che il nodo 1 subirà un ulteriore abbassamento in corrispondenza del transito del secondo pullman nella prima campata. I picchi di abbassamento non sono tanto differenti dal caso in cui si considera un solo pullman in quanto nel secondo caso i veicoli percorrono il ponte in versi opposti, quindi fino a circa 2,5 s l'andamento della storia temporale del nodo 1 è pressoché invariato.

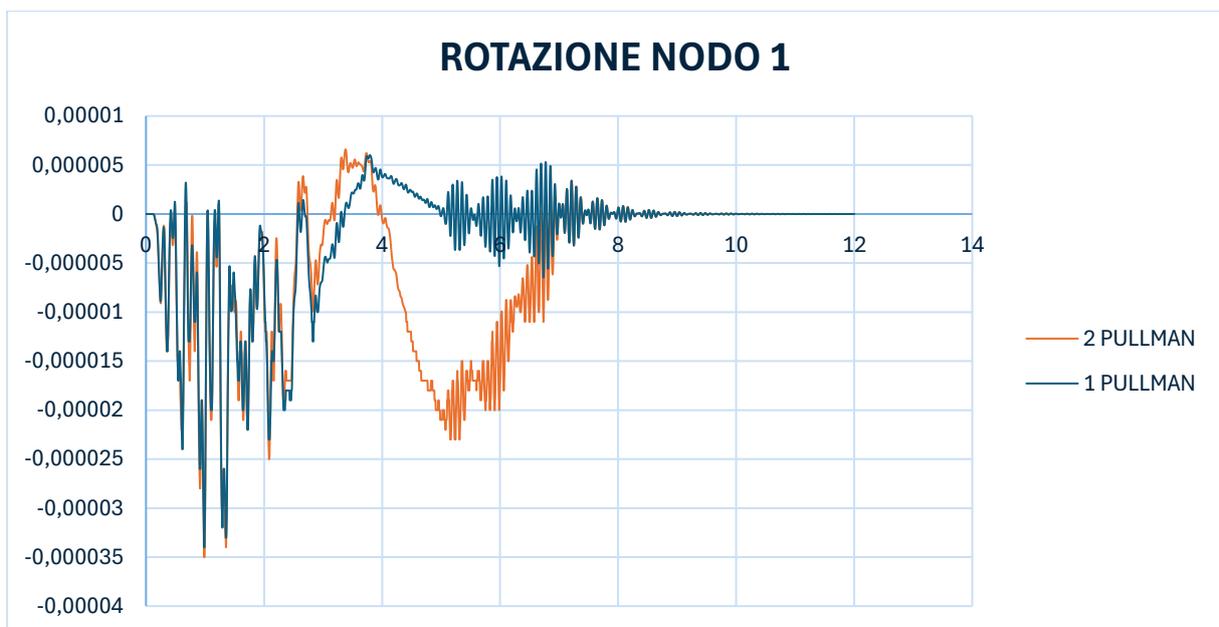


Figura 101. Confronto uno e due pullman rotazione nodo 1

Il discorso è il medesimo per quanto riguarda la rotazione in quanto fino a 2,5 s i due veicoli sono dalle parti opposte del ponte; perciò, la rotazione del nodo 1 non sarà mutata rispetto al caso in cui si considera un solo pullman. Anche in questo caso è evidente un'ulteriore rotazione, sempre negativa, del nodo 1 in corrispondenza del transito del secondo pullman nella prima campata.

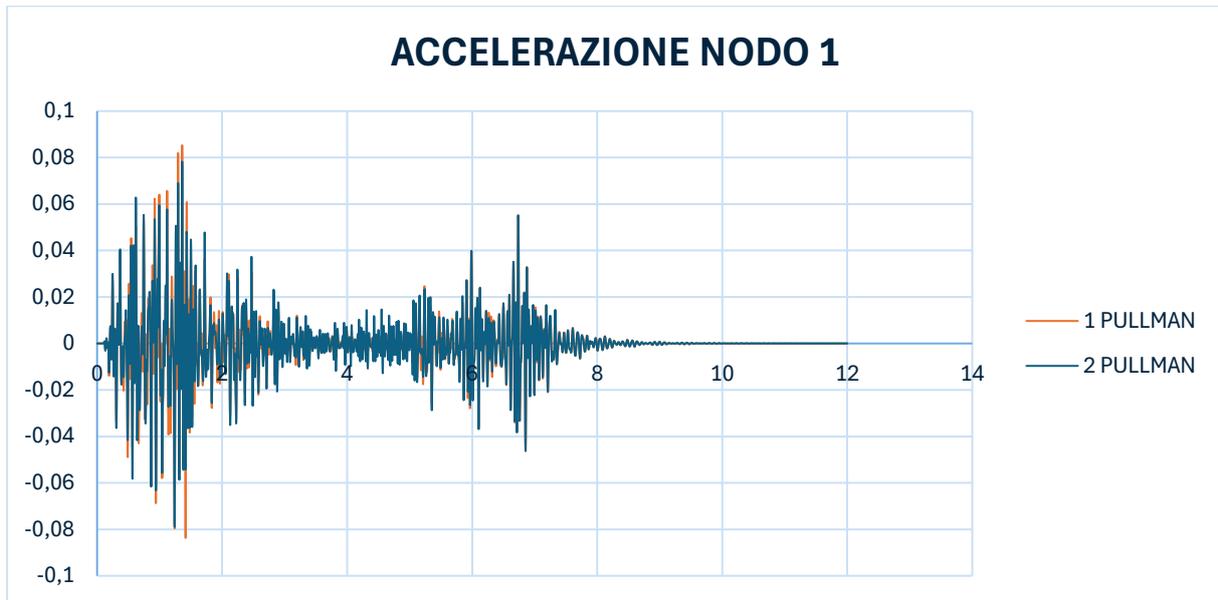


Figura 102. Confronto uno e due pullman accelerazione nodo 1

Per quanto riguarda le accelerazioni, le due storie temporali sono molto simili. Nel caso di passaggio di due pullman, le accelerazioni vengono amplificate solo nel tratto della campata centrale.

- NODO 4

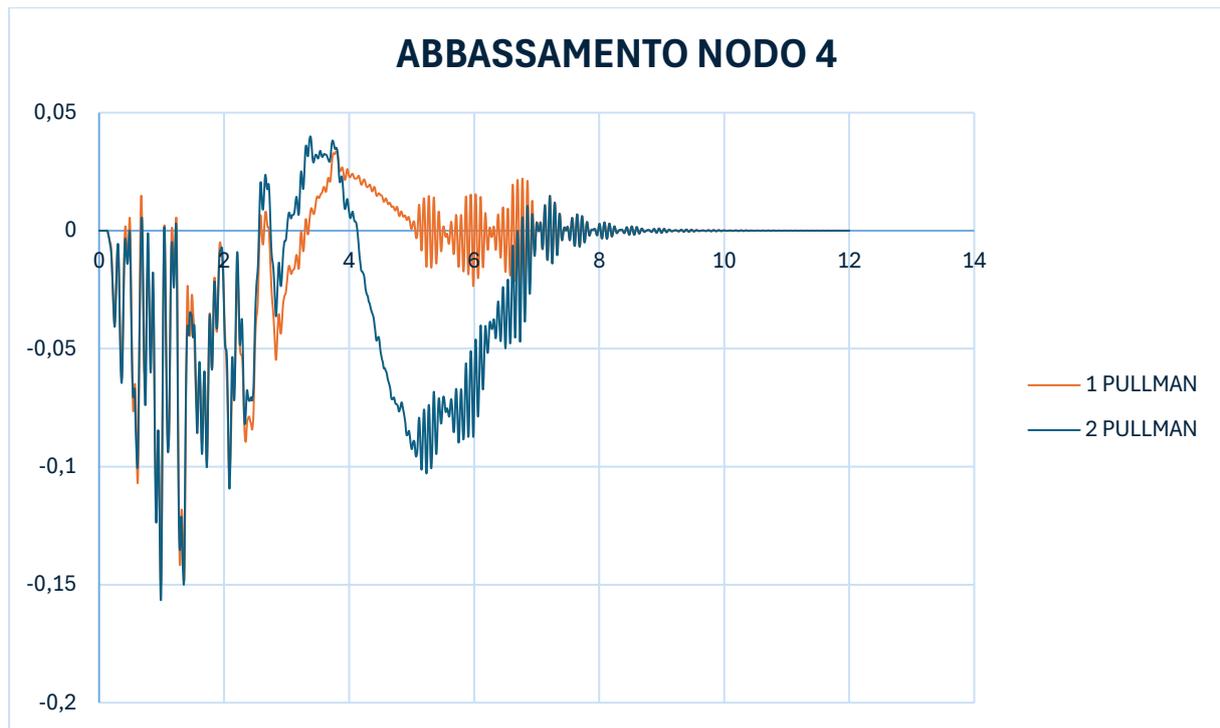


Figura 103. Confronto uno e due pullman abbassamento nodo 4

Si nota è che il nodo 4 subirà un ulteriore abbassamento in corrispondenza del transito del secondo pullman nella prima campata. I picchi di accelerazione non sono tanto differenti dal caso in cui si considera un solo pullman in quanto nel secondo caso i veicoli percorrono il ponte in versi opposti, quindi fino a circa 2,5 s l'andamento della storia temporale del nodo 4 è pressoché invariato.

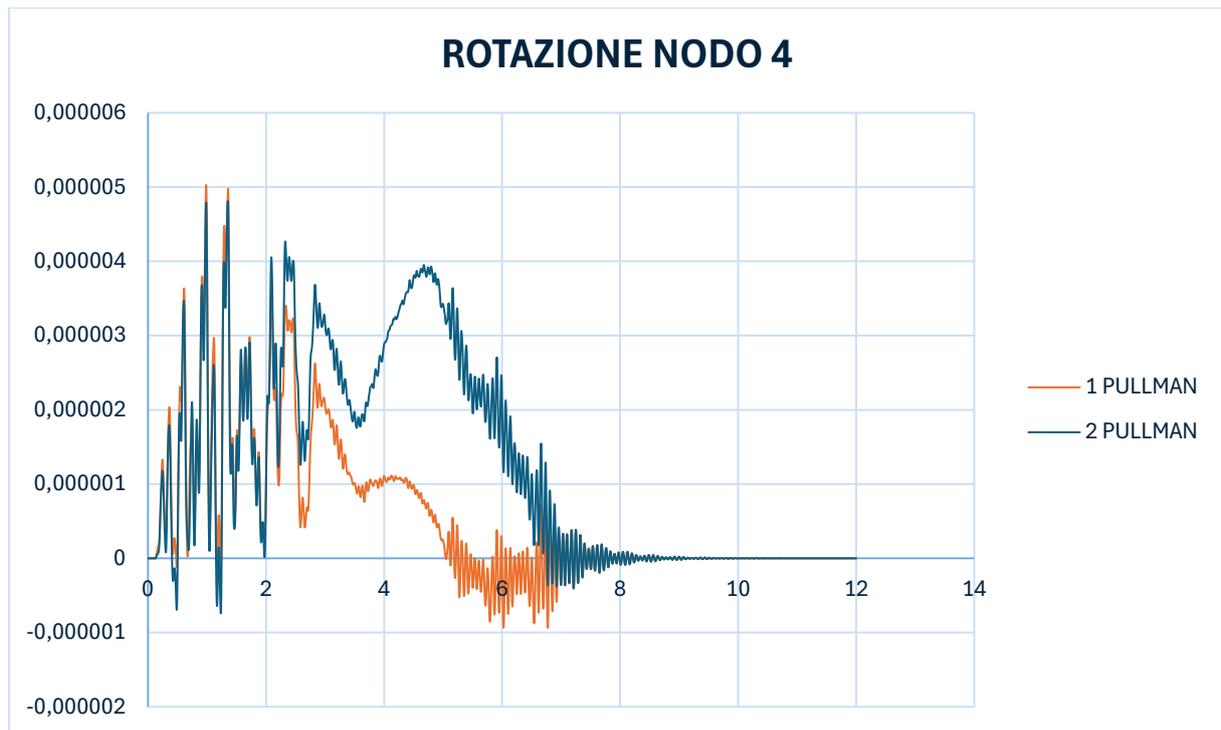


Figura 104. Confronti uno e due pullman rotazione nodo 4

Il discorso è il medesimo per quanto riguarda la rotazione in quanto fino a 2,5 s i due veicoli sono dalle parti opposte del ponte; perciò, la rotazione del nodo 4 non sarà mutata rispetto al caso in cui si considera un solo pullman. Anche in questo caso è evidente un'ulteriore rotazione, sempre positiva, del nodo 4 in corrispondenza del transito del secondo pullman nella prima campata.

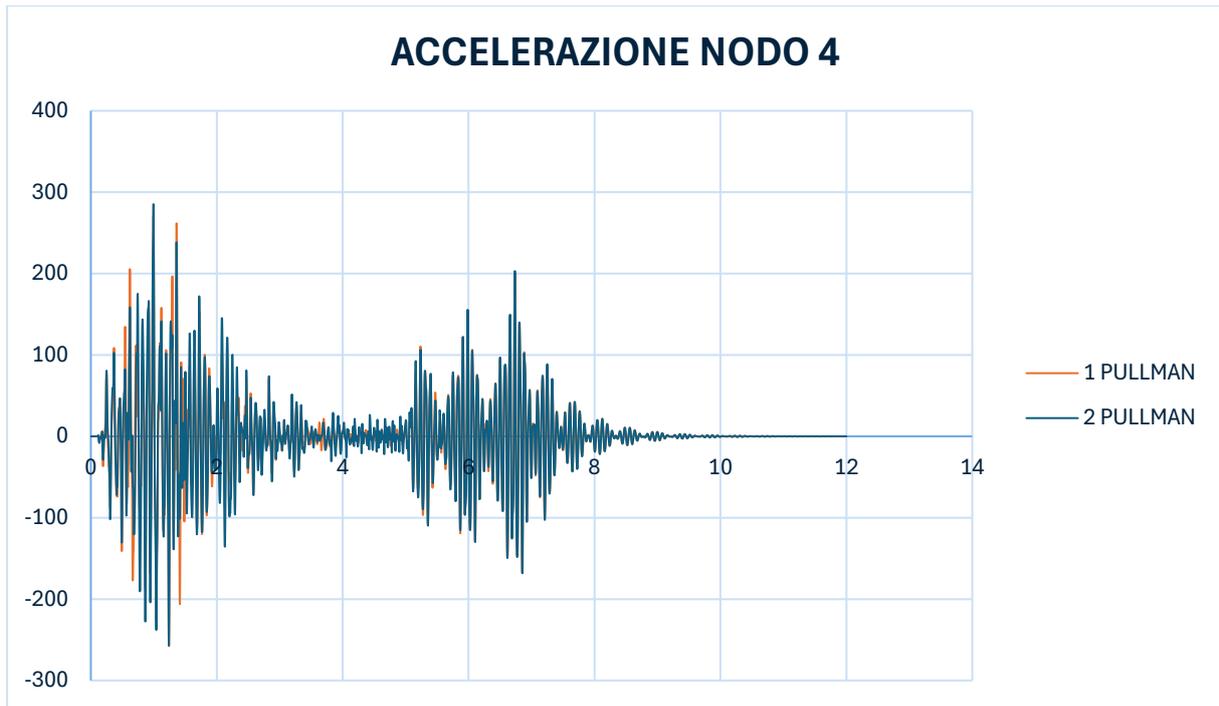


Figura 105. Confronti uno e due pullman accelerazione nodo 4

Anche per il nodo 4 non si registrano grosse variazioni di accelerazione rispetto al caso in cui si considera un pullman.

- **NODO 7**

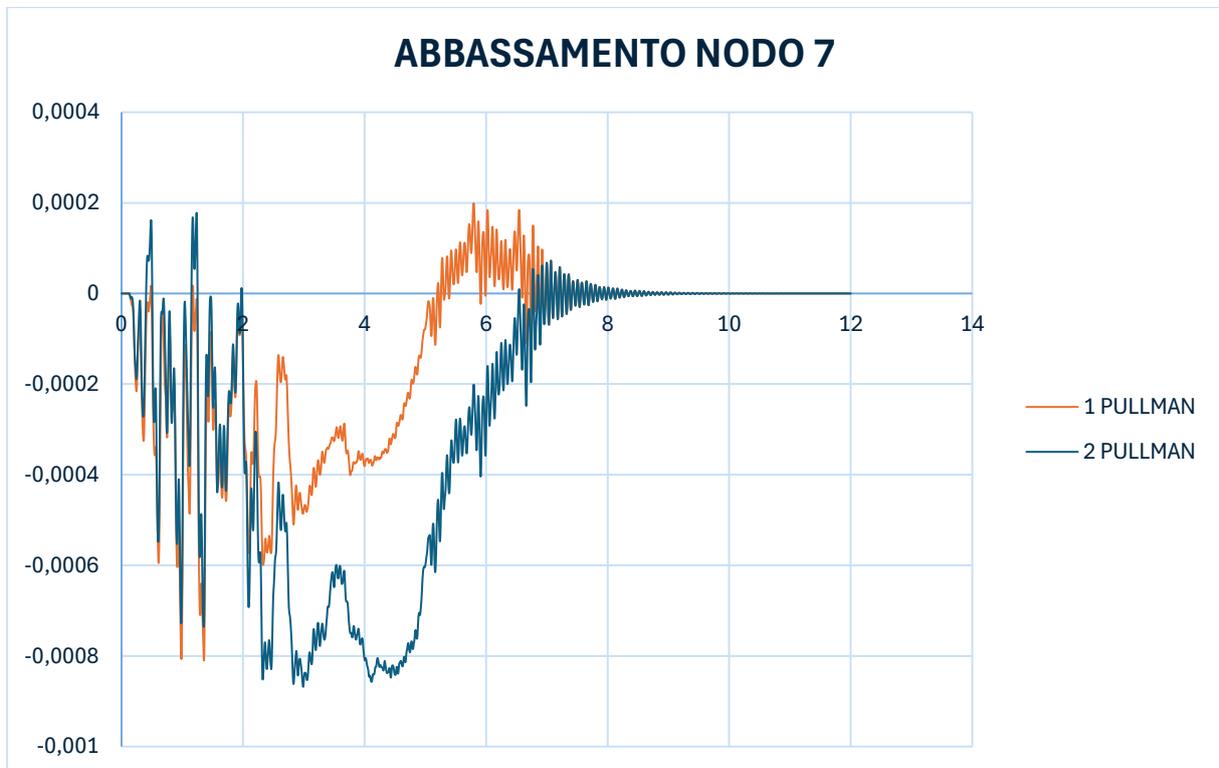


Figura 106. Confronti uno e due pullman abbassamento nodo 7

Si nota è che il nodo 7 subirà un ulteriore abbassamento in corrispondenza del transito del secondo pullman nella prima campata. I picchi di accelerazione non sono tanto differenti dal caso in cui si considera un solo pullman in quanto nel secondo caso i veicoli percorrono il ponte in versi opposti; quindi, fino a circa 2 s l'andamento della storia temporale del nodo 7 è pressoché invariato. Dopodiché il nodo in corrispondenza della pila rimarrà sempre abbassato fino all'uscita dei veicoli dal ponte. Questo perché mentre il primo pullman si allontana dal nodo, il secondo transita sopra di esso per poi passare sulla prima campata. Si nota infatti che l'abbassamento del nodo 7 rimane sempre negativo fino a 7,5 s, ovvero quando non è più presente alcun veicolo sul ponte.

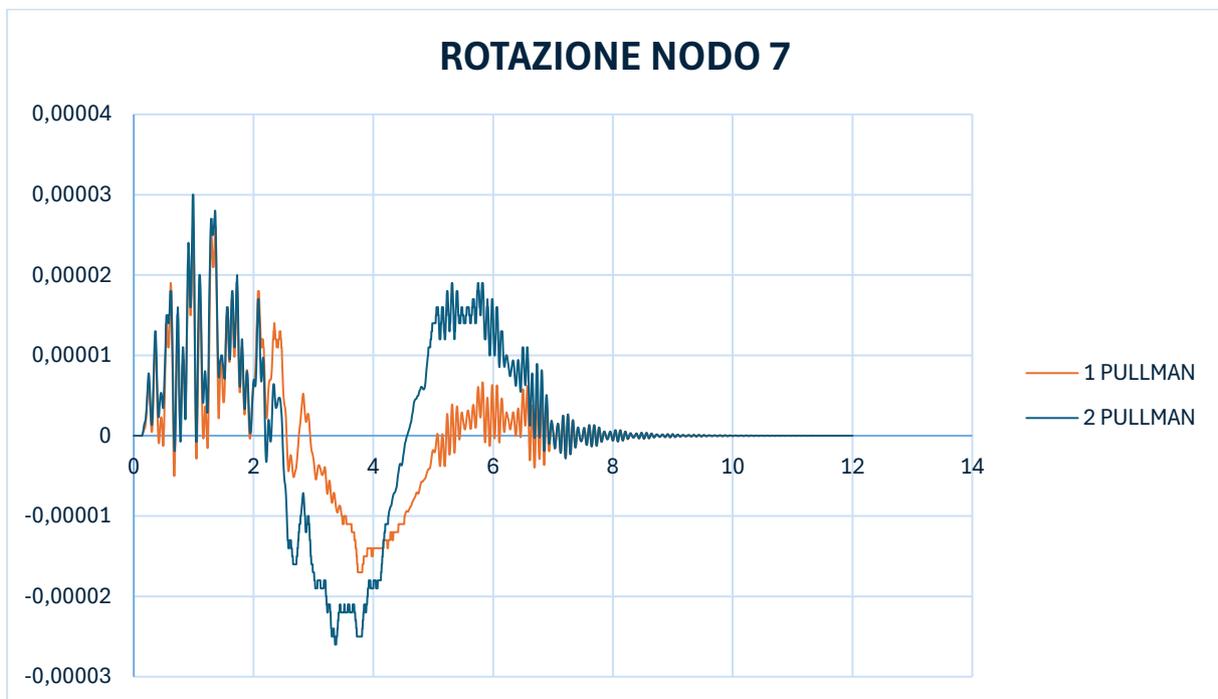


Figura 107. Confronto uno e due pullman rotazione nodo 7

Il discorso è il medesimo per quanto riguarda la rotazione in quanto fino a 2,5 s i due veicoli sono dalle parti opposte del ponte; perciò, la rotazione del nodo 7 non sarà mutata rispetto al caso in cui si considera un solo pullman. Anche in questo caso è evidente un'ulteriore rotazione, sempre positiva, del nodo 7 in corrispondenza del transito del secondo pullman nella prima campata.

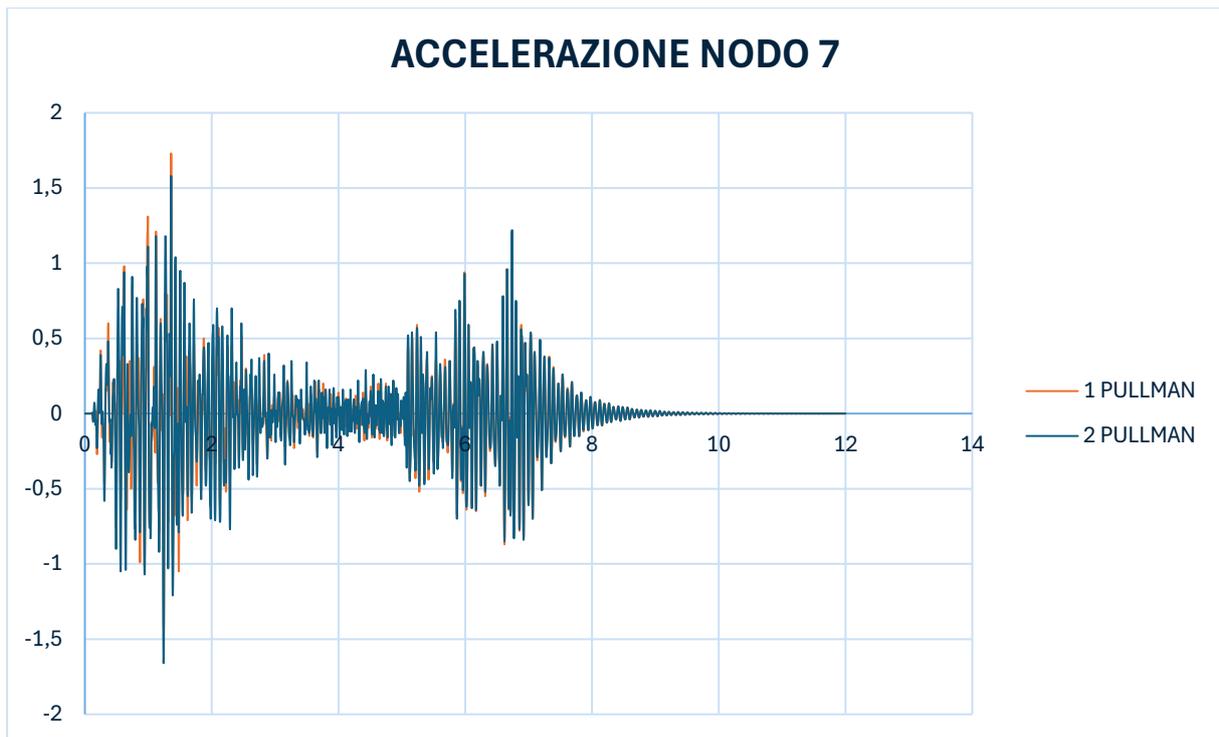


Figura 108. Confronto uno e due pullman accelerazione nodo 7

Anche per il nodo 7 non si registrano grosse variazioni di accelerazione rispetto al caso in cui si considera un pullman.

- **NODO 10**



Figura 109. Confronto uno e due pullman abbassamento nodo 10

In questo caso la differenza tra i due casi è evidente in quanto si sta considerando il nodo in mezzeria della campata centrale, ovvero il nodo sul quale i due pullman si incrociano per poi andare nelle direzioni opposte. Questo fatto lo si può notare per tutta la storia temporale:

- Fino a circa 2,5 s il primo pullman si trova nella prima campata mentre il secondo si trova nella terza; perciò l'innalzamento del nodo 10 sarà pressoché il doppio rispetto al caso in cui si considera un solo pullman (non esattamente il doppio in quanto il nodo 10 si trova nella direzione del primo pullman, quindi il carico dinamico dovuto al secondo pullman sarà meno influente).
- Da 2,5 s a 5 s i due pullman si trovano nella campata centrale; perciò, anche in questo caso l'abbassamento del nodo sarà pressoché il doppio nel caso del transito dei due pullman.
- Da 5 s a 7,5 s i due pullman si trovano nuovamente nelle due campate di monte e valle; perciò, il discorso è lo stesso effettuato per il primo punto.

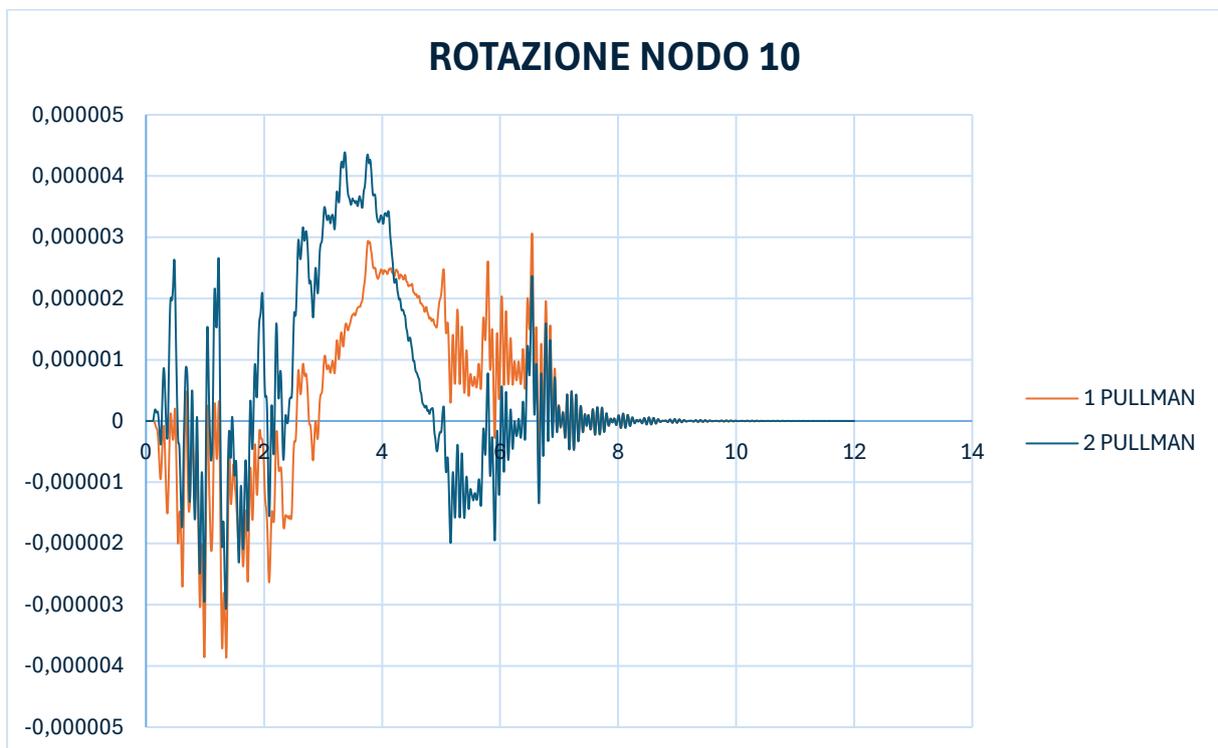


Figura 110. Confronto uno e due pullman rotazione nodo 10

Anche nel caso della rotazione le differenze sono evidenti, basti pensare a quanto succede per l'abbassamento.

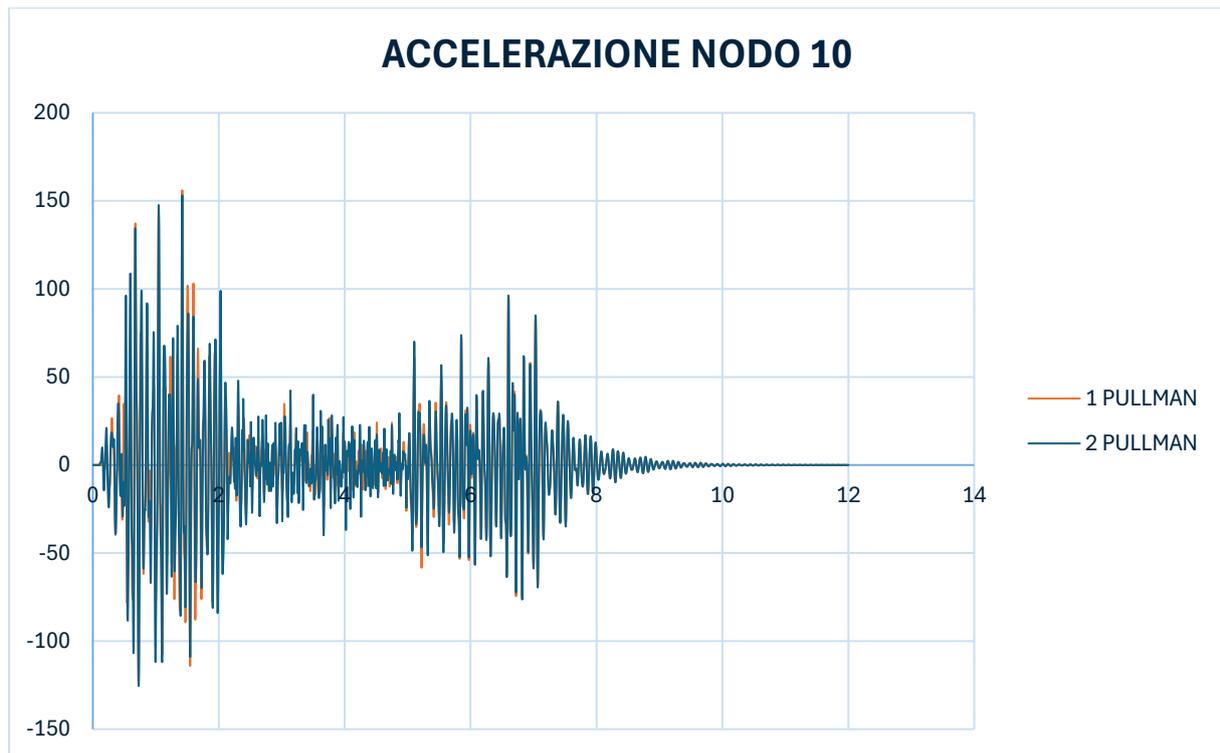


Figura 111. Confronto uno e due pullman accelerazione nodo 10

Anche in questo caso le due storie temporali relative all'accelerazione non presentano grosse differenze.

6.3.2. Confronti tra le condizioni di danno e la condizione non danneggiata

In questo capitolo si considereranno le risposte in termini di abbassamento in direzione verticale, rotazione attorno all'asse X (solo per i nodi in corrispondenza di pile, spalle e mezzeria delle campate), accelerazione in direzione verticale, di tutti i nodi e si realizzeranno delle tabelle nelle quali si evidenzieranno le differenze tra le configurazioni di danno e la configurazione non danneggiata del ponte nel punto di picco massimo di risposta. Tale differenza sarà importante per un futuro monitoraggio della struttura, in quanto i sensori che verranno applicati rileveranno dei valori di abbassamento, rotazione o accelerazione che, se confrontati coi risultati di questa analisi numerica, permetteranno di individuare il danneggiamento presente nella struttura.

- NODO 1

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000039	0,000001	2,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000035	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,084	0,005	6,3

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000039	0,000001	2,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000035	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,079	0	0,0

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000039	0,000001	2,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000036	0,000001	2,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,085	0,006	7,6

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000051	0,000011	27,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000024	0,000011	31,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,11	0,031	39,2

	NODO 1			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00004	0,000039	0,000001	2,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000035	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,084	0,005	6,3

- NODO 2

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,065	0,066	0,001	1,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,9	126,71	8,81	7,5

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,065	0,066	0,001	1,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,9	123,77	5,87	5,0

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,065	0,067	0,002	3,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,9	136,21	18,31	15,5

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,065	0,05	0,015	23,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,9	97,48	20,42	17,3

	NODO 2			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,065	0,066	0,001	1,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	117,9	129,96	12,06	10,2

- NODO 3

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,137	0,139	0,002	1,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	249,51	267,71	18,2	7,3

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,137	0,139	0,002	1,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	249,51	261,79	12,28	4,9

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,137	0,141	0,004	2,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	249,51	287,41	37,9	15,2

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,137	0,112	0,025	18,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	249,51	200,56	48,95	19,6

	NODO 3			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,137	0,138	0,001	0,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	249,51	274,17	24,66	9,9

- NODO 4

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,156	0,158	0,002	1,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000047	0,0000049	0,0000002	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	285,32	305,44	20,12	7,1

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,156	0,158	0,002	1,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000047	0,0000048	1E-07	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	285,32	299,31	13,99	4,9

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,156	0,161	0,005	3,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000047	0,0000048	1E-07	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	285,32	327,45	42,13	14,8

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,156	0,132	0,024	15,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000047	0,0000033	0,0000014	29,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	285,32	234,26	51,06	17,9

	NODO 4			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,156	0,154	0,002	1,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000047	0,0000046	1E-07	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	285,32	312,05	26,73	9,4

- NODO 5

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,121	0,001	0,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	219,58	234,27	14,69	6,7

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,121	0,001	0,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	219,58	230,41	10,83	4,9

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,12	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	219,58	250,77	31,19	14,2

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,102	0,018	15,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	219,58	177,92	41,66	19,0

	NODO 5			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,12	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	219,58	238,34	18,76	8,5

- NODO 6

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,047	0,048	0,001	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	87,08	92,4	5,32	6,1

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,047	0,048	0,001	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	87,08	91,61	4,53	5,2

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,047	0,049	0,002	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	87,08	98,84	11,76	13,5

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,047	0,039	0,008	17,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	87,08	65,44	21,64	24,9

	NODO 6			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,047	0,048	0,001	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	87,08	93,28	6,2	7,1

- NODO 7

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00085	0,00088	3E-05	3,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000026	0,000026	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,58	1,77	0,19	12,0

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00085	0,00116	0,00031	36,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000026	0,000026	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,58	2,16	0,58	36,7

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00085	0,00118	0,00033	38,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,000026	0,000026	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,58	2,41	0,83	52,5

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00085	0,00098	0,00013	15,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000026	0,000026	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,58	1,91	0,33	20,9

	NODO 7			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00085	0,0009	0,00005	5,9
ROTAZIONE [rad/s]	0,000026	0,000027	0,000001	3,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,58	1,88	0,3	19,0

- NODO 8

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,06	0,061	0,001	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	79,31	83,15	3,84	4,8

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,06	0,059	0,001	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	79,31	79,57	0,26	0,3

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,06	0,061	0,001	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	79,31	84,28	4,97	6,3

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,06	0,063	0,003	5,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	79,31	82,94	3,63	4,6

	NODO 8			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,06	0,061	0,001	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	79,31	79,76	0,45	0,6

- NODO 9

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,121	0,001	0,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	137,17	139,54	2,37	1,7

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,121	0,001	0,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	137,17	137,19	0,02	0,0

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,122	0,002	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	137,17	139,44	2,27	1,7

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,128	0,008	6,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	137,17	142,15	4,98	3,6

	NODO 9			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,12	0,122	0,002	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	137,17	139,81	2,64	1,9

- NODO 10

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,138	0,138	0	0,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000043	0,0000043	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	153,12	163,61	10,49	6,9

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,138	0,138	0	0,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000043	0,0000044	1E-07	2,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	153,12	152,18	0,94	0,6

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,138	0,141	0,003	2,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000043	0,0000043	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	153,12	157,68	4,56	3,0

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,138	0,148	0,01	7,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000043	0,0000046	0,0000003	7,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	153,12	176,13	23,01	15,0

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,138	0,142	0,004	2,9
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000043	0,0000042	1E-07	2,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	153,12	169,68	16,56	10,8

- NODO 11

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,102	0,104	0,002	2,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	123,55	131,23	7,68	6,2

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,102	0,101	0,001	1,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	123,55	122,83	0,72	0,6

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,102	0,104	0,002	2,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	123,55	125,08	1,53	1,2

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,102	0,11	0,008	7,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	123,55	143,03	19,48	15,8

	NODO 11			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,102	0,106	0,004	3,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	123,55	131,1	7,55	6,1

- NODO 12

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,038	0,0384	0,0004	1,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	53,16	55,23	2,07	3,9

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,038	0,0382	0,0002	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	53,16	52,92	0,24	0,5

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,038	0,04	0,002	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	53,16	53,17	0,01	0,0

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,038	0,041	0,003	7,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	53,16	60,99	7,83	14,7

	NODO 12			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,038	0,0404	0,0024	6,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	53,16	59,4	6,24	11,7

- NODO 13

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00098	0,0013	0,00032	32,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,000026	1E-06	4,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	2,58	0,72	38,7

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00098	0,001	2E-05	2,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,000027	0,000002	8,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	1,96	0,1	5,4

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00098	0,00133	0,00035	35,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,000028	0,000003	12,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	2,68	0,82	44,1

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00098	0,00109	0,00011	11,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,000026	1E-06	4,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	2,11	0,25	13,4

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00098	0,00246	0,00148	151,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,000028	0,000003	12,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,86	4,9	3,04	163,4

- NODO 14

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,088	0,003	3,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,35	144,66	9,31	6,9

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,096	0,011	12,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,35	144,08	8,73	6,4

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,089	0,004	4,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,35	150,28	14,93	11,0

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,09	0,005	5,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,35	166,43	31,08	23,0

	NODO 14			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,085	0,092	0,007	8,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,35	149,32	13,97	10,3

- NODO 15

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,164	0,17	0,006	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	263,41	280,98	17,57	6,7

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,164	0,167	0,003	1,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	263,41	281,7	18,29	6,9

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,164	0,171	0,007	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	263,41	293,15	29,74	11,3

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,164	0,174	0,01	6,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	263,41	321,51	58,1	22,1

	NODO 15			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,164	0,173	0,009	5,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	263,41	287,92	24,51	9,3

- NODO 16

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,188	0,194	0,006	3,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000058	0,000006	0,0000002	3,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	320,7	20,5	6,8

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,188	0,191	0,003	1,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000058	0,0000058	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	322,8	22,6	7,5

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,188	0,195	0,007	3,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000058	0,0000059	1E-07	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	336,1	35,9	12,0

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,188	0,199	0,011	5,9
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000058	0,0000065	7E-07	12,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	366,24	66,04	22,0

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,188	0,198	0,01	5,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000058	0,0000061	0,0000003	5,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	300,2	328,45	28,25	9,4

- NODO 17

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,14	0,145	0,005	3,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,85	237,88	16,03	7,2

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,14	0,143	0,003	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,85	240,43	18,58	8,4

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,14	0,146	0,006	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,85	250,67	28,82	13,0

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,14	0,147	0,007	5,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,85	271,46	49,61	22,4

	NODO 17			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,14	0,148	0,008	5,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	221,85	244,12	22,27	10,0

- NODO 18

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,078	0,003	4,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,01	127,13	9,12	7,7

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,077	0,002	2,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,01	128,89	10,88	9,2

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,079	0,004	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,01	134,69	16,68	14,1

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,079	0,004	5,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,01	144,87	26,86	22,8

	NODO 18			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,075	0,08	0,005	6,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	118,01	130,86	12,85	10,9

- NODO 19

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000074	0,000075	1E-06	1,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,00004	3E-06	8,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,16	0	0,0

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000074	0,000075	1E-06	1,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,000039	0,000002	5,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,16	0	0,0

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000074	0,000075	1E-06	1,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,000041	0,000004	10,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,16	0	0,0

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000074	0,000087	0,000013	17,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,00004	3E-06	8,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,19	0,03	18,8

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000074	0,000075	1E-06	1,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,000037	0,00004	3E-06	8,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,16	0,16	0	0,0

- NODO A

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000009	0,00001	0,000001	11,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,000009	0,00001	0,000001	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,078	0,001	1,3

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000009	0,000009	0	0,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000009	0,000021	0,000012	133,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,078	0,001	1,3

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000009	0,00001	0,000001	11,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,000009	0,000022	0,000013	144,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,085	0,006	7,6

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000009	0,000014	0,000005	55,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,000009	0,000014	0,000005	55,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,01	0,069	87,3

	NODO A			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000009	0,000011	0,000002	22,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000009	0,000023	0,000014	155,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,079	0,085	0,006	7,6

- NODO B

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0383	0,0399	0,0016	4,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	88,11	104,22	16,11	18,3

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0383	0,0395	0,0012	3,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	88,11	92,61	4,5	5,1

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0383	0,0412	0,0029	7,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	88,11	101,71	13,6	15,4

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0383	0,0262	0,0121	31,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	88,11	85,64	2,47	2,8

	NODO B			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0383	0,0419	0,0036	9,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	88,11	111,26	23,15	26,3

- NODO C

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0829	0,0847	0,0018	2,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	185,01	206	20,99	11,3

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0829	0,0845	0,0016	1,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	185,01	194,33	9,32	5,0

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0829	0,088	0,0051	6,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	185,01	218,39	33,38	18,0

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0829	0,0584	0,0245	29,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	185,01	187,75	2,74	1,5

	NODO C			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0829	0,089	0,0061	7,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	185,01	231,15	46,14	24,9

- NODO D

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,096	0,099	0,003	3,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000028	1E-07	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	214,18	236,23	22,05	10,3

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,096	0,098	0,002	2,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000028	1E-07	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	214,18	221,38	7,2	3,4

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,096	0,102	0,006	6,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000028	1E-07	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	214,18	249,55	35,37	16,5

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,096	0,07	0,026	27,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000019	0,0000008	29,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	214,18	217,42	3,24	1,5

	NODO D			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,096	0,103	0,007	7,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000027	0,0000028	1E-07	3,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	214,18	259,94	45,76	21,4

- NODO E

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0744	0,0768	0,0024	3,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	161,92	182,73	20,81	12,9

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0744	0,0759	0,0015	2,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	161,92	170,24	8,32	5,1

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0744	0,0793	0,0049	6,6
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	161,92	193,14	31,22	19,3

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0744	0,0543	0,0201	27,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	161,92	169,79	7,87	4,9

	NODO E			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0744	0,0802	0,0058	7,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	161,92	193,72	31,8	19,6

- NODO F

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00047	0,00046	1E-05	2,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,000018	0,00002	0,000002	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,25	1,38	0,13	10,4

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00047	0,00061	0,00014	29,8
ROTAZIONE [rad/s]	0,000018	0,00002	0,000002	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,25	1,72	0,47	37,6

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00047	0,0006	0,00013	27,7
ROTAZIONE [rad/s]	0,000018	0,000021	0,000003	16,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,25	1,87	0,62	49,6

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00047	0,00035	0,00012	25,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000018	0,000016	0,000002	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,25	0,05	1,2	96,0

	NODO G			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00047	0,00046	1E-05	2,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,000018	0,00002	0,000002	11,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,25	1,44	0,19	15,2

- NODO H

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0285	0,0292	0,0007	2,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	65,98	73,11	7,13	10,8

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0285	0,029	0,0005	1,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	65,98	65,32	0,66	1,0

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0285	0,0291	0,0006	2,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	65,98	76,49	10,51	15,9

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0285	0,0245	0,004	14,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	65,98	54,07	11,91	18,1

	NODO H			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0285	0,0308	0,0023	8,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	65,98	77,47	11,49	17,4

- NODO I

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0587	0,0598	0,0011	1,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	116,37	117,56	1,19	1,0

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0587	0,0592	0,0005	0,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	116,37	114,16	2,21	1,9

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0587	0,0597	0,001	1,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	116,37	116,66	0,29	0,2

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0587	0,0509	0,0078	13,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	116,37	122,62	6,25	5,4

	NODO I			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0587	0,0632	0,0045	7,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	116,37	114,32	2,05	1,8

- NODO J

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,07	0,071	0,001	1,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000022	0,0000021	0,0000001	4,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,65	131,75	3,9	2,9

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,07	0,07	0	0,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000022	0,0000022	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,65	120,81	14,84	10,9

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,07	0,071	0,001	1,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000022	0,0000022	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,65	129,7	5,95	4,4

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,07	0,062	0,008	11,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000022	0,0000018	0,0000004	18,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,65	142,39	6,74	5,0

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,07	0,075	0,005	7,1
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000022	0,0000021	0,0000001	4,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,65	144,11	8,46	6,2

- NODO K

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0525	0,0538	0,0013	2,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	109,61	110,61	1	0,9

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0525	0,0529	0,0004	0,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	109,61	111,31	1,7	1,6

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0525	0,0545	0,002	3,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	109,61	112,29	2,68	2,4

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0525	0,0475	0,005	9,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	109,61	112,67	3,06	2,8

	NODO K			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0525	0,0571	0,0046	8,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	109,61	111,74	2,13	1,9

- NODO L

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0197	0,0205	0,0008	4,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	45,85	49,48	3,63	7,9

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0197	0,0197	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	45,85	44,04	1,81	3,9

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0197	0,0205	0,0008	4,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	45,85	50,66	4,81	10,5

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0197	0,0185	0,0012	6,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	45,85	49,96	4,11	9,0

	NODO L			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0197	0,0222	0,0025	12,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	45,85	52,05	6,2	13,5

- NODO M

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00043	0,00054	0,00011	25,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000015	0,000001	7,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,16	1,51	0,35	30,2

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00043	0,00042	1E-05	2,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000014	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,16	1,23	0,07	6,0

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00043	0,00055	0,00012	27,9
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000015	0,000001	7,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,16	1,71	0,55	47,4

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00043	0,0003	0,00013	30,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000014	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,16	1,28	0,12	10,3

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00043	0,001	0,00057	132,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,000014	0,000016	0,000002	14,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,16	3,05	1,89	162,9

- NODO N

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0373	0,0416	0,0043	11,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	83,83	114,08	30,25	36,1

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0373	0,0385	0,0012	3,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	83,83	99,83	16	19,1

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0373	0,0431	0,0058	15,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	83,83	124,51	40,68	48,5

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0373	0,0371	0,0002	0,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	83,83	88,26	4,43	5,3

	NODO N			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0373	0,0456	0,0083	22,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	83,83	128,52	44,69	53,3

- NODO O

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0769	0,0809	0,004	5,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	163,79	209,78	45,99	28,1

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0769	0,0768	0,0001	0,1
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	163,79	183,57	19,78	12,1

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0769	0,0817	0,0048	6,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	163,79	230,88	67,09	41,0

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0769	0,069	0,0079	10,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	163,79	161,18	2,61	1,6

	NODO O			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0769	0,0846	0,0077	10,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	163,79	237,2	73,41	44,8

- NODO P

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,095	0,102	0,007	7,4
ROTAZIONE [rad/s]	0,000002	0,000002	0	0,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	181,82	217,03	35,21	19,4

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,095	0,099	0,004	4,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000002	0,0000019	1E-07	5,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	181,82	197,49	15,67	8,6

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,095	0,105	0,01	10,5
ROTAZIONE [rad/s]	0,000002	0,0000019	1E-07	5,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	181,82	259,53	77,71	42,7

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,095	0,092	0,003	3,2
ROTAZIONE [rad/s]	0,000002	0,0000023	0,0000003	15,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	181,82	201,79	19,97	11,0

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,095	0,106	0,011	11,6
ROTAZIONE [rad/s]	0,000002	0,000021	0,000019	950,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	181,82	267,87	86,05	47,3

- NODO Q

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0735	0,0756	0,0021	2,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,16	174,67	39,51	29,2

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0735	0,0742	0,0007	1,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,16	150,99	15,83	11,7

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0735	0,0779	0,0044	6,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,16	192,68	57,52	42,6

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0735	0,0702	0,0033	4,5
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,16	137,86	2,7	2,0

	NODO Q			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,0735	0,0806	0,0071	9,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	135,16	199,59	64,43	47,7

- NODO R

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,041	0,043	0,002	4,9
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	72,84	94,56	21,72	29,8

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,041	0,042	0,001	2,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	72,84	79,79	6,95	9,5

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,041	0,044	0,003	7,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	72,84	104,11	31,27	42,9

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,041	0,037	0,004	9,8
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	72,84	79,03	6,19	8,5

	NODO R			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,041	0,046	0,005	12,2
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	72,84	109,98	37,14	51,0

- NODO S

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 1	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000012	0,000012	0	0,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000025	0,000002	8,7
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,068	0,072	0,004	5,9

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 2	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000012	0,000012	0	0,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000024	0,000001	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,068	0,072	0,004	5,9

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 3	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000012	0,000012	0	0,0
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000026	0,000003	13,0
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,068	0,078	0,01	14,7

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 4	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000012	0,000008	0,000004	33,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000022	0,000001	4,3
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,068	0,092	0,024	35,3

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONI	VARIAZIONE 5	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000012	0,000013	1E-06	8,3
ROTAZIONE [rad/s]	0,000023	0,000027	0,000004	17,4
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,068	0,077	0,009	13,2

6.4. Commenti

A fronte dei risultati ottenuti da questa analisi, si possono trarre alcune conclusioni. Se si considera la *VARIAZIONE 5*, ovvero la condizione di danno in cui si abbatte del 95% la rigidità dell'ultimo strato della pila interrata 1, la differenza, in termini di abbassamento e rotazione dei nodi considerati rispetto alla condizione di non danneggiamento, è sempre molto ridotta. Si può dire che non si ha praticamente nessun effetto dovuto a questo abbattimento di rigidità.

La ragione di questo può essere ricercata nel fatto che il volume dell'elemento di cui si considera l'abbattimento della rigidità, è un volume molto grande, in ragione del fatto che la pila interrata è stata pensata come un plinto a setto di fondazione per il ponte. Quindi, anche considerando un abbattimento della rigidità del 95%, lo strato di pila interrata danneggiato non riesce ad essere soffice a sufficienza e quindi l'abbassamento dell'intera pila non sarà così evidente.

Per questo motivo si andranno a considerare altre condizioni di danno più estreme al fine di ottenere delle differenze, in termini di abbassamento e rotazione, tra le condizioni di danno e la condizione non danneggiata, più elevate e che permettano di individuare delle soglie di risposta più facilmente riconoscibili dai sensori che verranno installati sulla struttura in una fase di monitoraggio. Queste nuove condizioni di danno saranno considerate per valutare al meglio il fenomeno dello scalzamento delle pile.

6.5. Analisi per lo scalzamento

In questo capitolo si considererà soltanto il passaggio di un pullman.

Come anticipato nel paragrafo precedente, si introducono tre nuove condizioni di danno:

- 1) **VARIAZIONE 6:** Abbattimento del 100000% del modulo elastico del calcestruzzo dell'ultimo strato della pila interrata 1. Si considera quindi un valore di modulo elastico pari a $0,0003 \frac{kN}{mm^2}$.
- 2) **VARIAZIONE 7:** Abbattimento del 100000% del modulo elastico del calcestruzzo di metà dell'ultimo strato della pila interrata 1. Si considera quindi un valore di modulo elastico pari a $0,0003 \frac{kN}{mm^2}$ soltanto per metà della lunghezza della pila interrata in direzione trasversale.
- 3) **VARIAZIONE 8:** rimozione del vincolo incastro alla base di metà della pila interrata 1. In questo caso il modulo elastico del calcestruzzo non si fa variare e rimane pari a $30 \frac{kN}{mm^2}$.

La variazione 6 è una condizione di danno estrema, in cui si simula un completo scalzamento della pila 1. Questo è stato simulato attraverso l'inserimento di un layer soffice in corrispondenza di tutta la lunghezza della pila interrata 1.

La variazione 7 è una condizione meno estrema rispetto alla variazione 6, infatti la lunghezza del layer soffice si estende soltanto per metà della lunghezza della pila interrata.

La variazione 8 è la condizione che meglio simula il fenomeno dello scalzamento, in quanto viene a mancare l'appoggio di una porzione della pila col terreno sottostante. Si considera come una variazione sulla rigidezza della pila interrata 1 per ragioni di simmetria della struttura. Si considereranno, in questa analisi, soltanto i nodi:

- 13, *M*, in corrispondenza della pila 1;
- 10, *J*, in corrispondenza della mezzeria della campata centrale;
- 16, *P*, in corrispondenza della mezzeria della terza campata;
- 19, *S*, in corrispondenza della spalla di valle del ponte.

Le variazioni 7 e 8 influenzeranno in maniera meno significativa i nodi M, J, P, S, in quanto essi appartengono alla porzione di struttura sotto la quale la pila interrata non è danneggiata.

Fatta eccezione per l'andamento dei diagrammi relativi alla variazione 6, i quali verranno mostrati in seguito, le storie temporali delle altre variazioni seguiranno un andamento congruo a quanto spiegato nel capitolo 6.2.1.

Di seguito si riportano i risultati delle differenze di picchi di abbassamento, rotazione e accelerazione delle storie temporali relative ai nodi considerati e per ogni danneggiamento ipotizzato. Per ogni nodo si riporta:

- 1) Il valore del picco di abbassamento, rotazione e accelerazione nella configurazione non danneggiata,
- 2) Il valore del picco di abbassamento, rotazione e accelerazione nella configurazione di danno considerata ('variazione 6', 'variazione 7', 'variazione 8'),
- 3) La differenza tra i due valori di picco,
- 4) La differenza in percentuale tra i due valori di picco.

Essendo la variazione 6 una condizione estrema, si registrano delle differenze in termini di abbassamento e rotazione molto grandi. La risposta della struttura in termini di storia temporale sarà infatti molto distante da quella che si ottiene nella configurazione non danneggiata. L'andamento dei diagrammi segue lo stesso schema sopra esposto, con la differenza che le oscillazioni saranno molto più grandi e anche il tempo impiegato dalla struttura per smorzare la risposta sarà molto più elevato. Infatti, nella configurazione non danneggiata si avrà un tempo di smorzamento pari a circa 5 s; mentre se si considera la variazione 6, il tempo di smorzamento è pari a circa 20 s.

Per quanto riguarda l'accelerazione la differenza con la configurazione non danneggiata è minore.

- NODO 10

Essendo il nodo 10 in corrispondenza della mezzeria della campata centrale, l'abbassamento sarà negativo quando il veicolo transita su di essa, ovvero nell'intervallo di tempo che va da 2,5 s a 5 s circa. Quando invece il veicolo transita sulle campate di monte e di valle l'abbassamento sarà positivo.

Per tutti i casi il picco di risposta si ha all'incirca a 3,7 s, ovvero in corrispondenza del veicolo nella campata centrale.

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,687	0,601	698,84
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,00009	0,0000861	2207,69
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	105,08	293,4	188,32	179,22

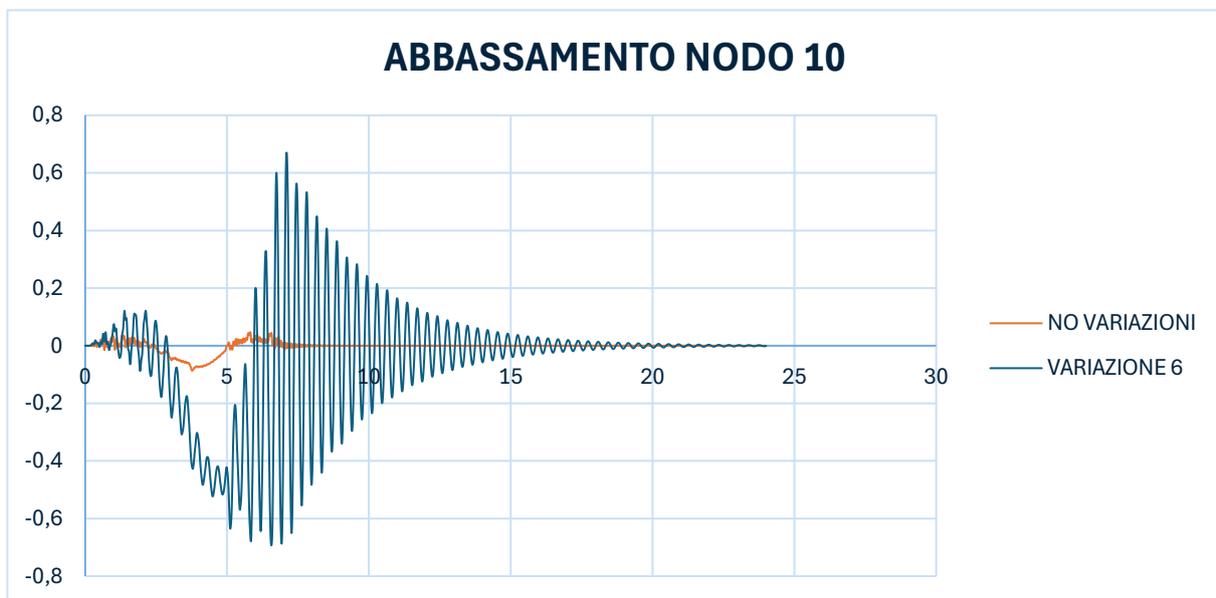


Figura 112. Abbassamento nodo 10

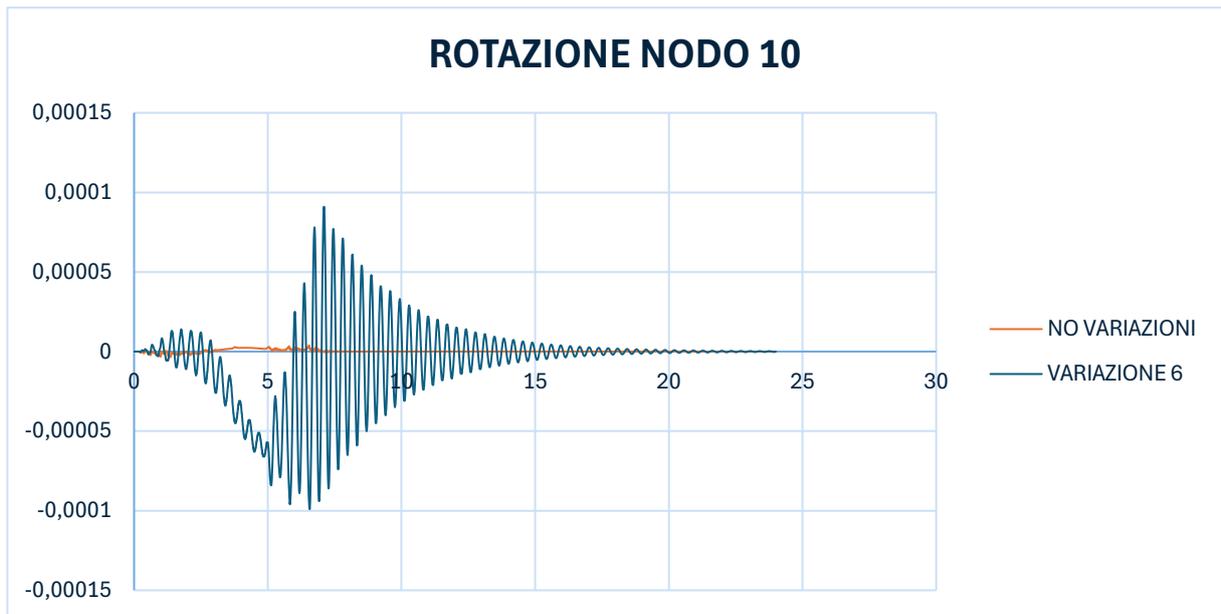


Figura 113. Rotazione nodo 10

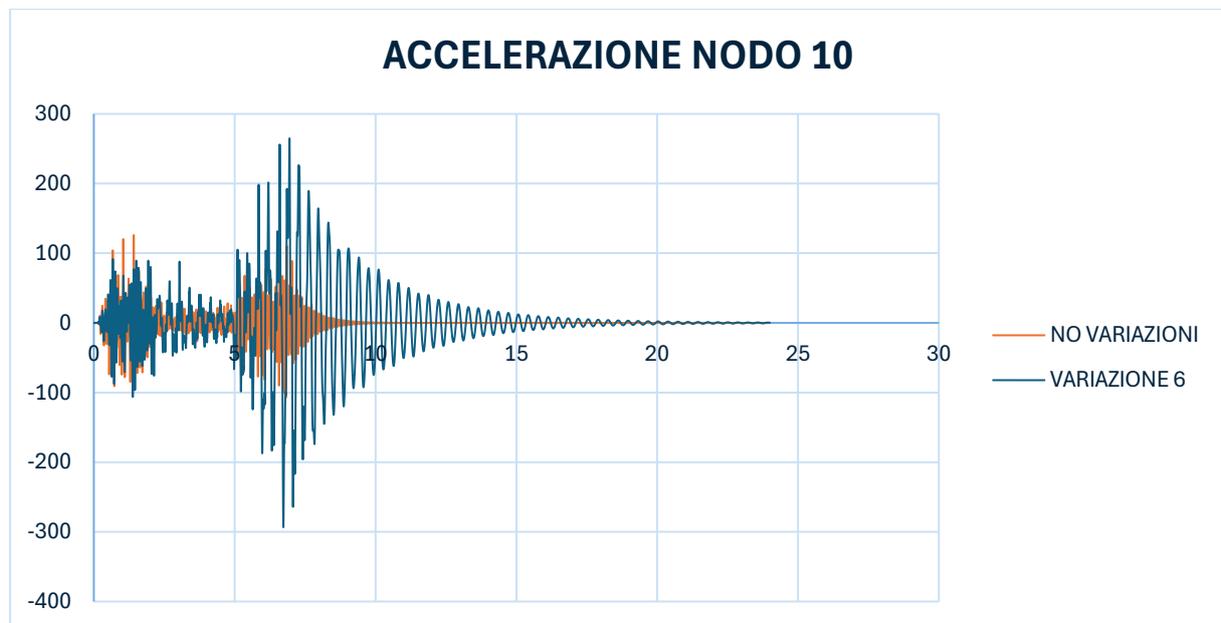


Figura 114. Accelerazione nodo 10

	NODO 10			
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	DIFFERENZA [%]
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,09	0,004	4,65
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,0000031	0,0000008	20,51
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	105,08	118,75	13,67	13,01

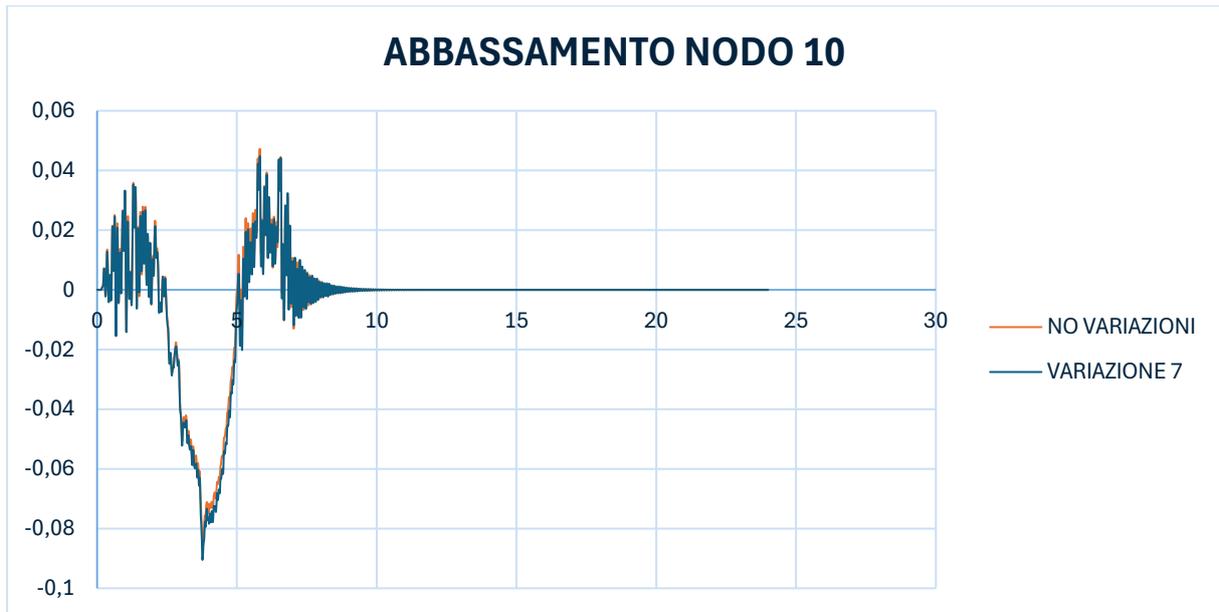


Figura 115. Abbassamento nodo 10

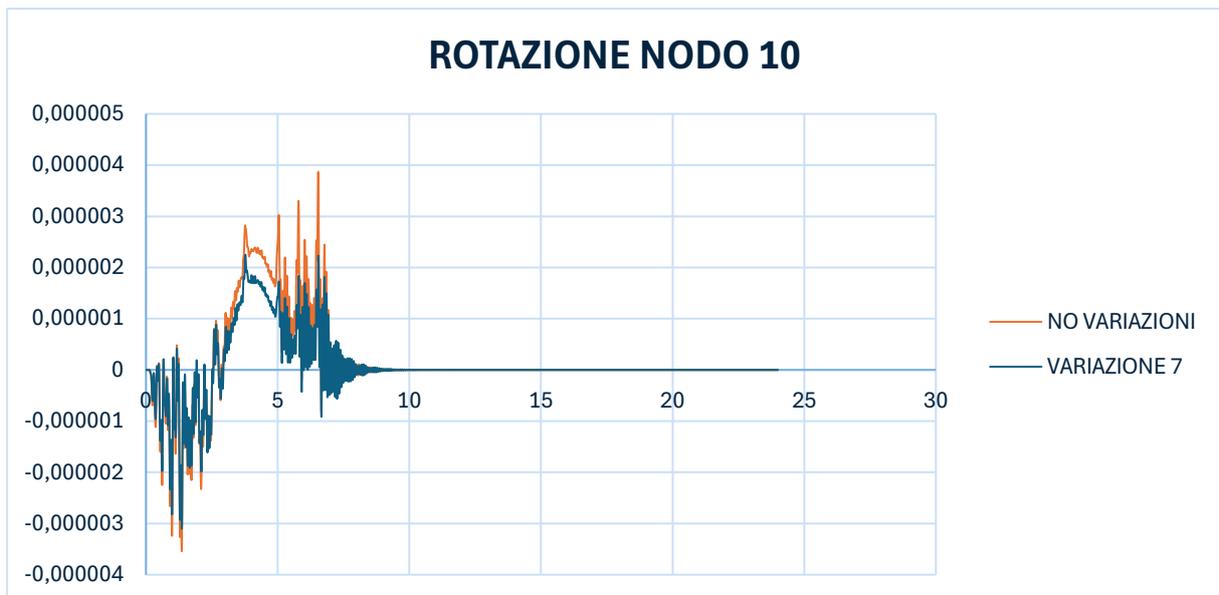


Figura 116. Rotazione nodo 10

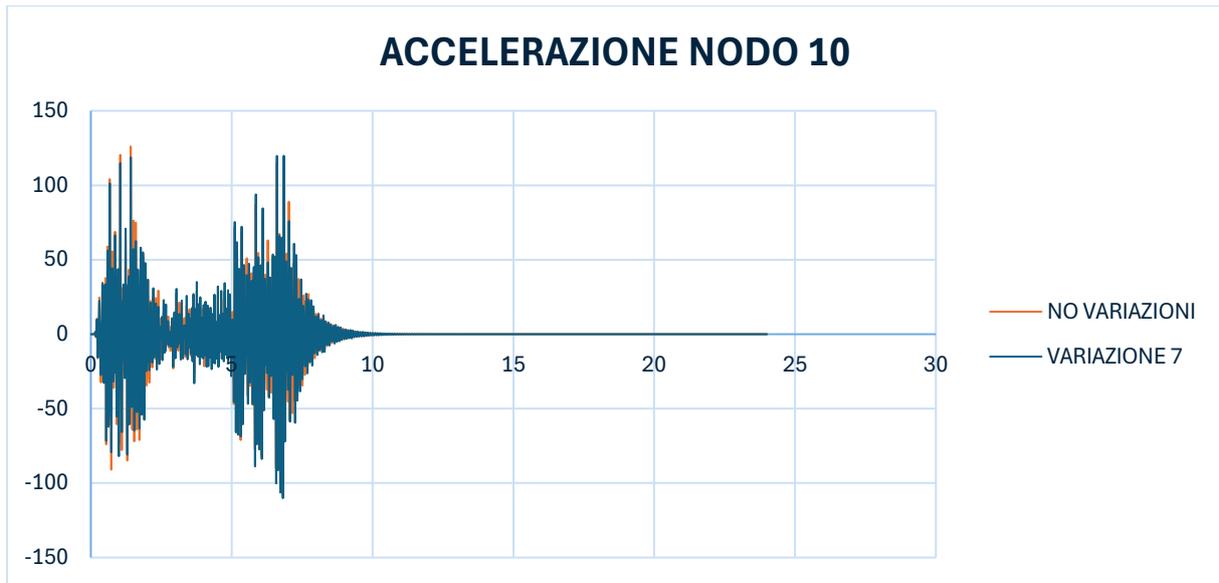


Figura 117. Accelerazione nodo 10

	NODO 10			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,086	0,09	0,004	4,65
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000039	0,0000036	0,0000003	7,69
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	105,08	118,99	13,91	13,24

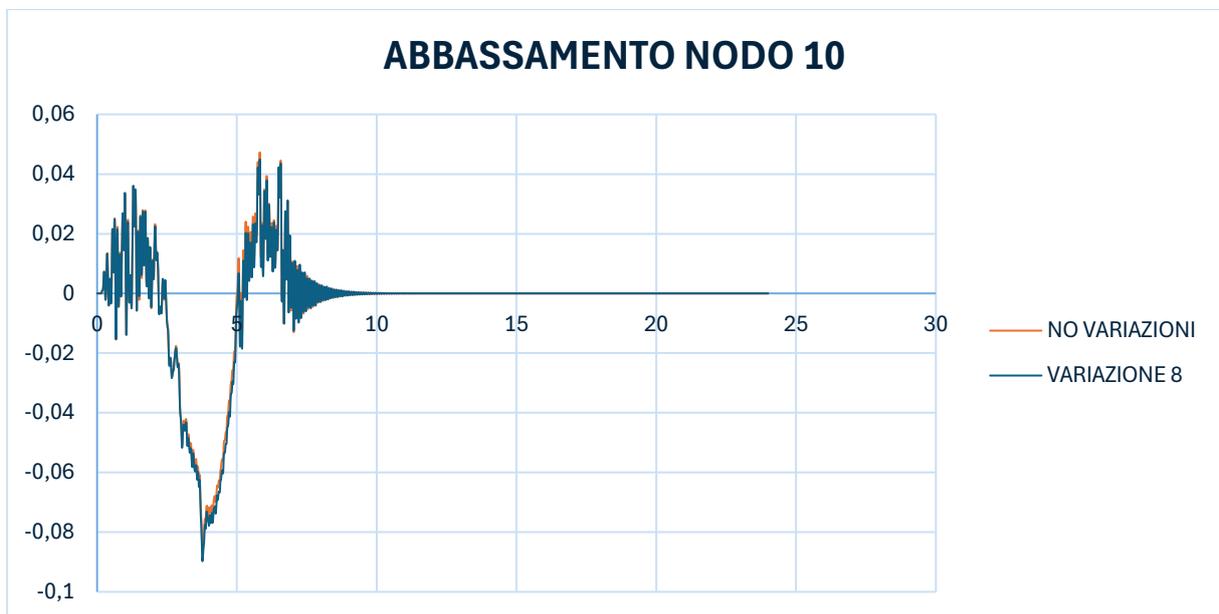


Figura 118. Abbassamento nodo 10

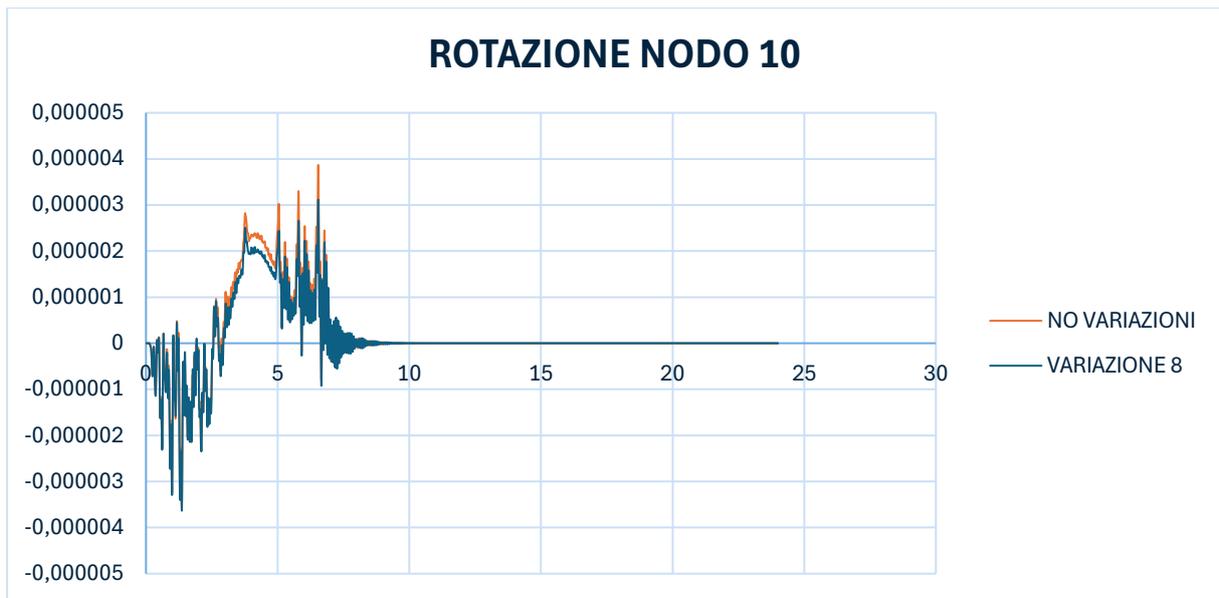


Figura 119. Rotazione nodo 10

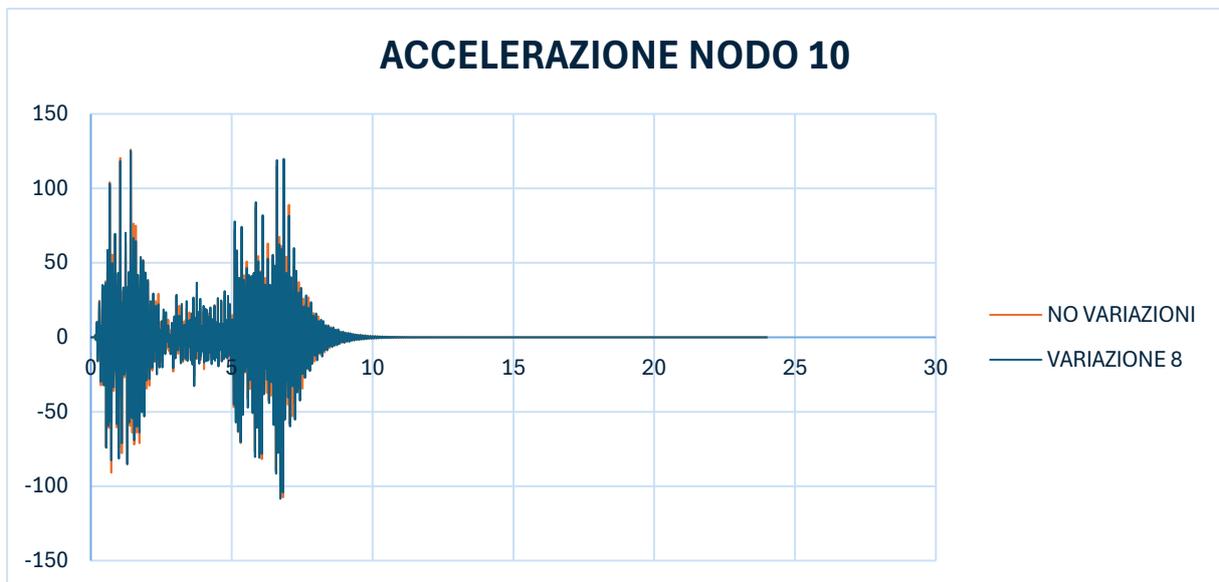


Figura 120. Accelerazione nodo 10

Per quanto riguarda le variazioni 7 e 8 le differenze, in termini di evoluzione delle storie temporali, non saranno differenti dalla condizione non danneggiata, se non in termini di picchi massimi riportati nelle tabelle.

- *NODO 13*

Il nodo 13 è in corrispondenza della pila che subisce il danneggiamento. I valori di picco vengono sempre letti in corrispondenza di circa 6,5 s. Questo nodo sarà quello nel quale si registrano le differenze maggiori.

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00114	1,268	1,26686	111128,07
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000039	0,000004	11,43
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	2,01	367,74	365,73	18195,52

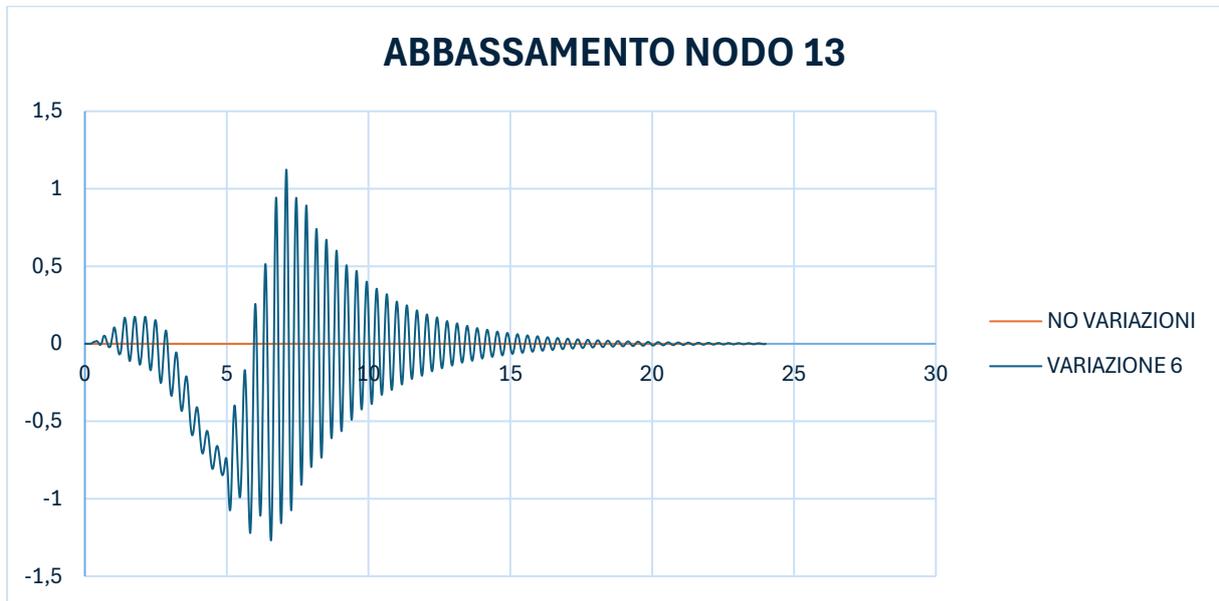


Figura 115. Abbassamento nodo 13

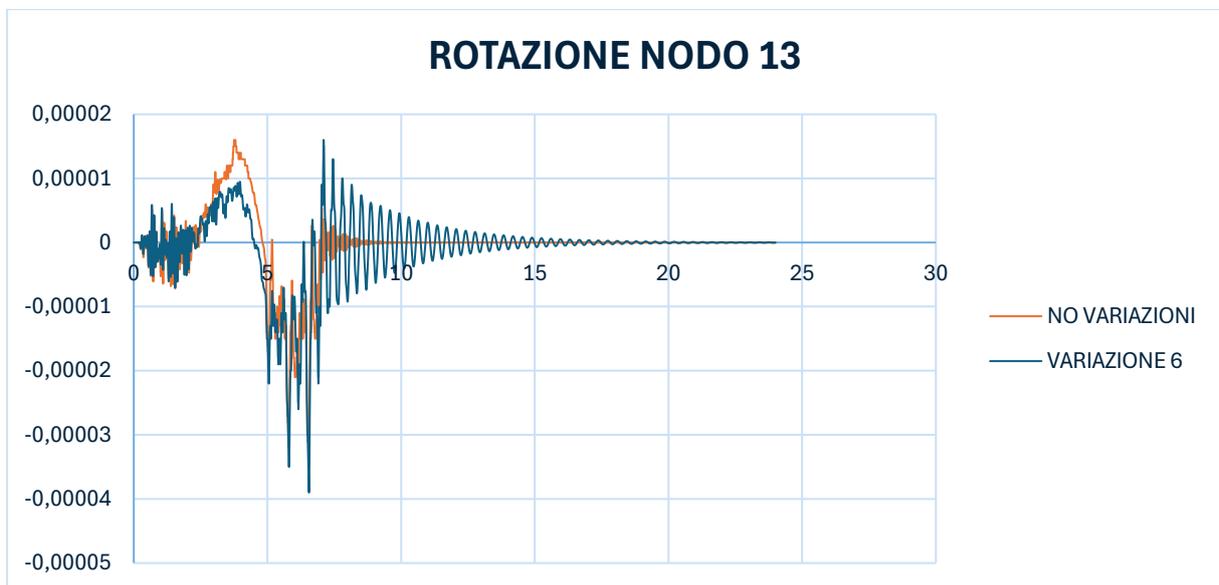


Figura 116. Rotazione nodo 13

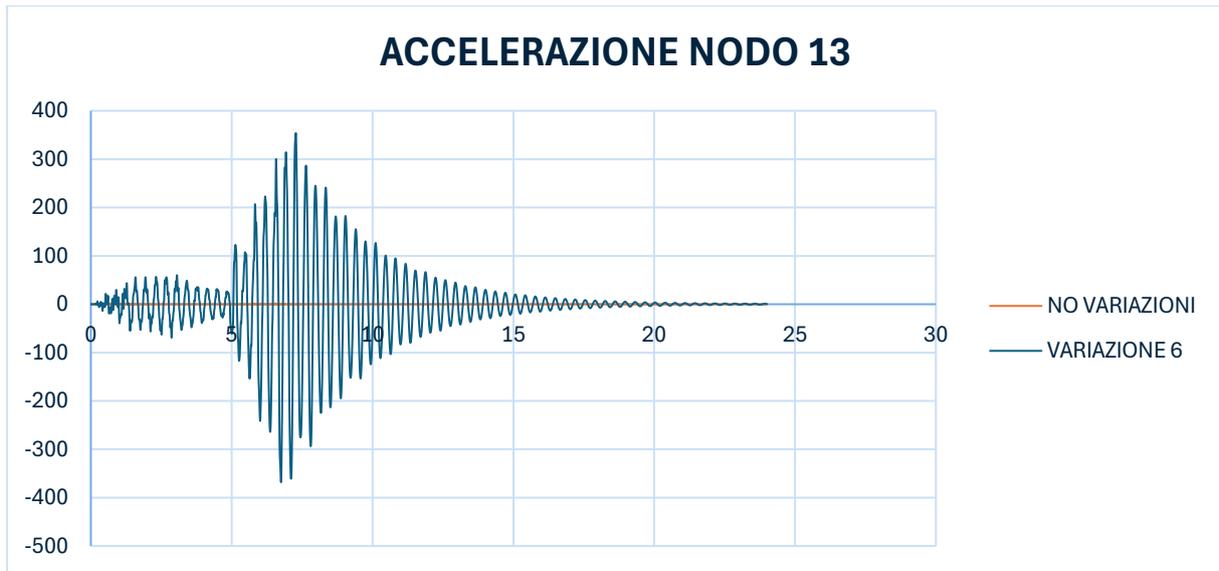


Figura 117. Accelerazione nodo 13

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00114	0,01604	0,0149	1307,02
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000036	0,000001	2,86
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	2,01	31,42	29,41	1463,18

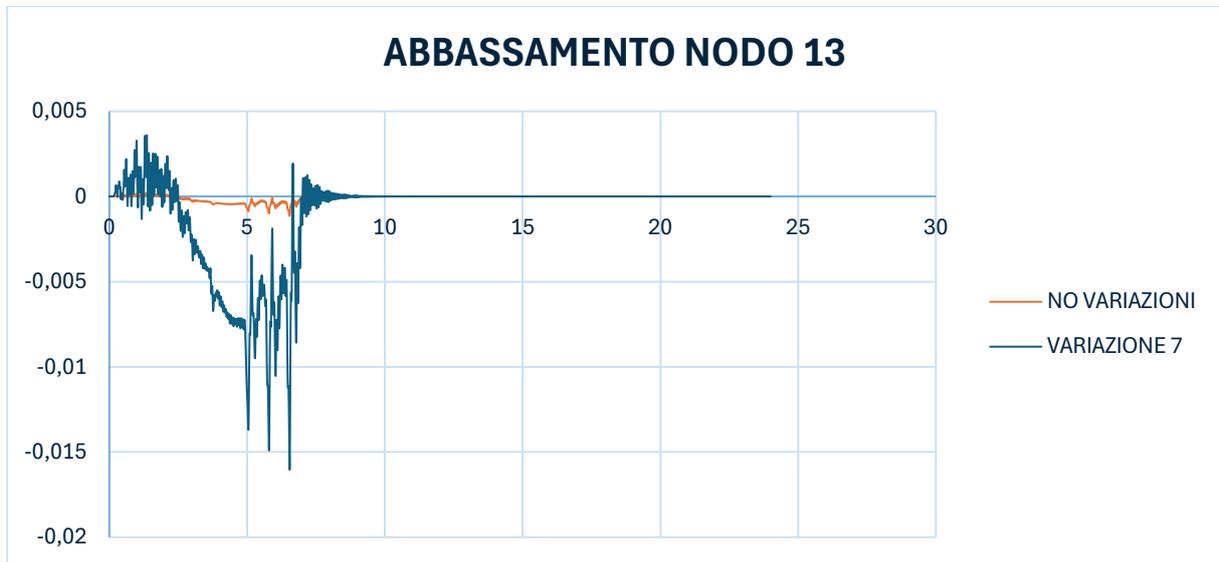


Figura 118. Abbassamento nodo 13

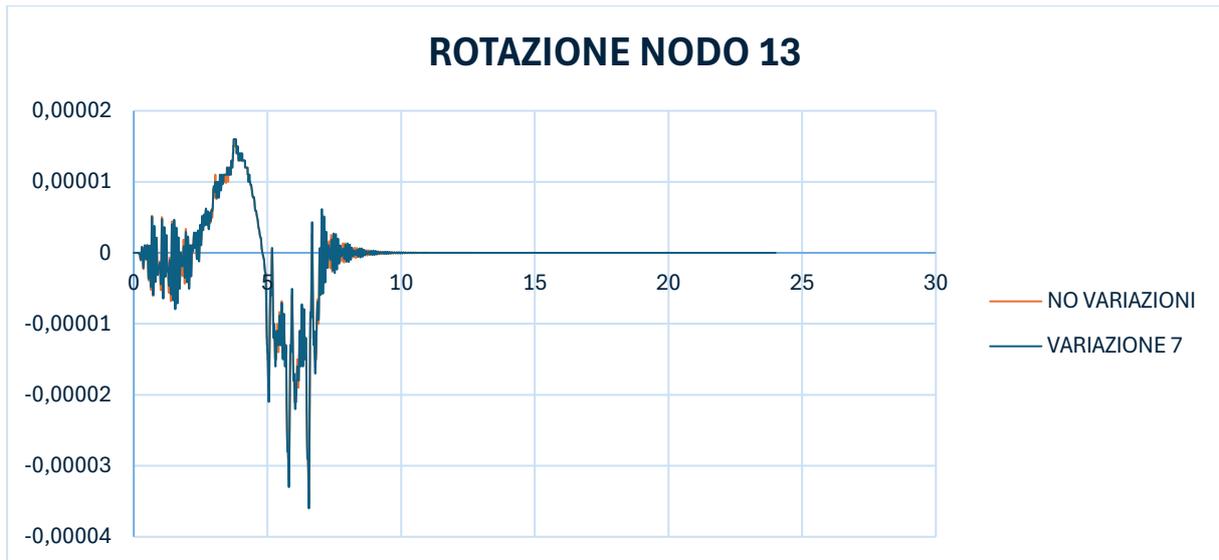


Figura 119. Rotazione nodo 13

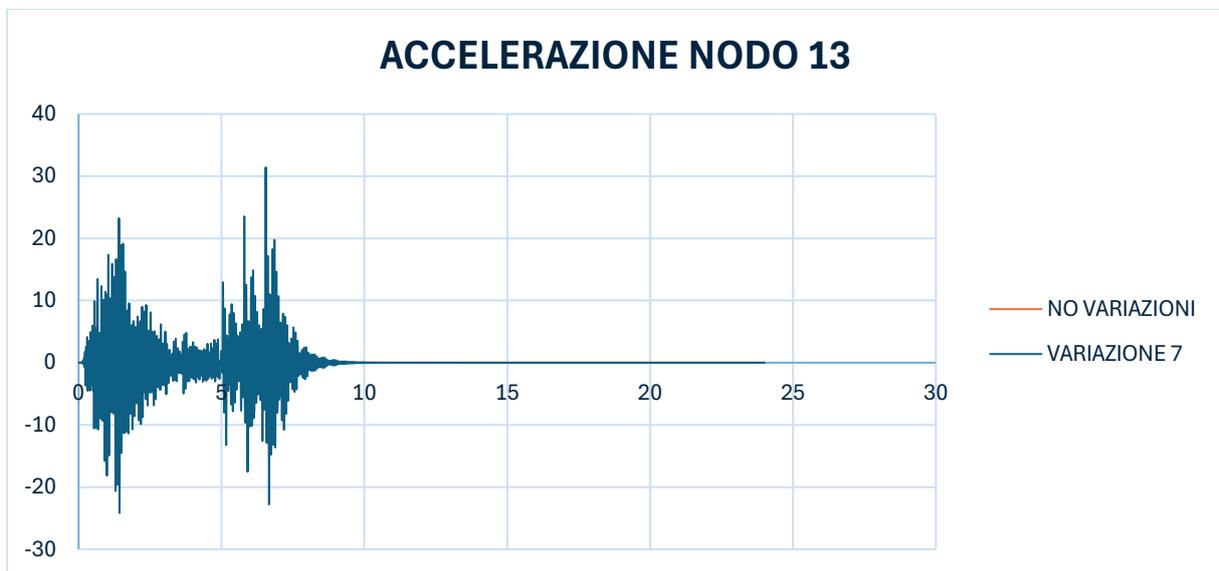


Figura 120. Accelerazione nodo 13

	NODO 13			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00114	0,01042	0,00928	814,04
ROTAZIONE [rad/s]	0,000035	0,000036	0,000001	2,86
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	2,01	18,65	16,64	827,86

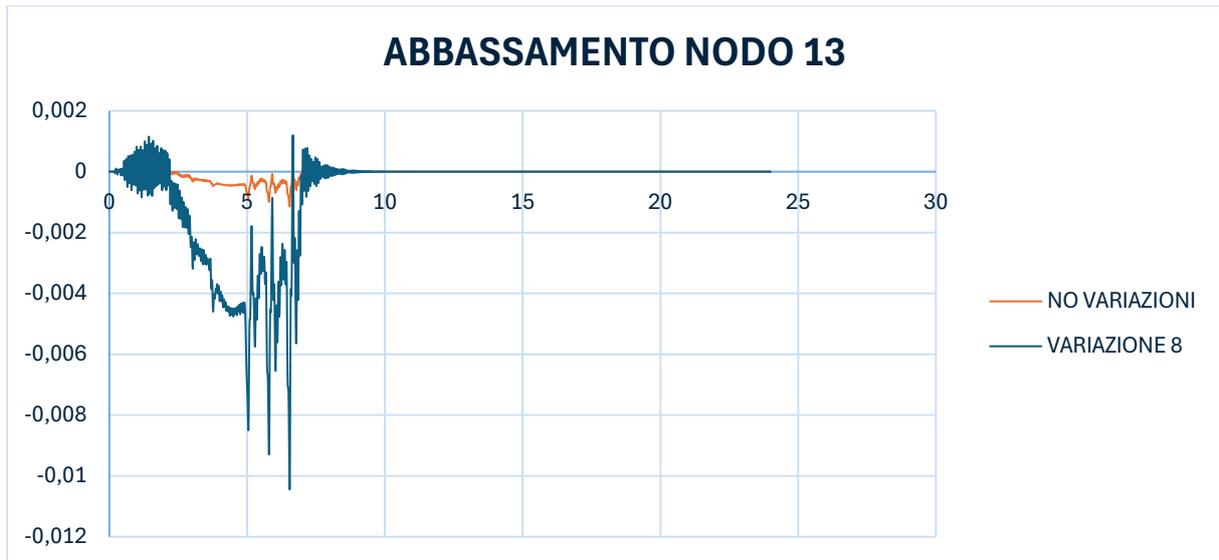


Figura 121. Abbassamento nodo 13

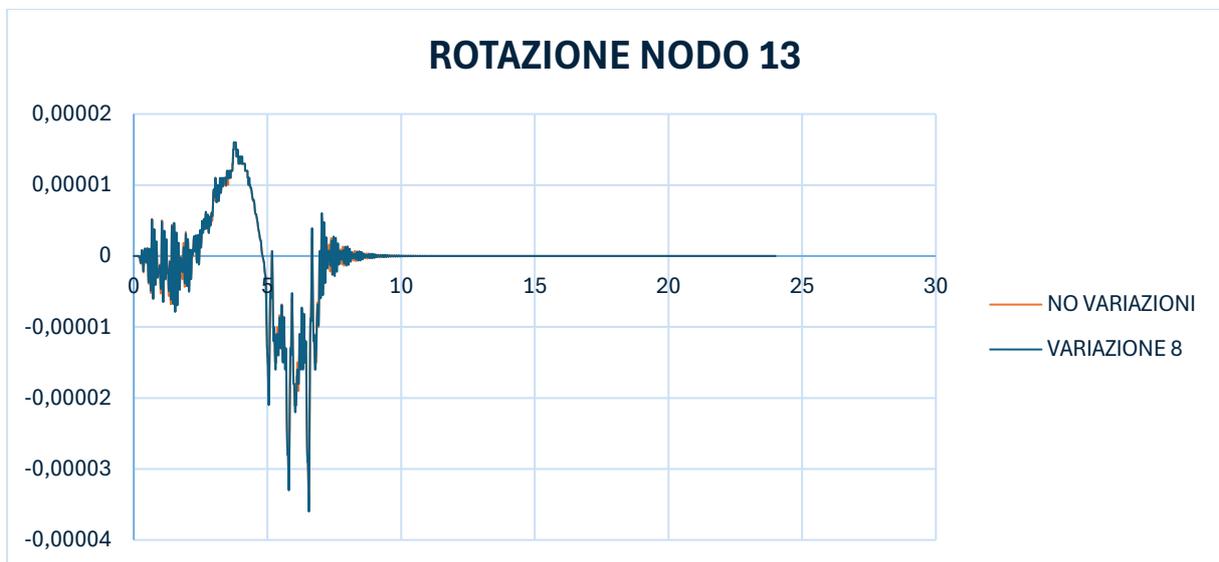


Figura 122. Rotazione nodo 13

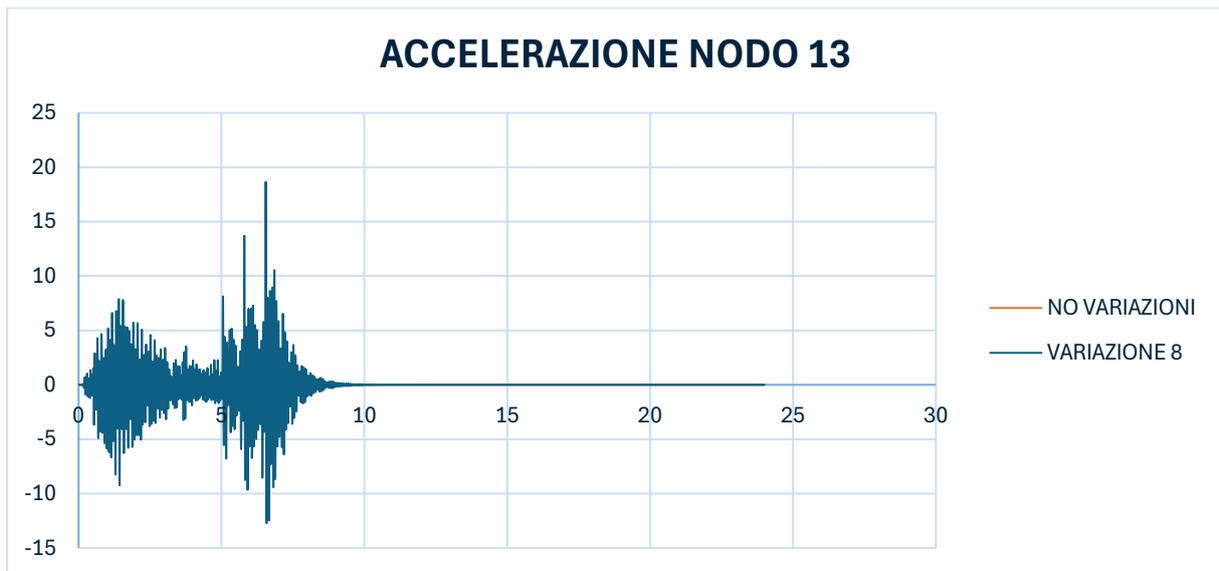


Figura 123. Accelerazione nodo 13

- NODO 16

Il nodo 16 è in corrispondenza della mezzeria della terza campata. I valori di picco vengono sempre letti in corrispondenza di circa 6,5 s.

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,212	0,996	0,784	369,81
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000051	0,00011	0,0001049	2056,86
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	309,29	340,18	30,89	9,99

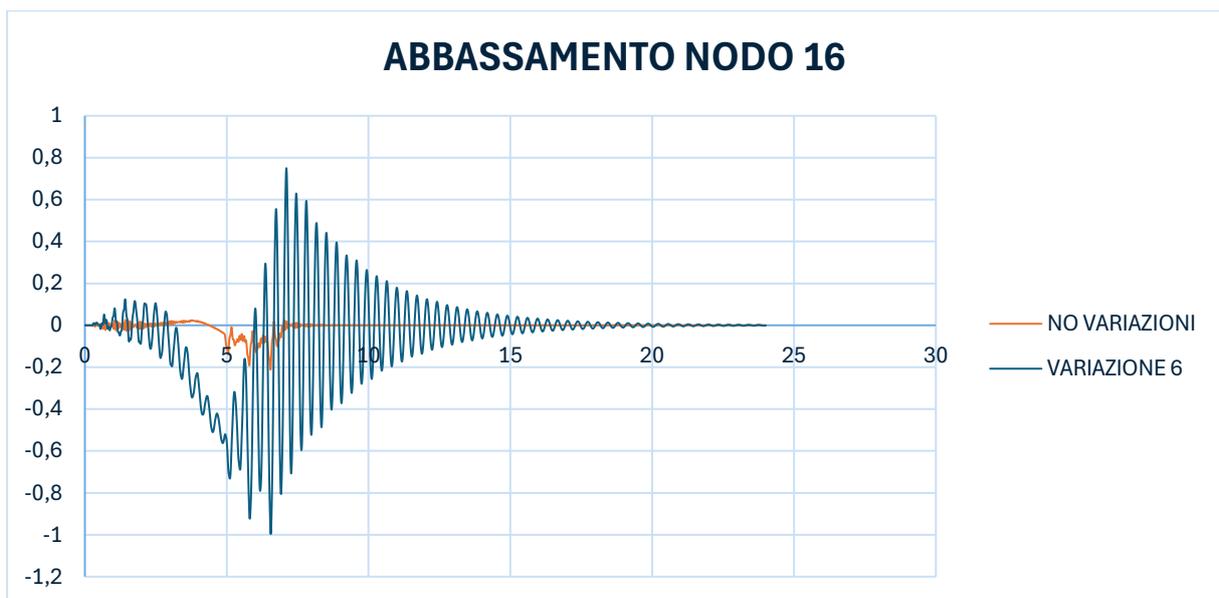


Figura 124. Abbassamento nodo 16

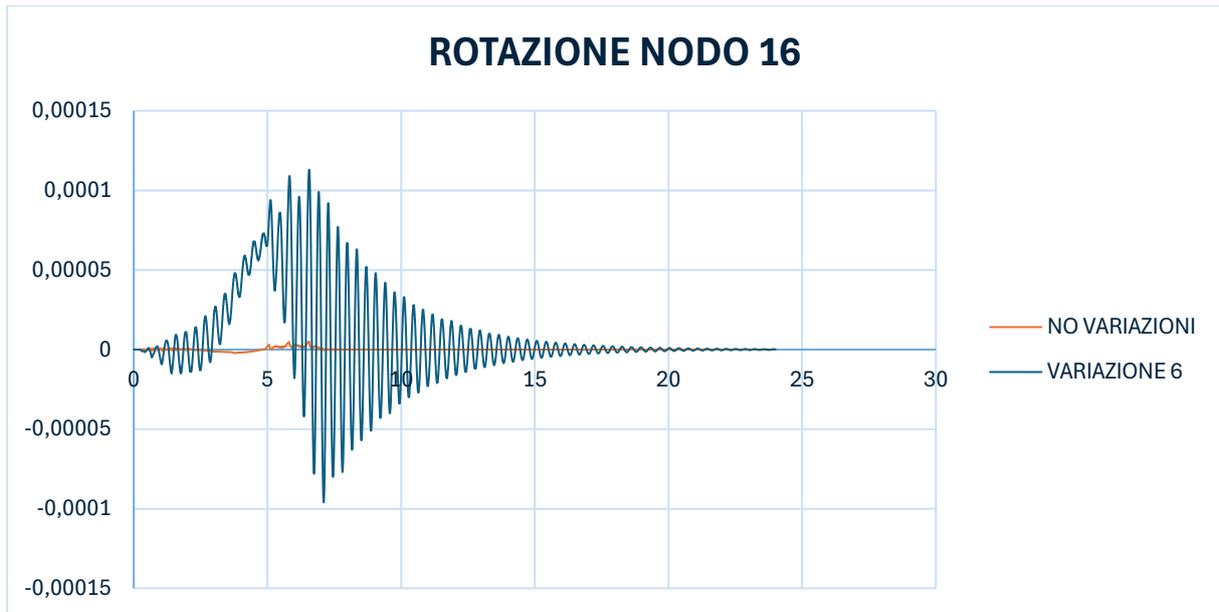


Figura 125. Rotazione nodo 16

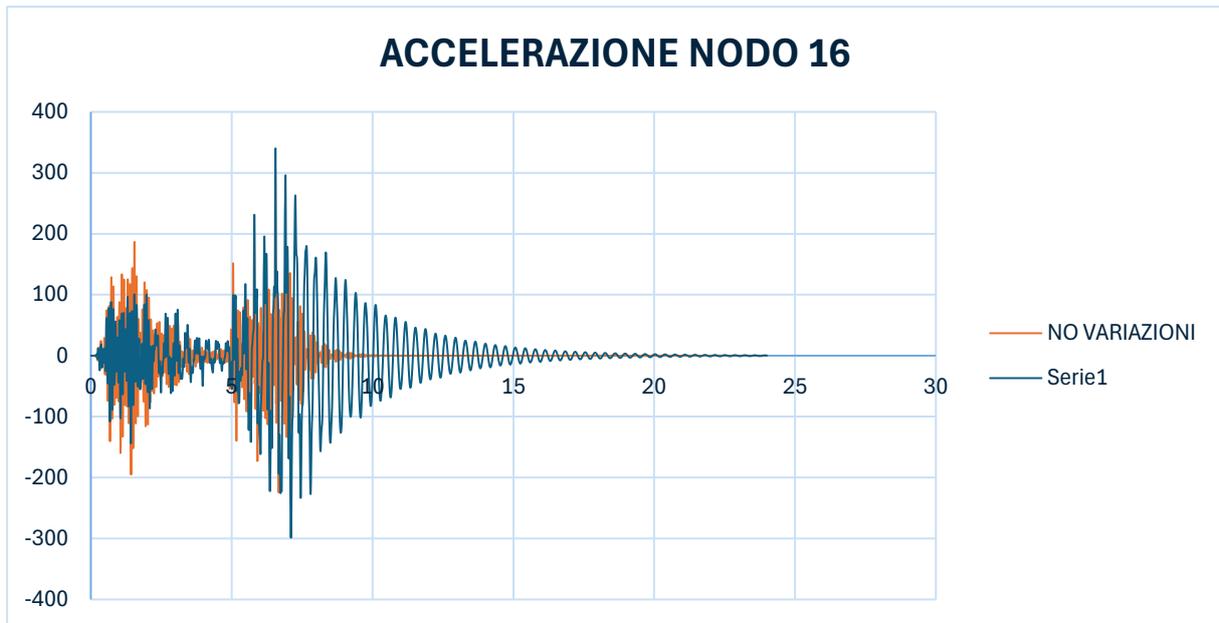


Figura 126. Accelerazione nodo 16

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,212	0,216	0,004	1,89
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000051	0,000007	0,0000019	37,25
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	309,29	339,99	30,7	9,93

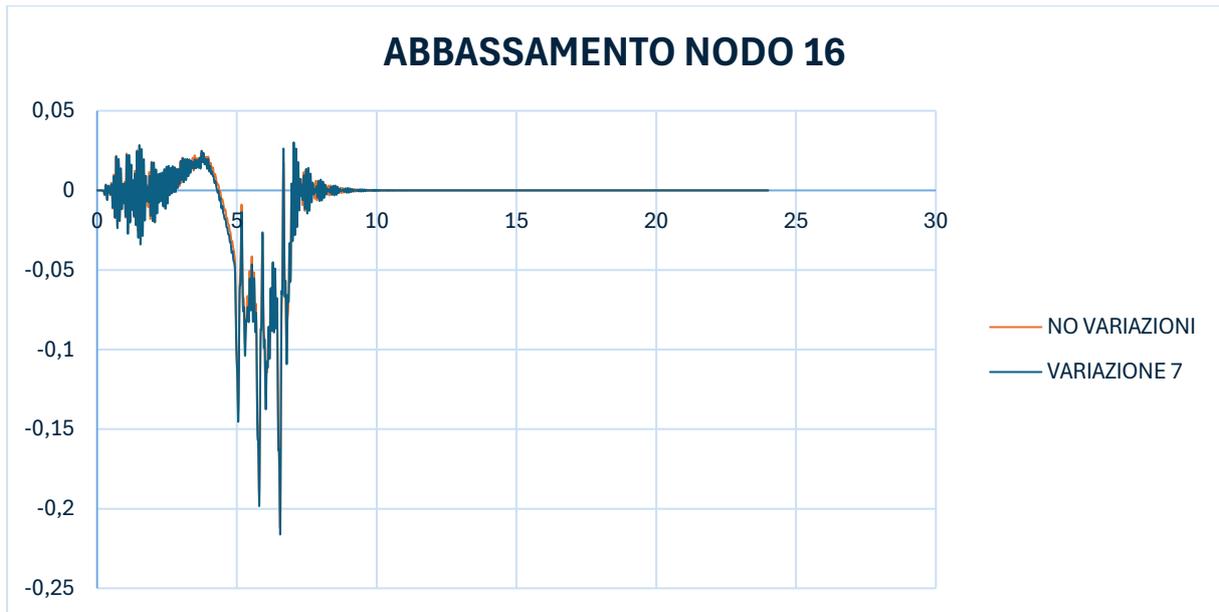


Figura 127. Abbassamento nodo 16



Figura 128. Rotazione nodo 16

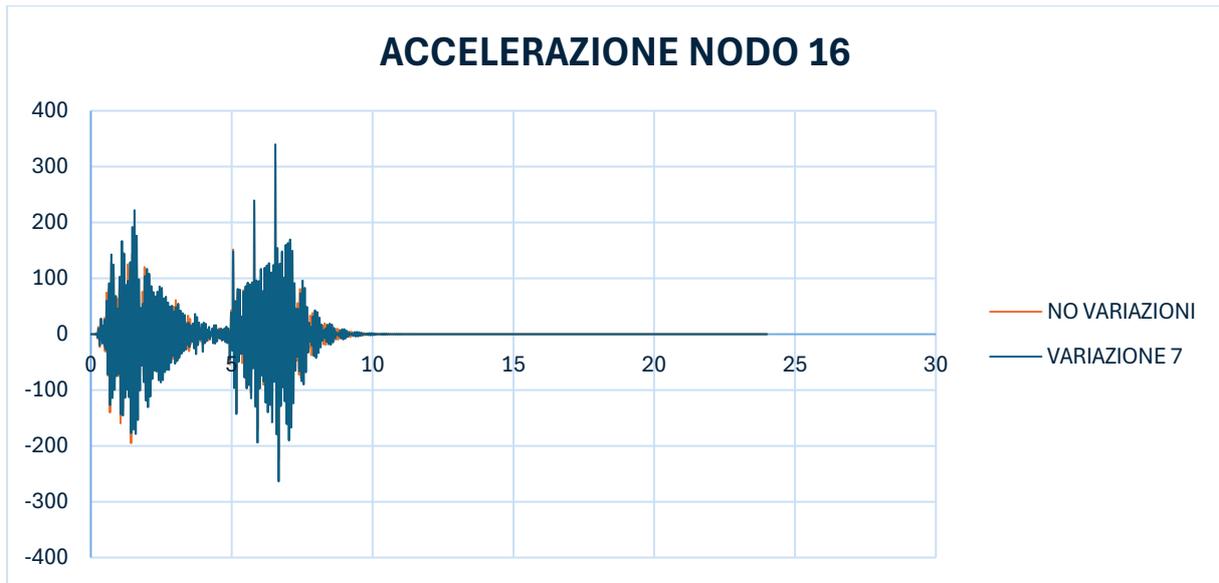


Figura 129. Accelerazione nodo 16

	NODO 16			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,212	0,218	0,006	2,83
ROTAZIONE [rad/s]	0,0000051	0,0000064	0,0000013	25,49
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	309,29	345,91	36,62	11,84

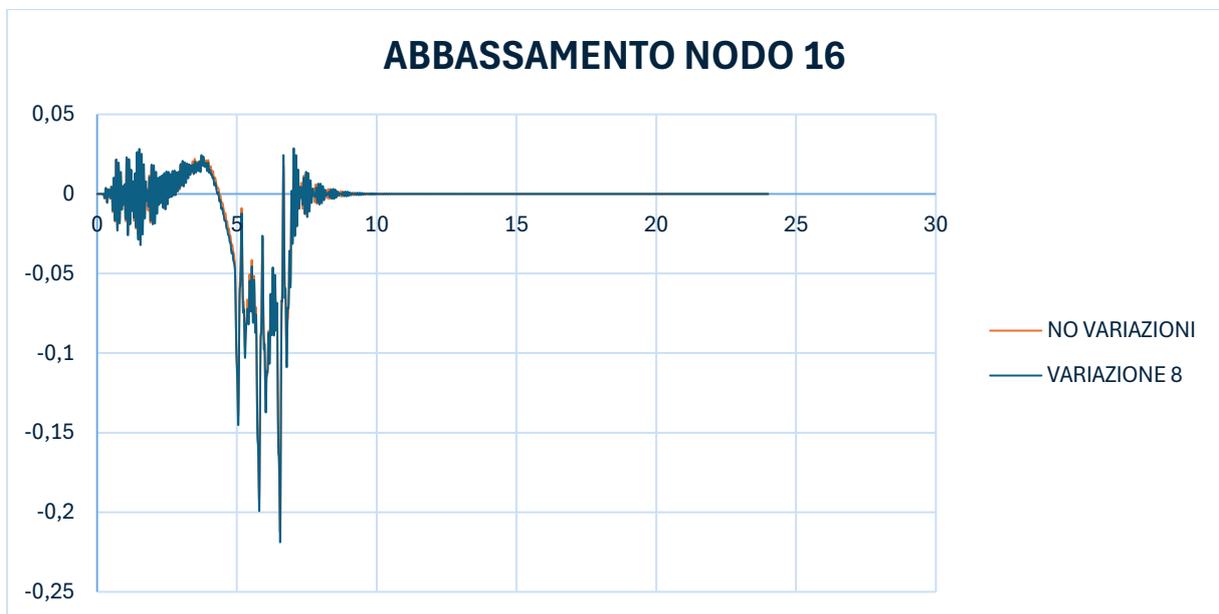


Figura 130. Abbassamento nodo 16

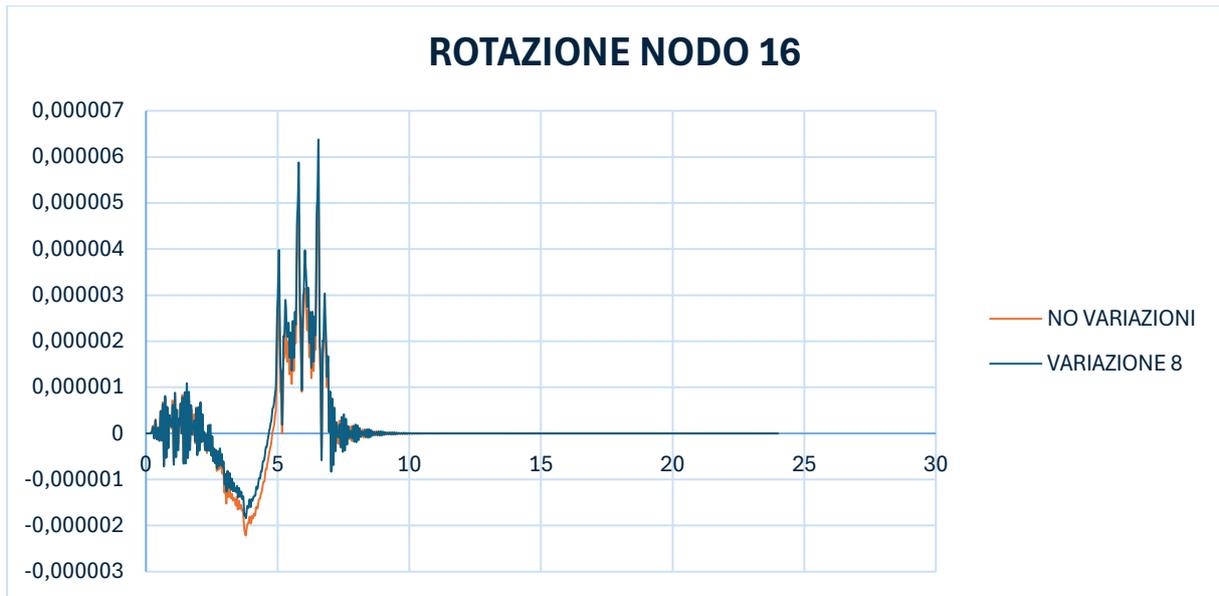


Figura 131. Rotazione nodo 16

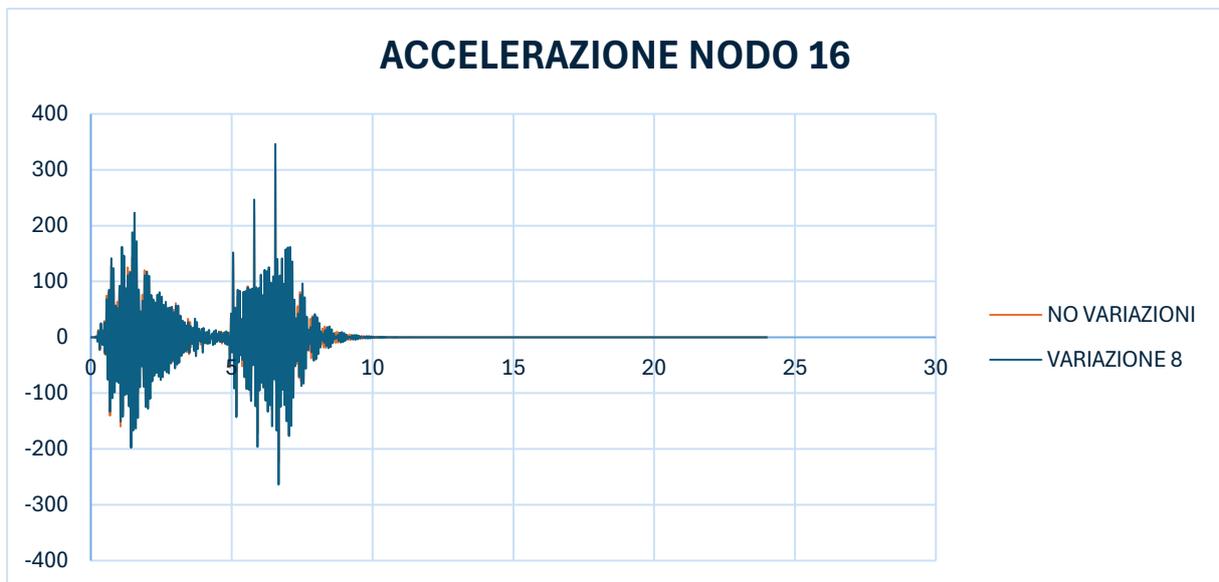
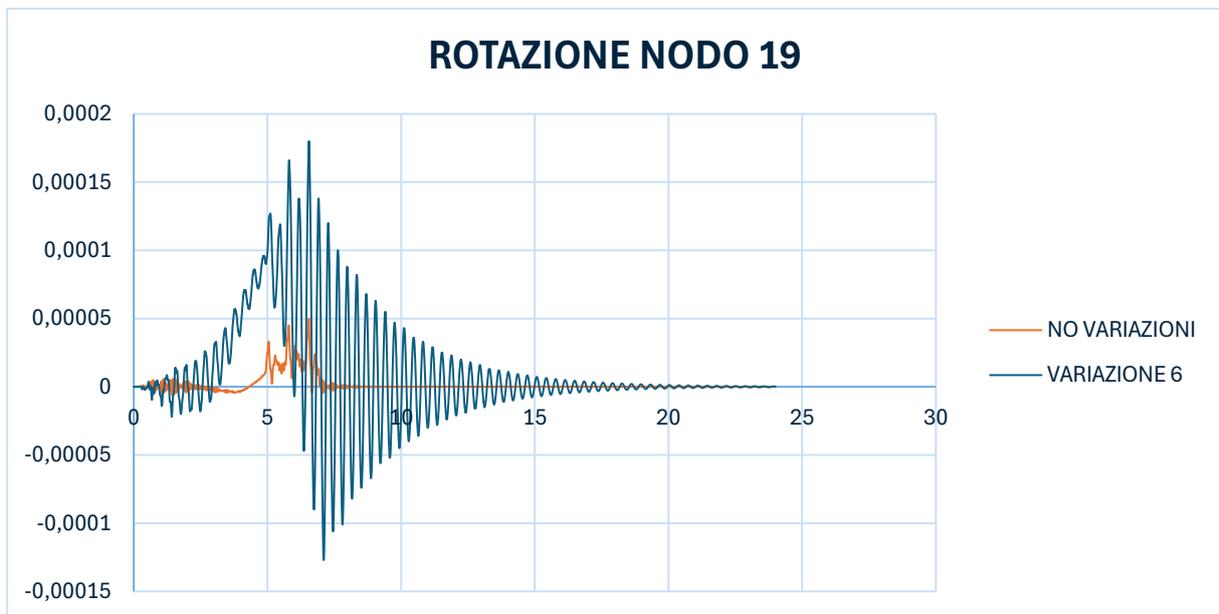
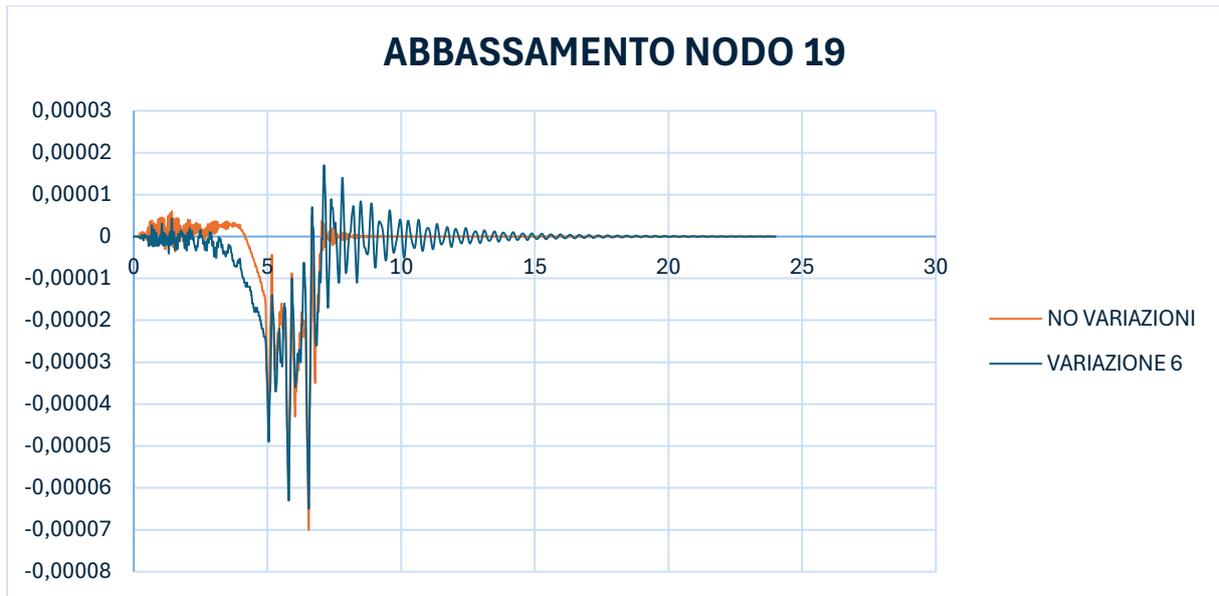


Figura 132. Accelerazione nodo 19

- NODO 19

Il nodo 19 è in corrispondenza della spalla di valle del ponte. Anche in questo caso i valori di picco vengono letti circa a 6,5 s.

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00007	0,000065	0,000005	7,14
ROTAZIONE [rad/s]	0,00005	0,00018	0,00013	260,00
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,14	0,064	0,076	54,29



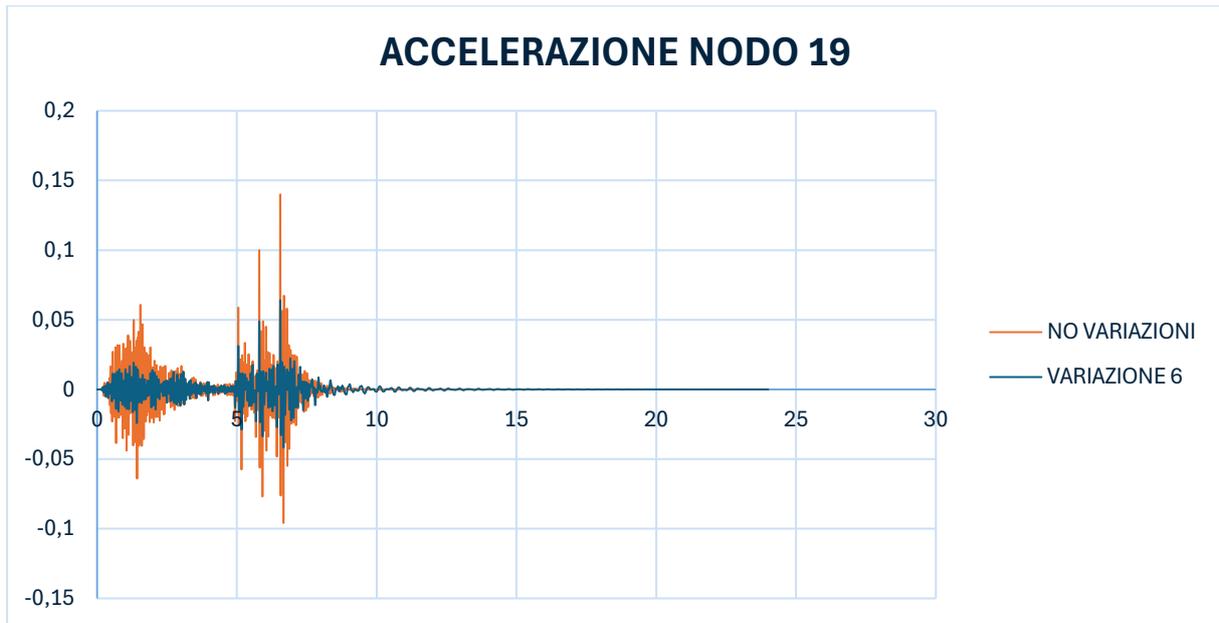


Figura 135. Accelerazione nodo 19

	NODO 19			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,00007	0,000069	1E-06	1,43
ROTAZIONE [rad/s]	0,00005	0,000049	0,000001	2,00
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,14	0,13	0,01	7,14



Figura 136. Abbassamento nodo 19

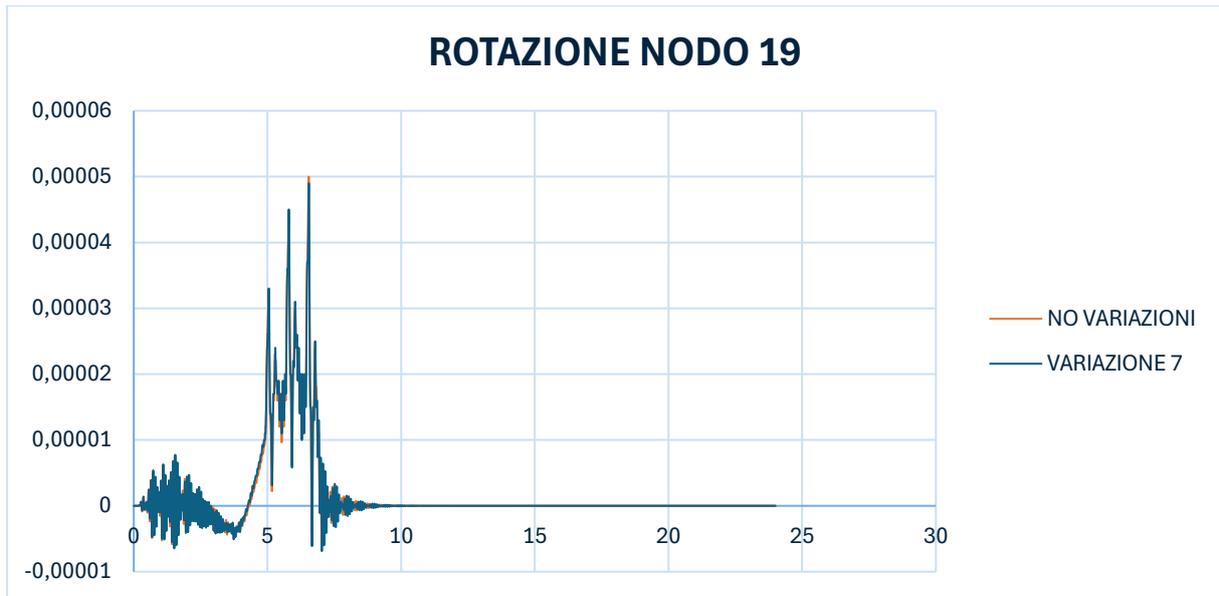


Figura 137. Rotazione nodo 19

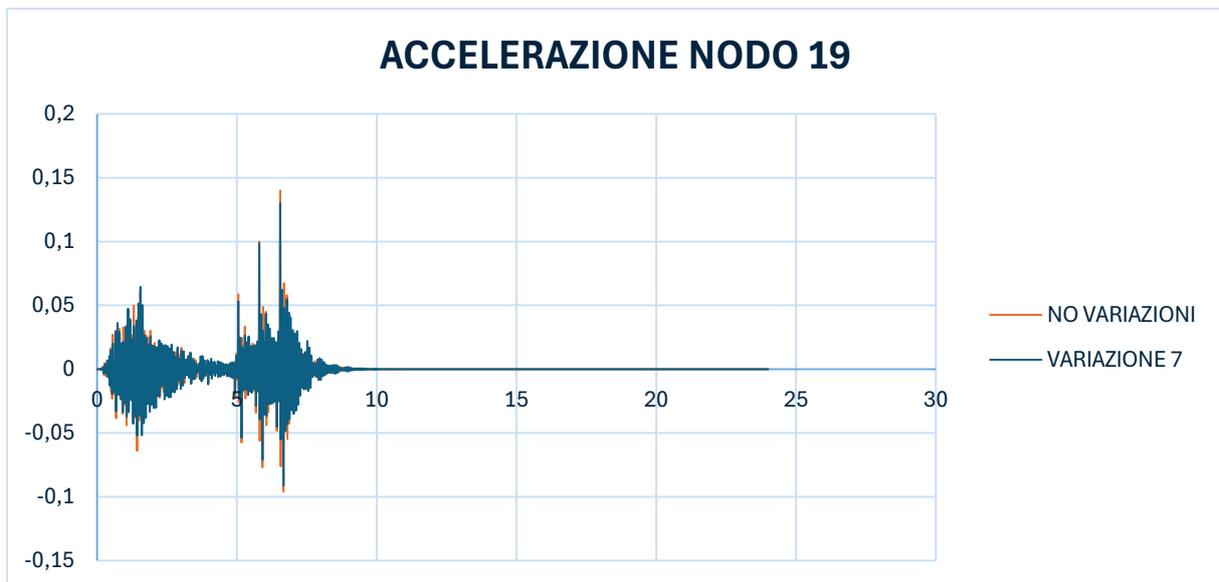


Figura 138. Accelerazione nodo 19

	NODO 19			
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	DIFFERENZA [%]
ABBASSAMENTO [mm]	0,00007	0,000073	3E-06	4,29
ROTAZIONE [rad/s]	0,00005	0,000051	1E-06	2,00
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,14	0,15	0,01	7,14



Figura 139. Abbassamento nodo 19

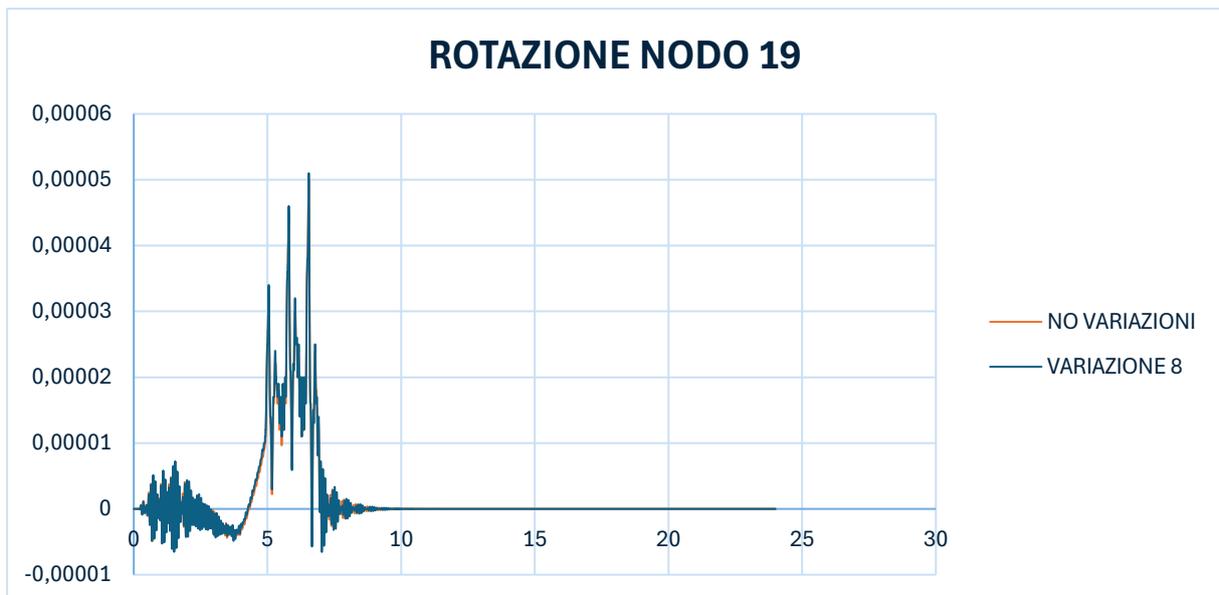


Figura 140. Rotazione nodo 19

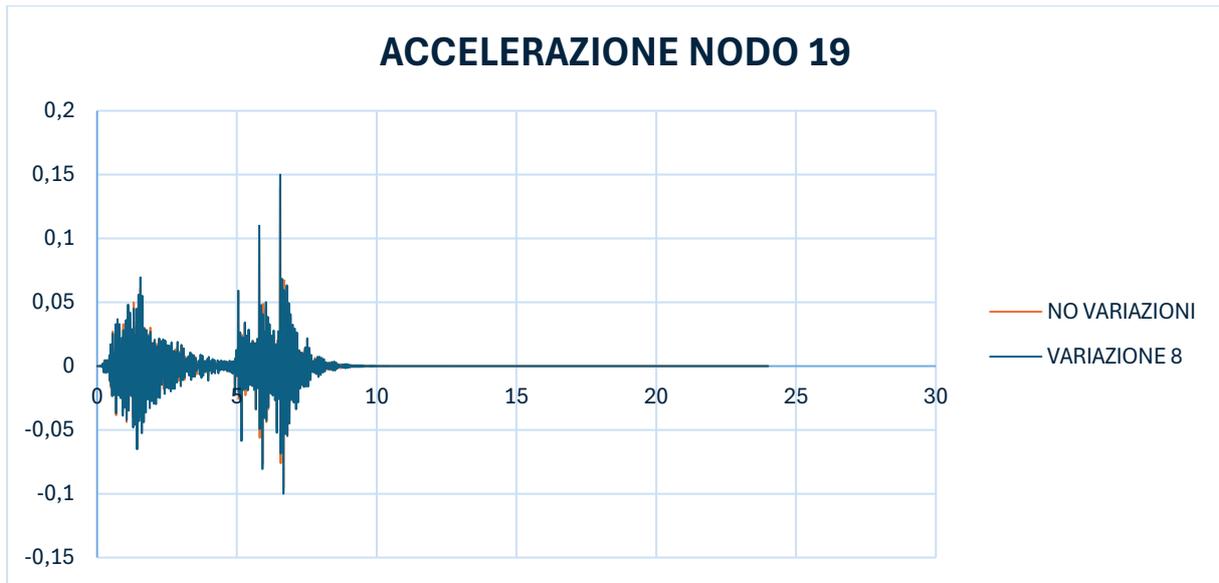


Figura 141. Accelerazione nodo 19

- NODO J

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,7	0,656	1490,91
ROTAZIONE [rad/s]	0,00000218	0,000097	0,00009482	4349,54
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	141,23	275,8	134,57	95,28

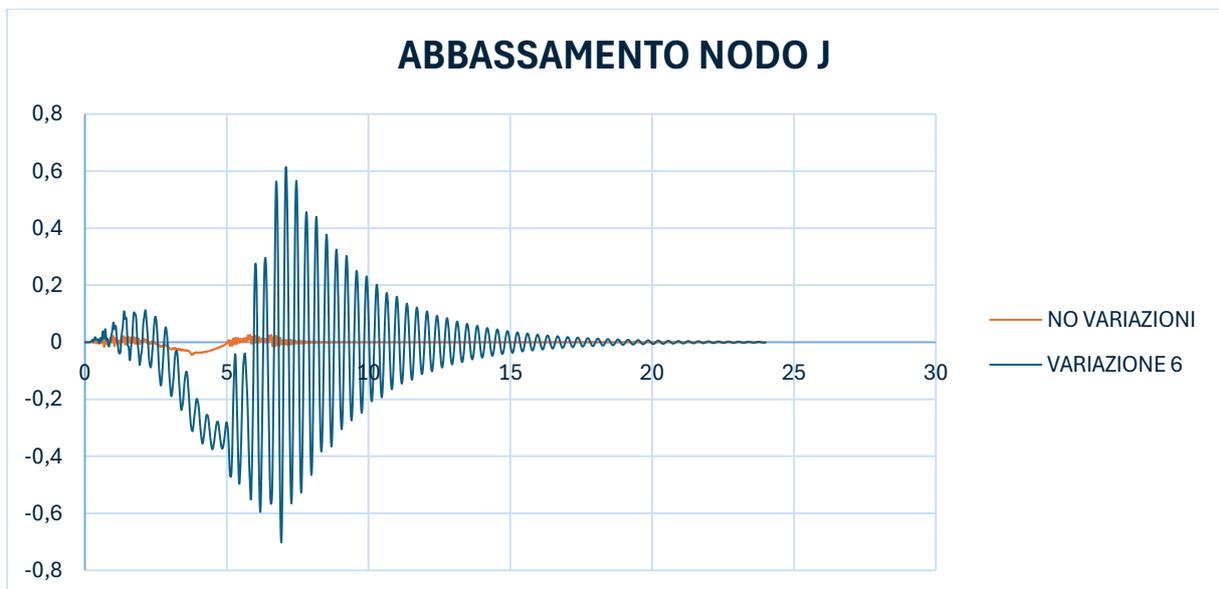


Figura 142. Abbassamento nodo J

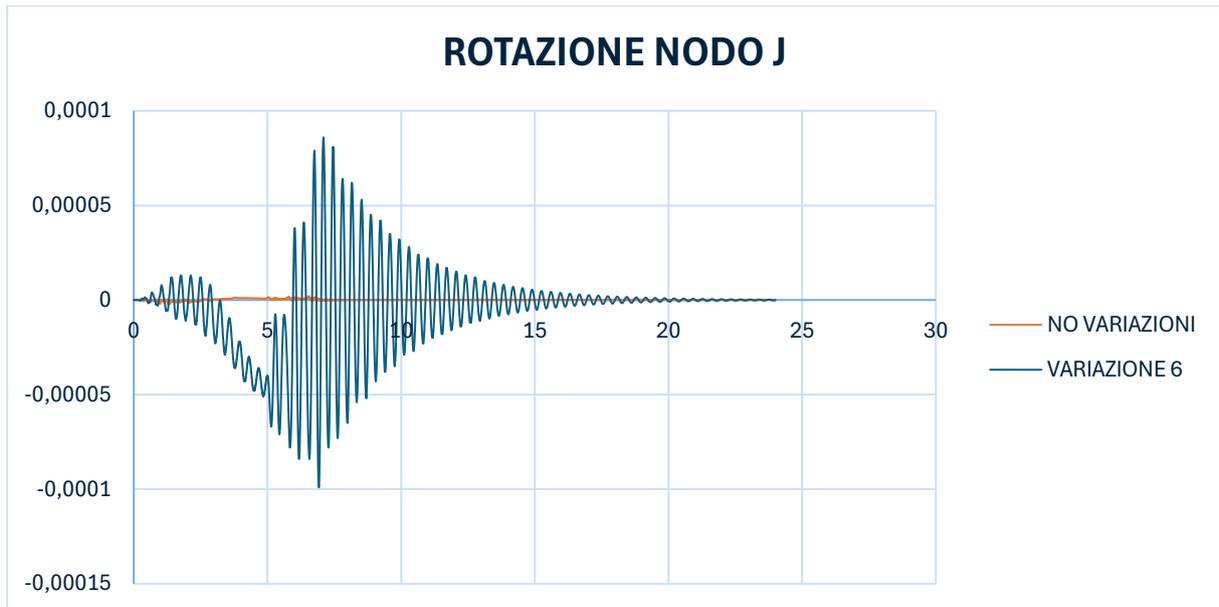


Figura 143. Rotazione nodo J

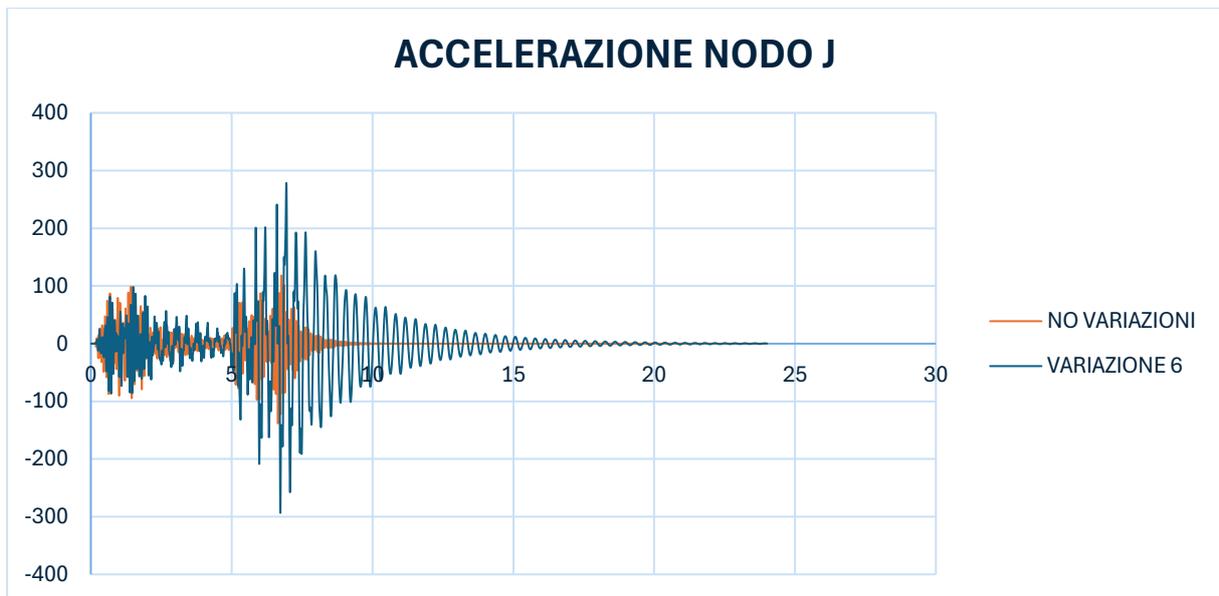


Figura 144. Accelerazione nodo J

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,0444	0,0004	0,91
ROTAZIONE [rad/s]	0,00000218	0,00000216	2E-08	0,92
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	141,23	140,89	0,34	0,24

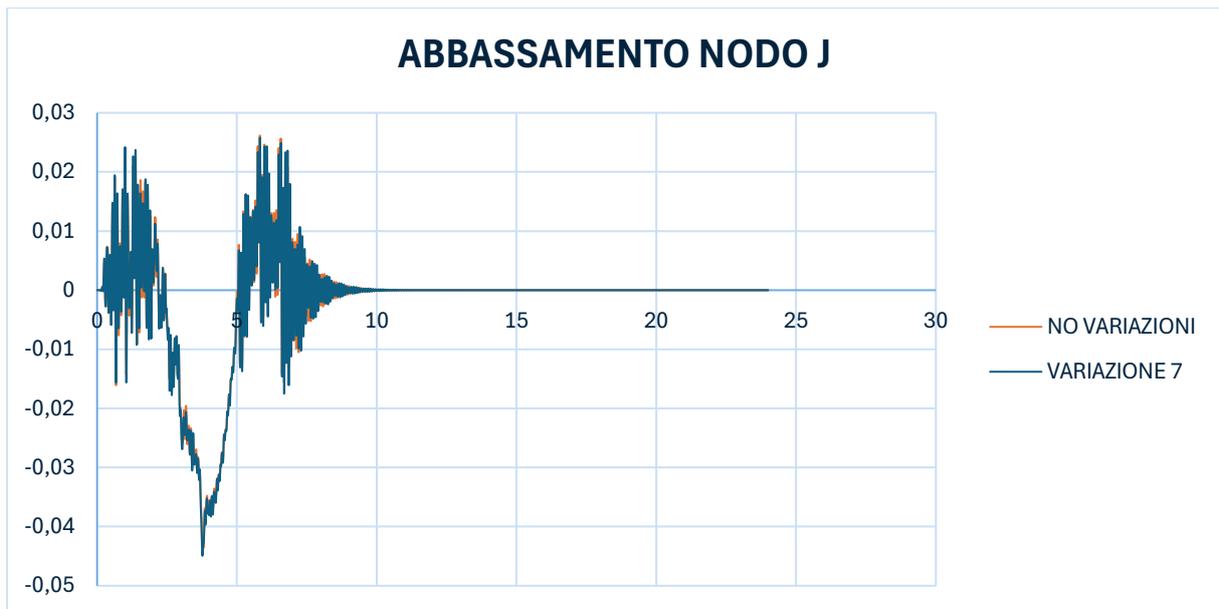


Figura 145. Abbassamento nodo J

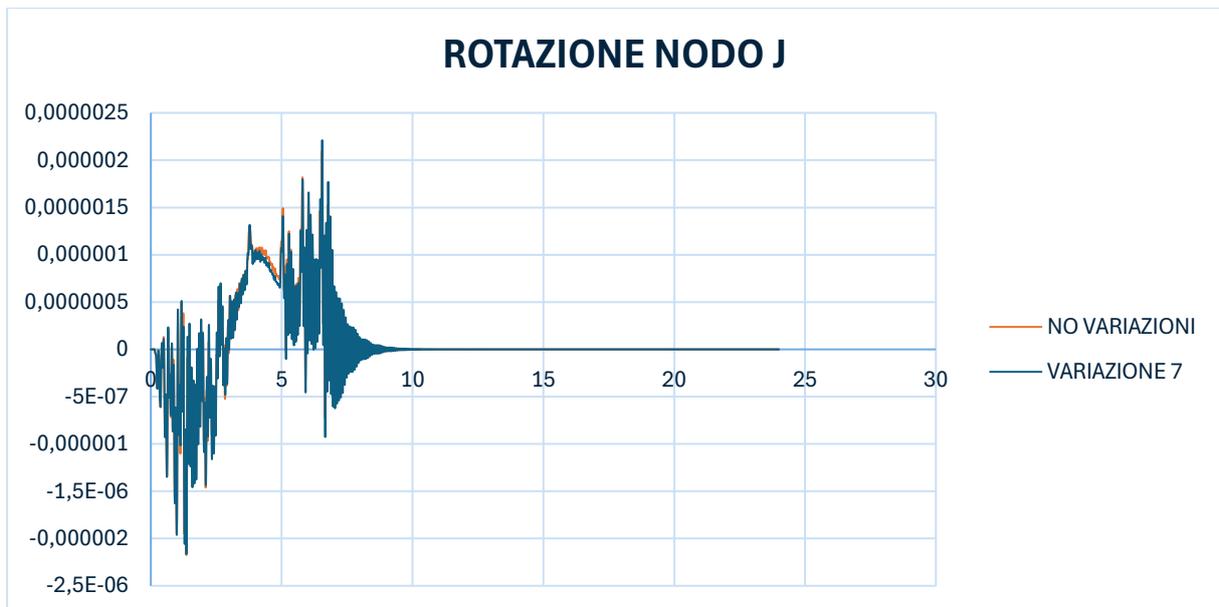


Figura 146. Rotazione nodo J

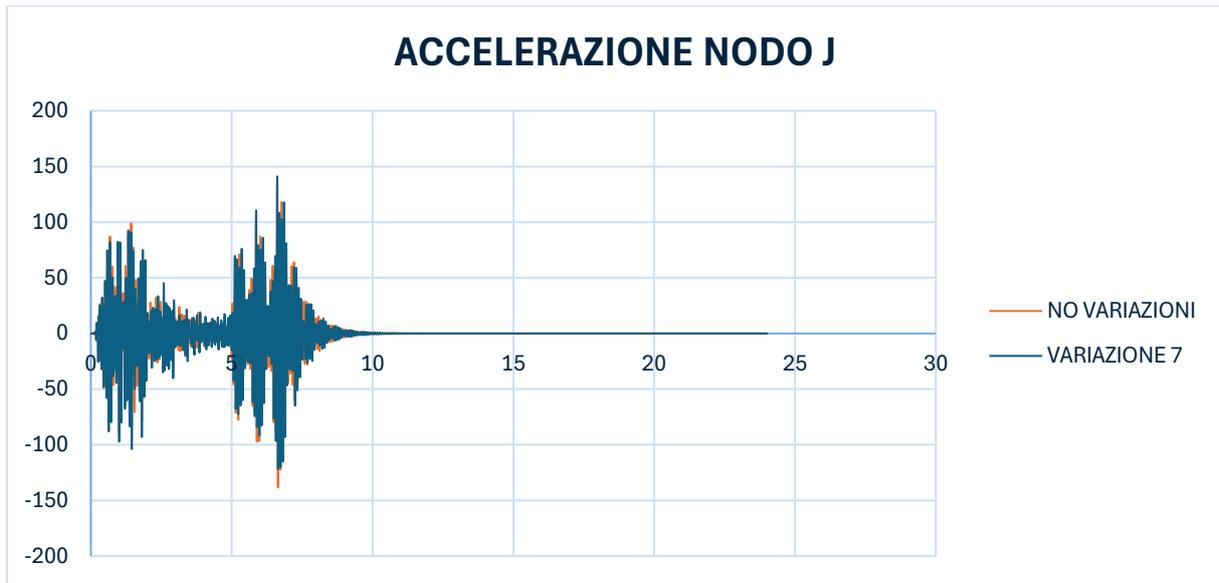


Figura 147. Accelerazione nodo J

	NODO J			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,044	0,0446	0,0006	1,36
ROTAZIONE [rad/s]	0,00000218	0,00000219	1E-08	0,46
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	141,23	139,59	1,64	1,16

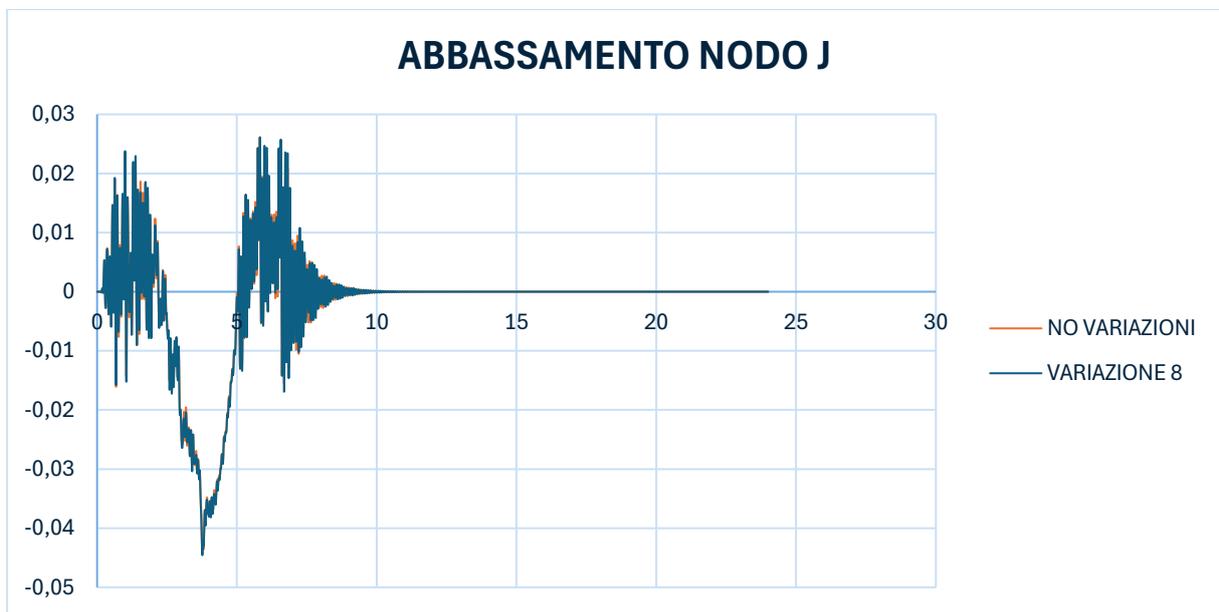


Figura 148. Abbassamento nodo J

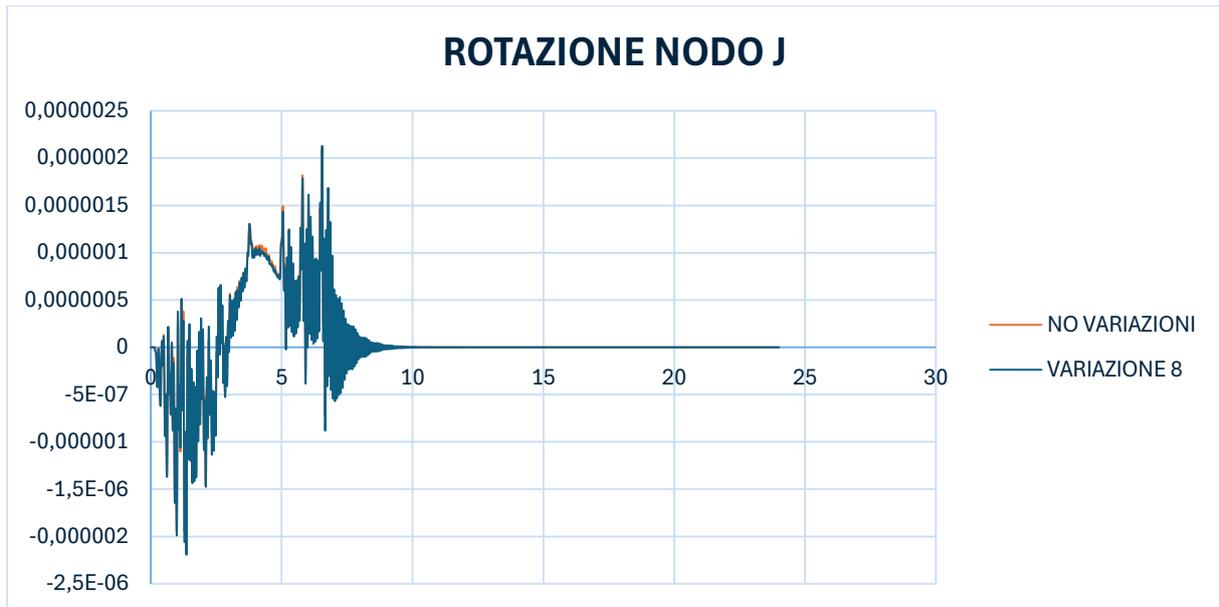


Figura 149. Rotazione nodo J



Figura 150. Accelerazione nodo J

- NODO M

	NODO M			
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	DIFFERENZA [%]
ABBASSAMENTO [mm]	0,000365	1,186	1,185635	324831,51
ROTAZIONE [rad/s]	0,000015	0,000032	0,000017	113,33
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,08	388,42	387,34	35864,81

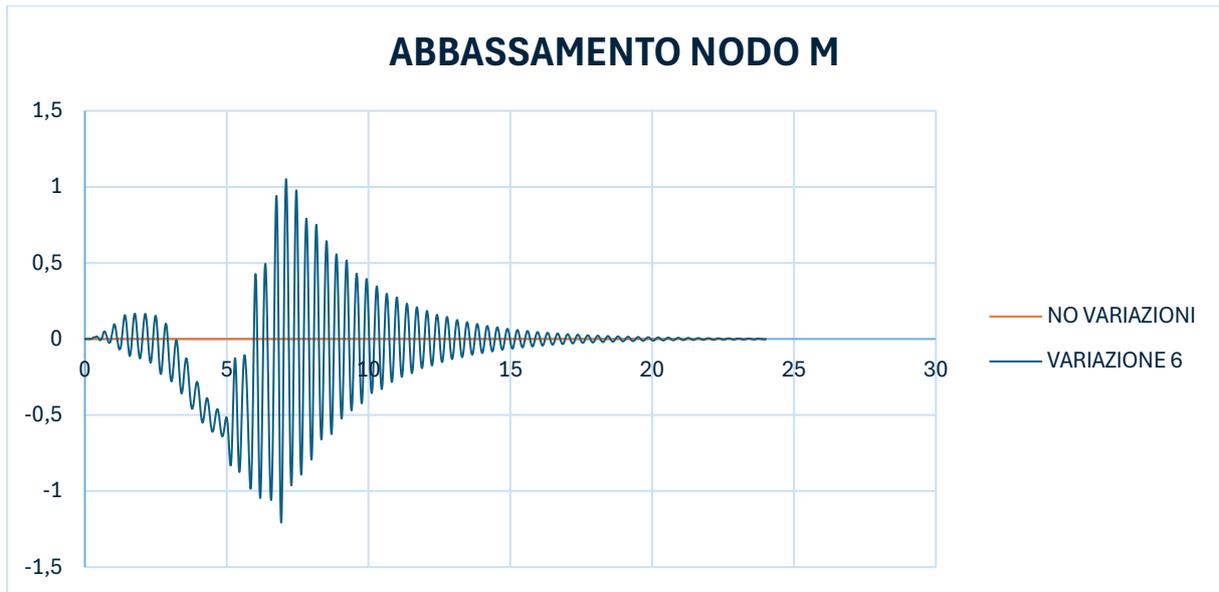


Figura 151. Abbassamento nodo M

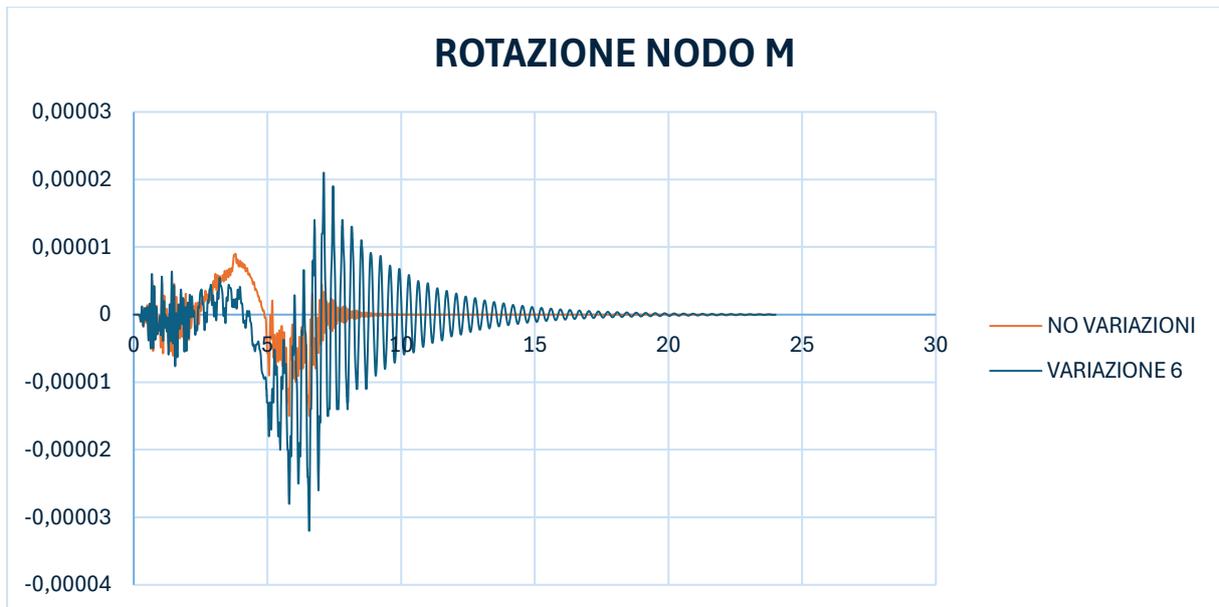


Figura 152. Rotazione nodo M

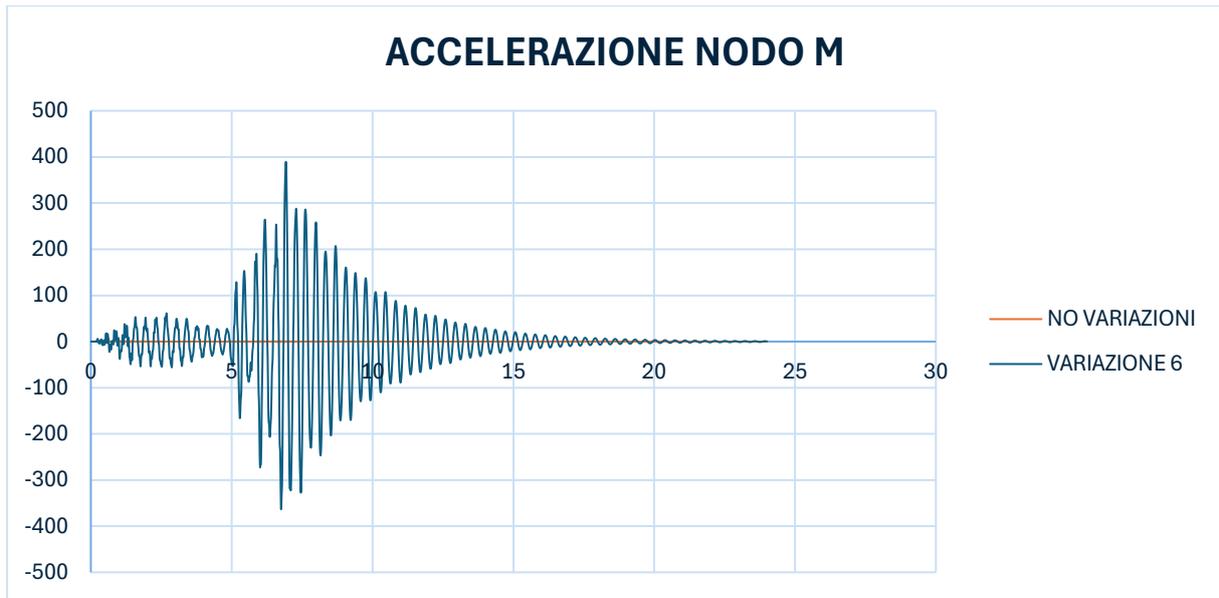


Figura 153. Accelerazione nodo M

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000365	0,00109	0,000725	198,63
ROTAZIONE [rad/s]	0,000015	0,000016	1E-06	6,67
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,08	2,07	0,99	91,67

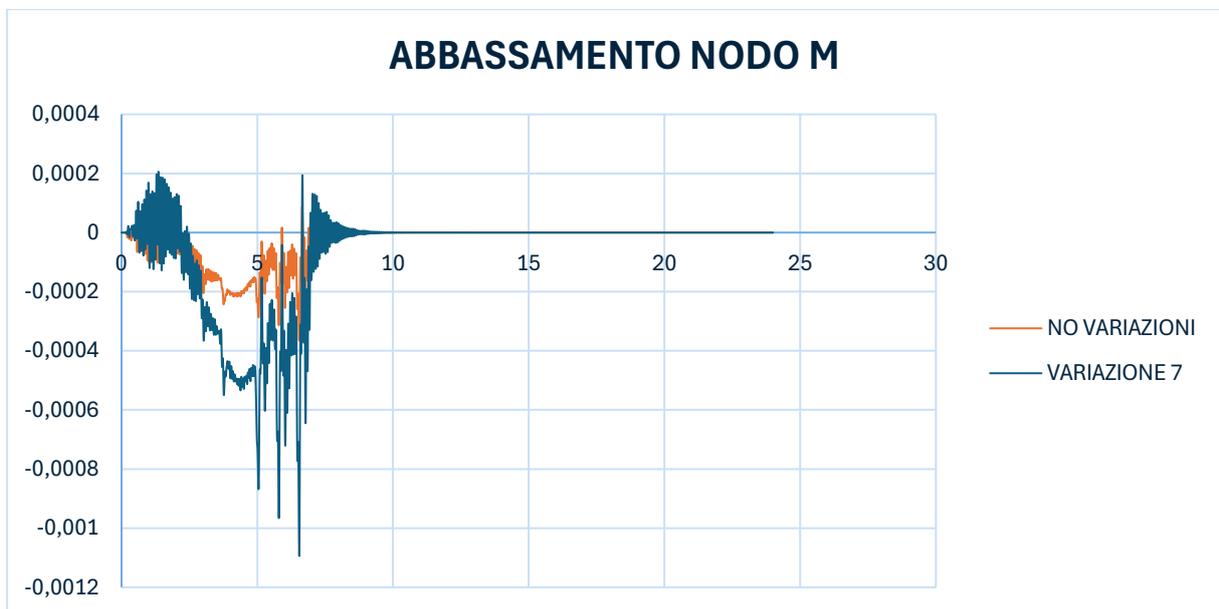


Figura 154. Abbassamento nodo M

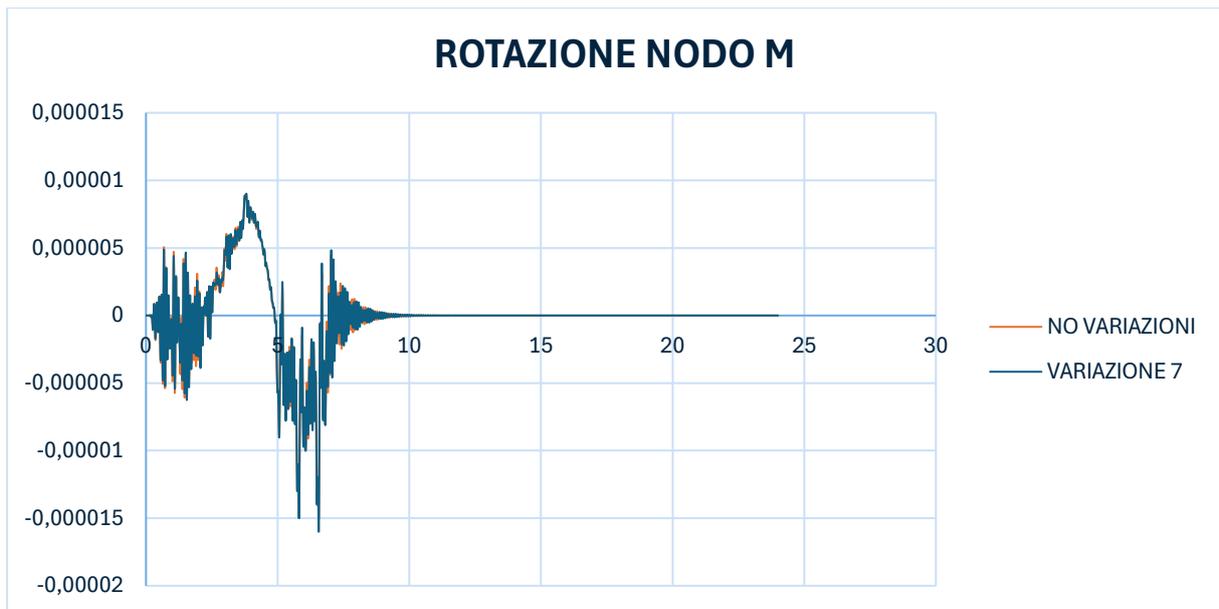


Figura 155. Rotazione nodo M

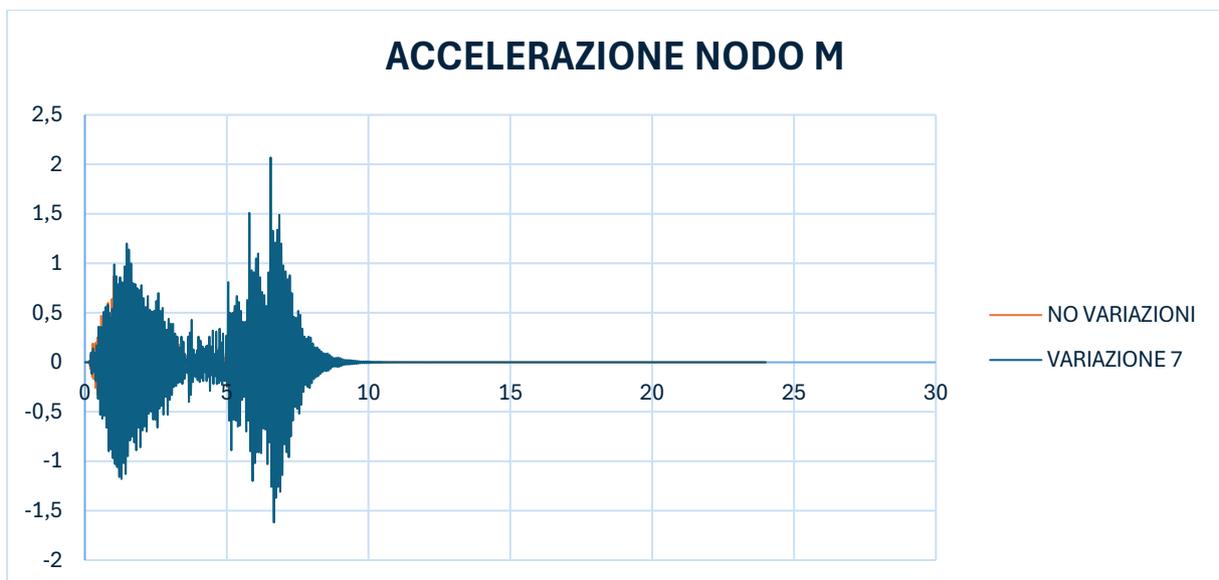


Figura 156. Accelerazione nodo M

	NODO M			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000365	0,000859	0,000494	135,34
ROTAZIONE [rad/s]	0,000015	0,000016	1E-06	6,67
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	1,08	1,39	0,31	28,70

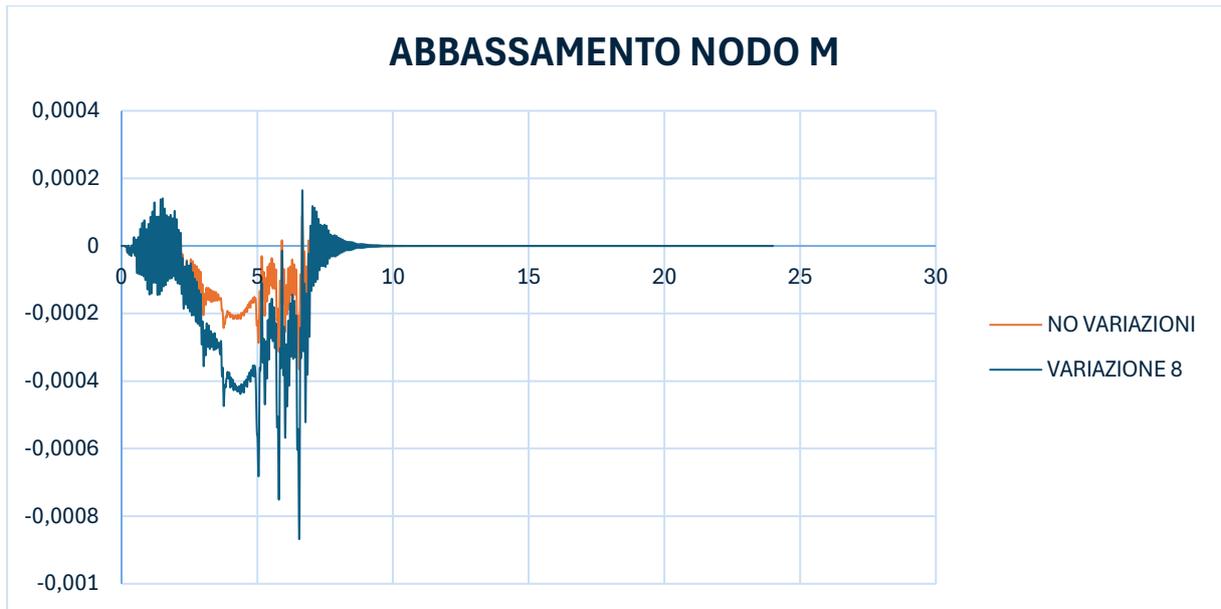


Figura 157. Abbassamento nodo M

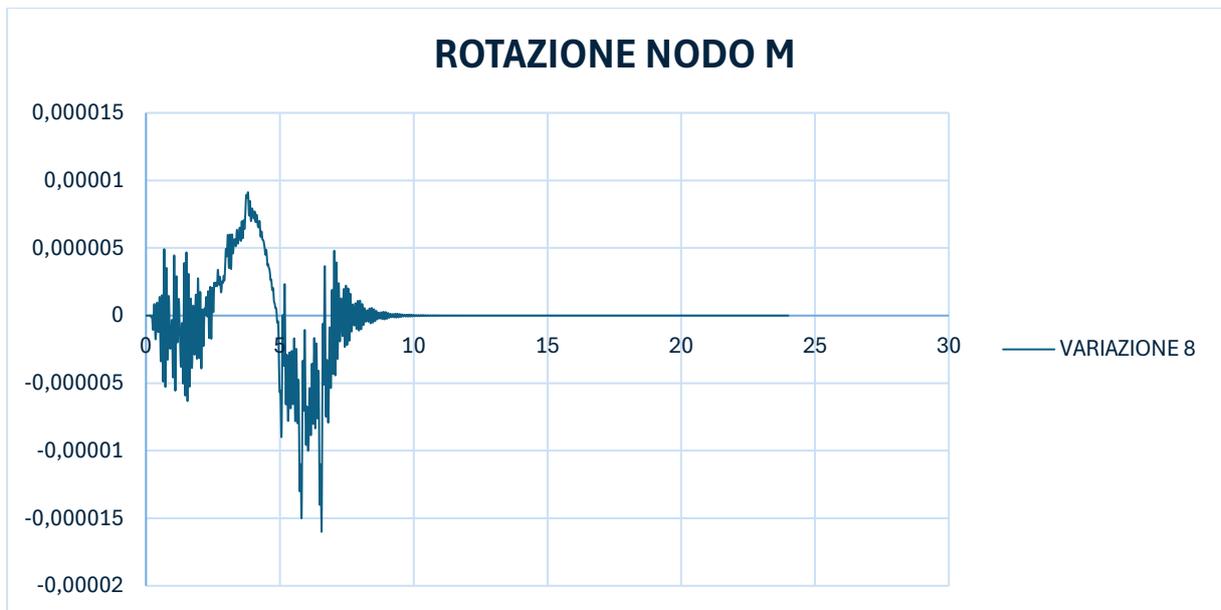


Figura 158. Rotazione nodo M

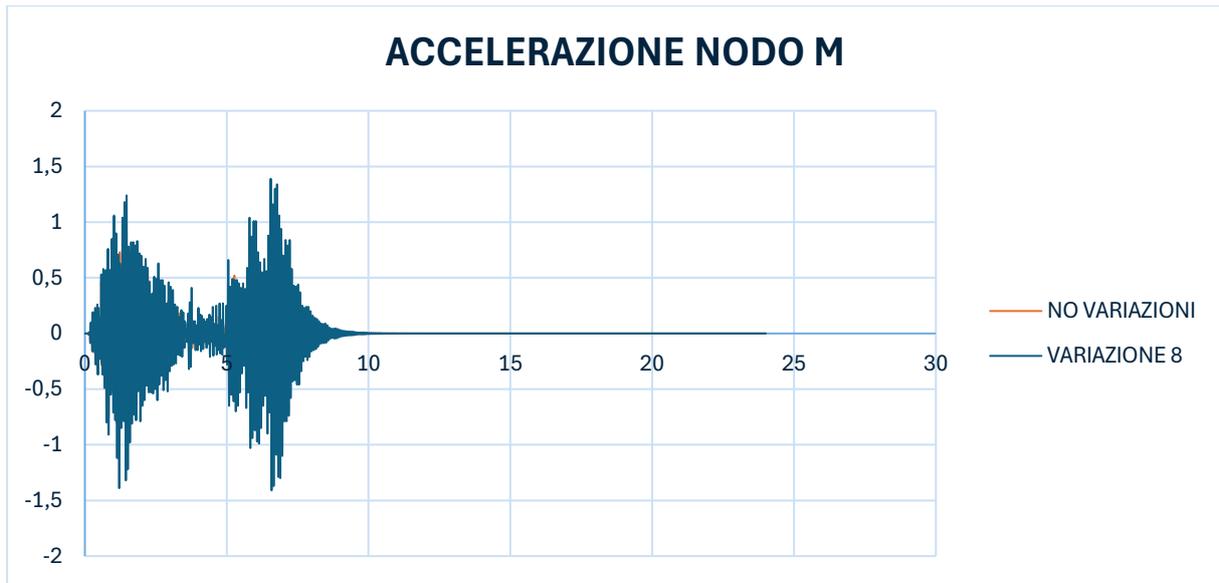


Figura 159. Accelerazione nodo M

- NODO P

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,099	0,832	0,733	740,40
ROTAZIONE [rad/s]	0,00000187	0,0001	0,00009813	5247,59
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	147,01	326,28	179,27	121,94

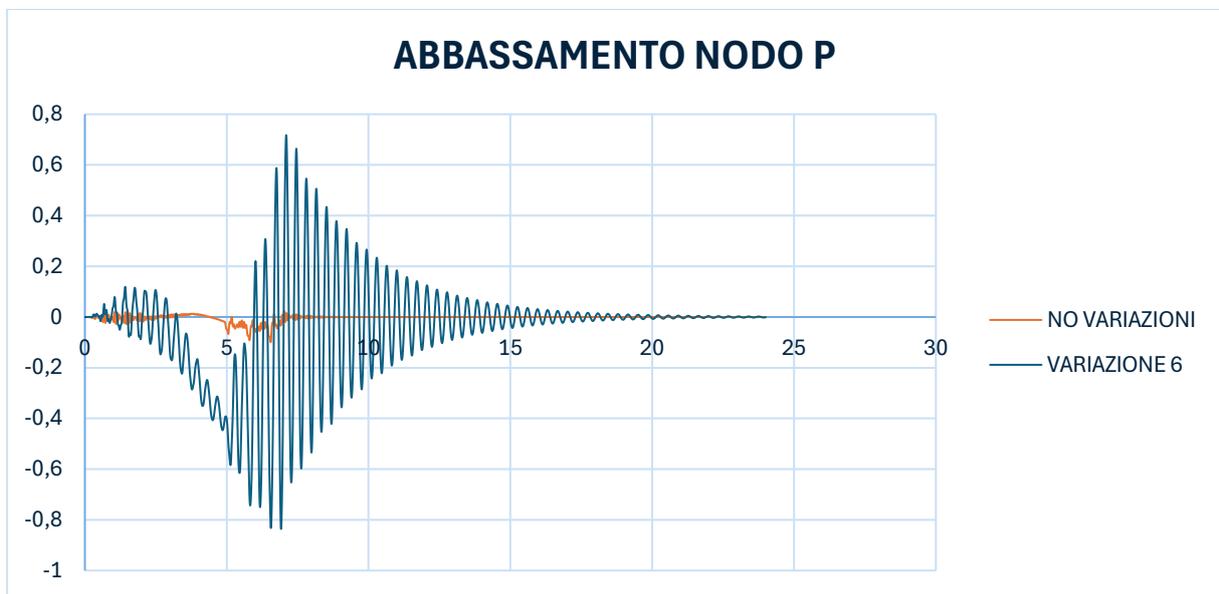


Figura 160. Abbassamento nodo P

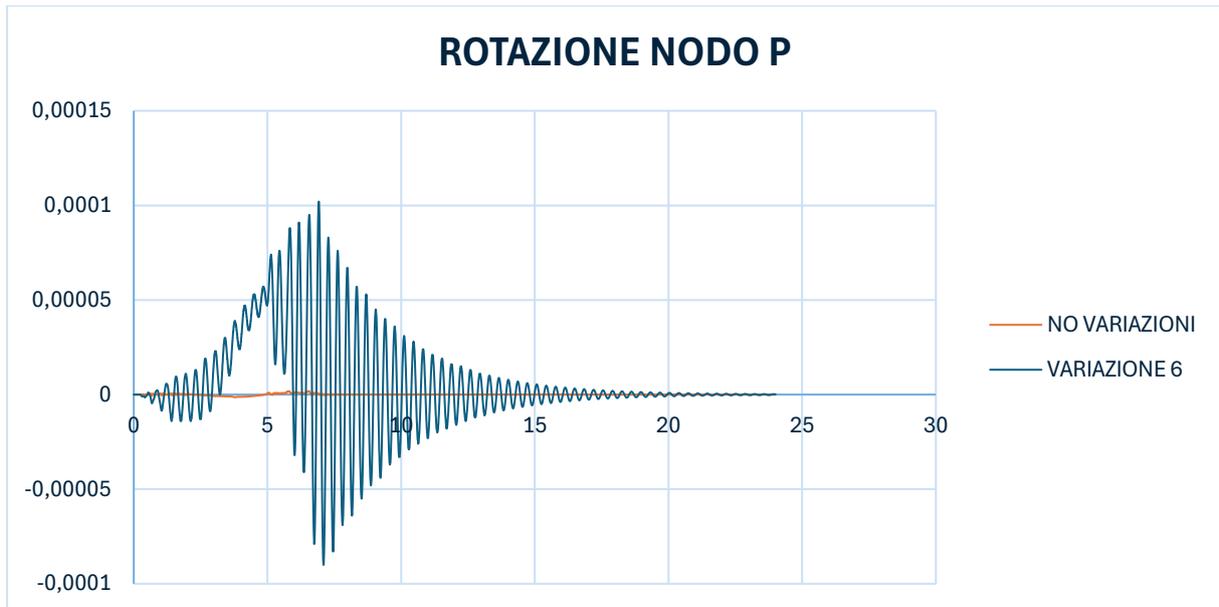


Figura 161. Rotazione nodo P

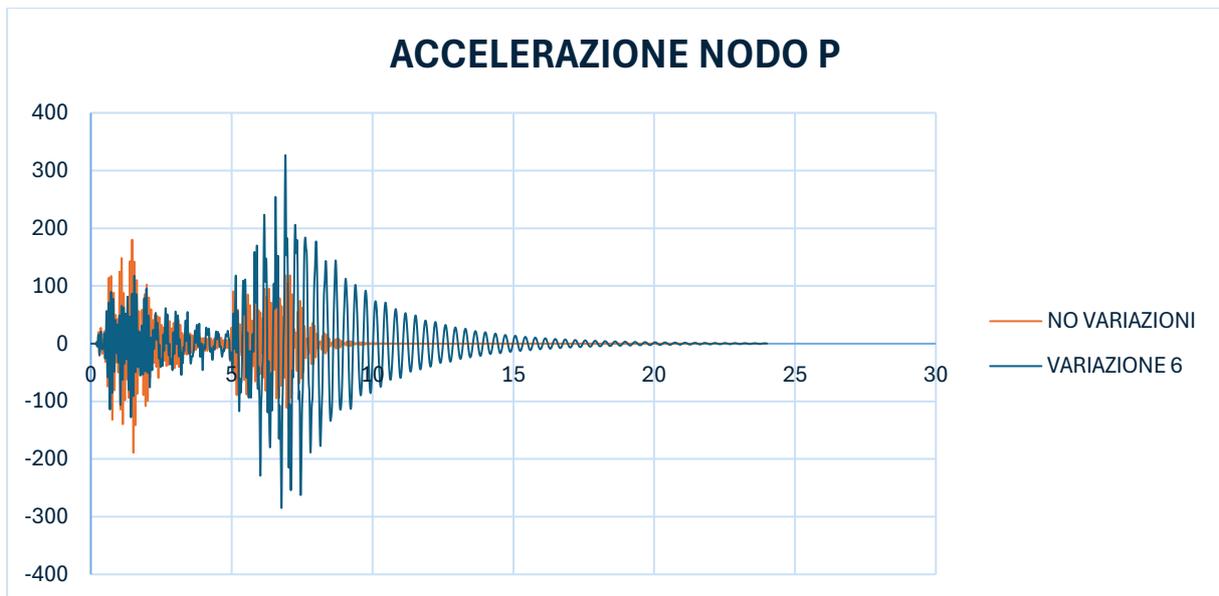


Figura 162. Accelerazione nodo P

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,099	0,108	0,009	9,09
ROTAZIONE [rad/s]	0,00000187	0,00000237	0,0000005	26,74
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	147,01	205,11	58,1	39,52

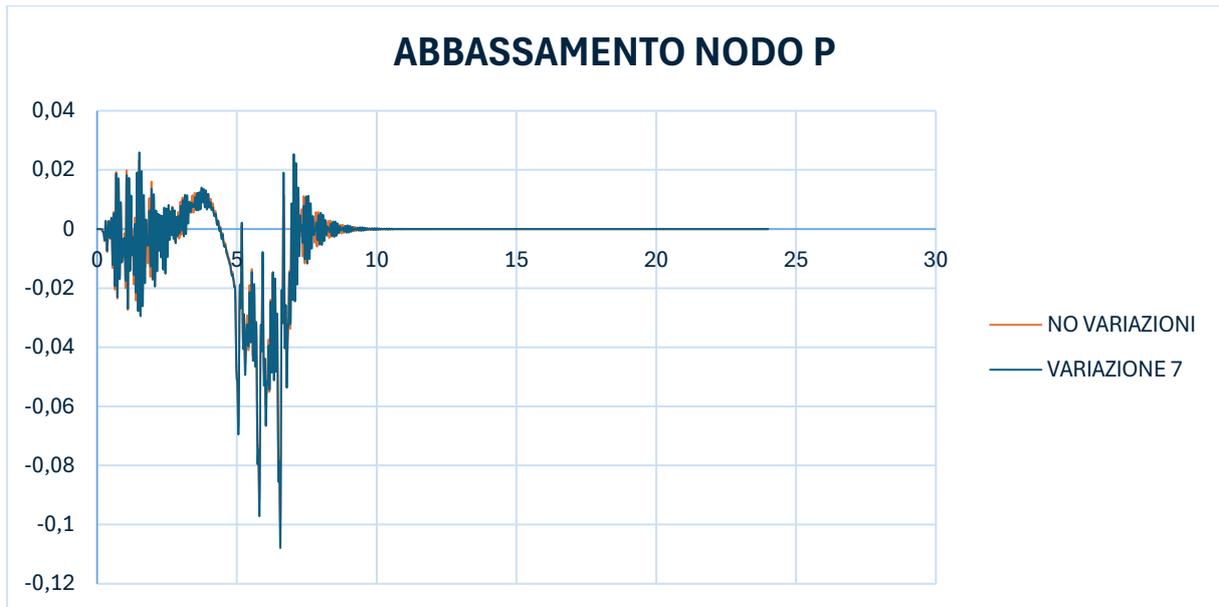


Figura 163. Abbassamento nodo P

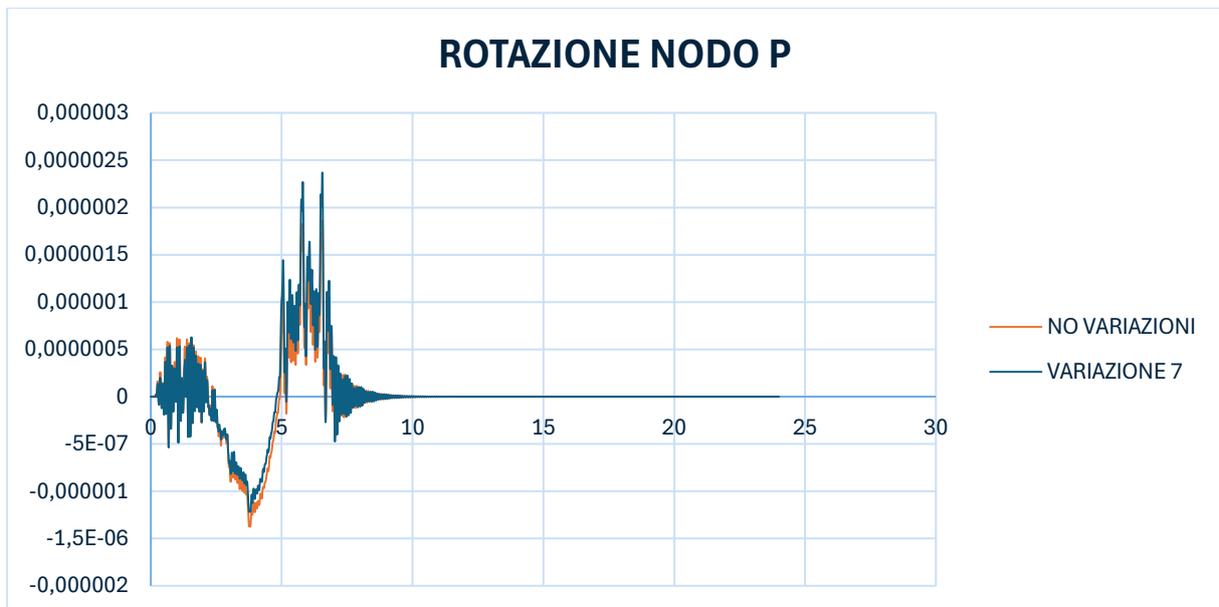


Figura 164. Rotazione nodo P

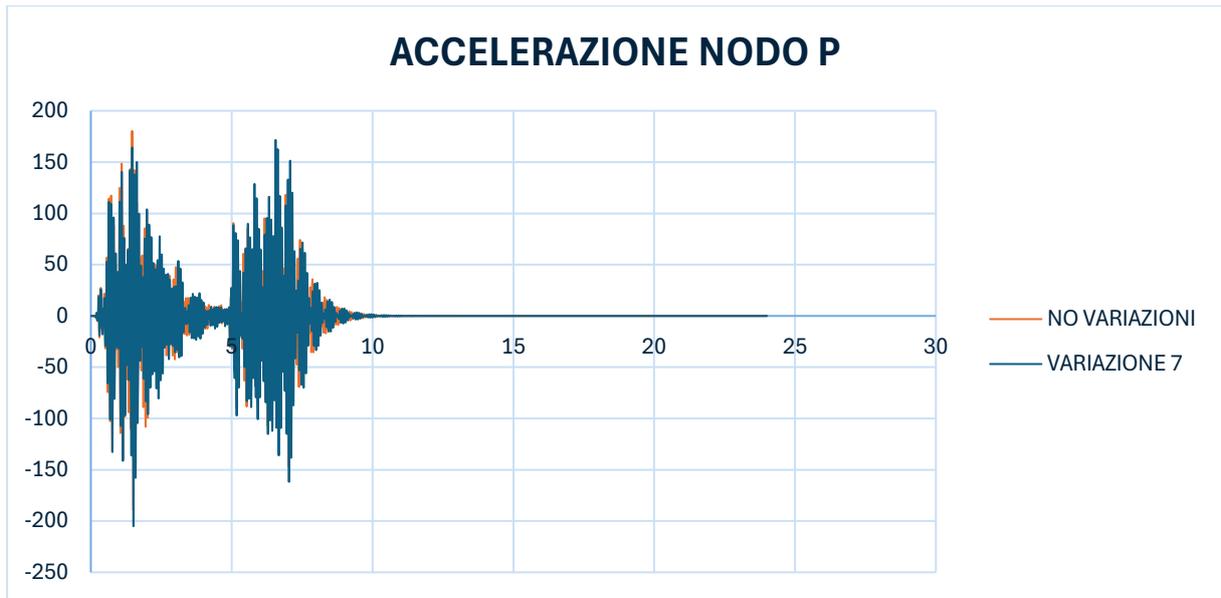


Figura 165. Accelerazione nodo P

	NODO P			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,099	0,104	0,005	5,05
ROTAZIONE [rad/s]	0,00000187	0,00000218	0,00000031	16,58
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	147,01	167,18	20,17	13,72

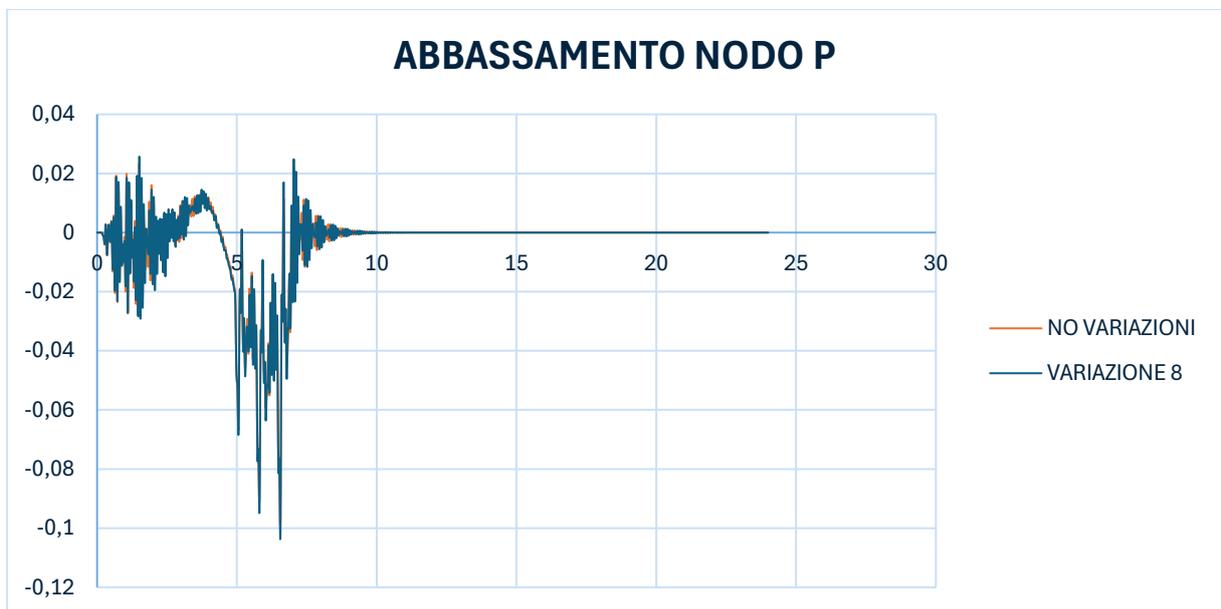


Figura 166. Abbassamento nodo P

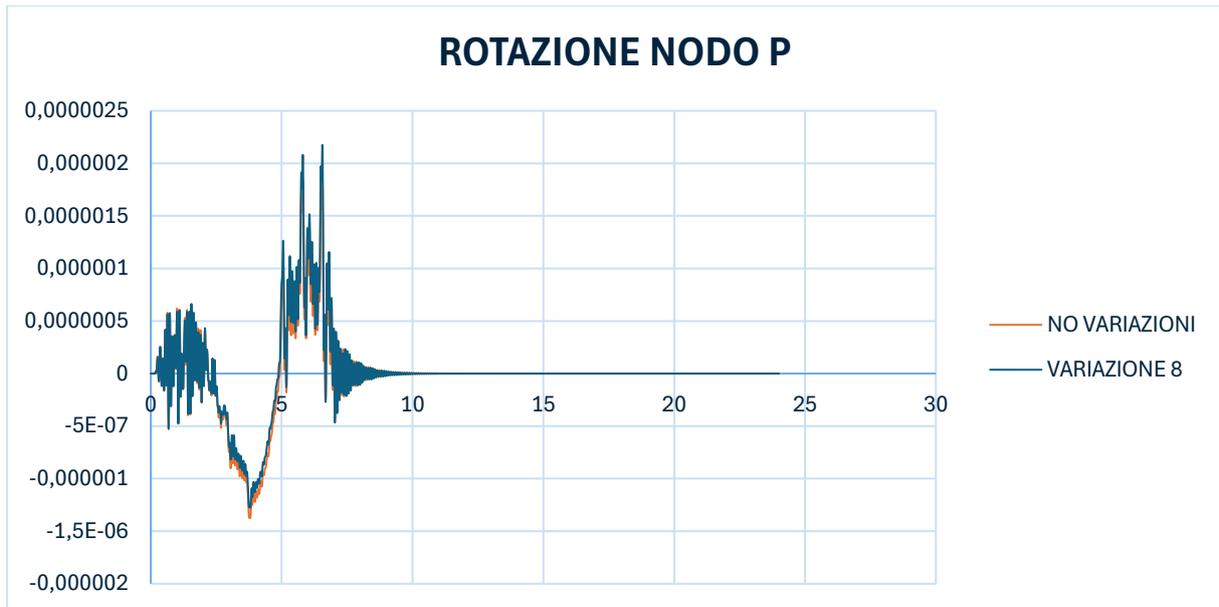


Figura 167. Rotazione nodo P

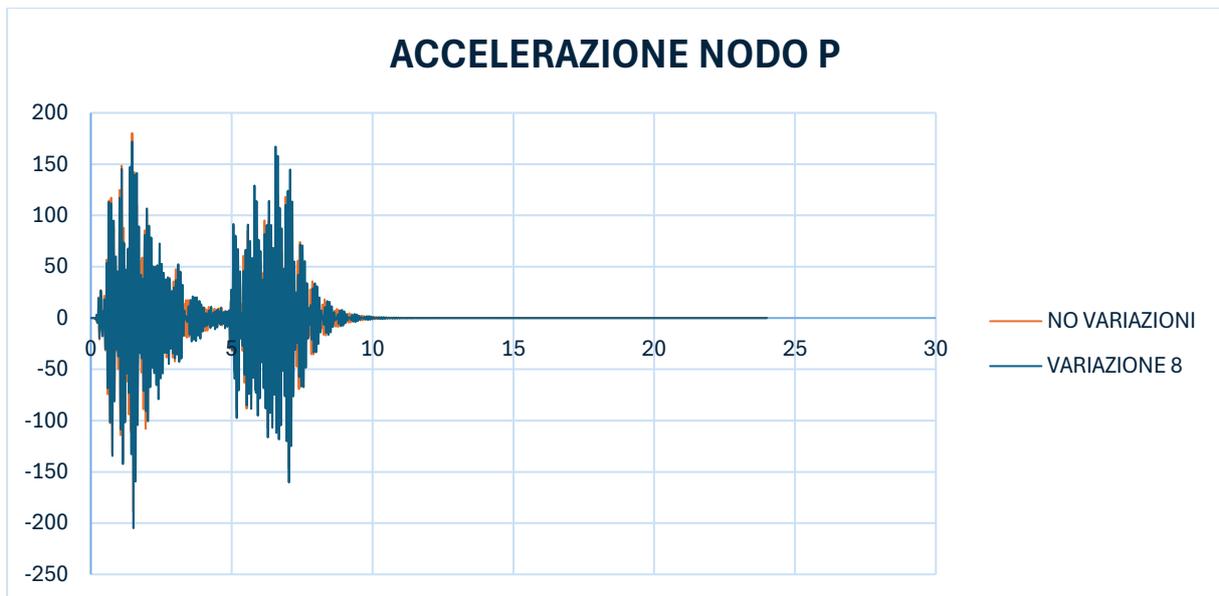


Figura 168. Accelerazione nodo P

- NODO S

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 6	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000014	0,000013	0,000001	7,14
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,00015	0,000125	500,00
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,062	0,024	0,038	61,29

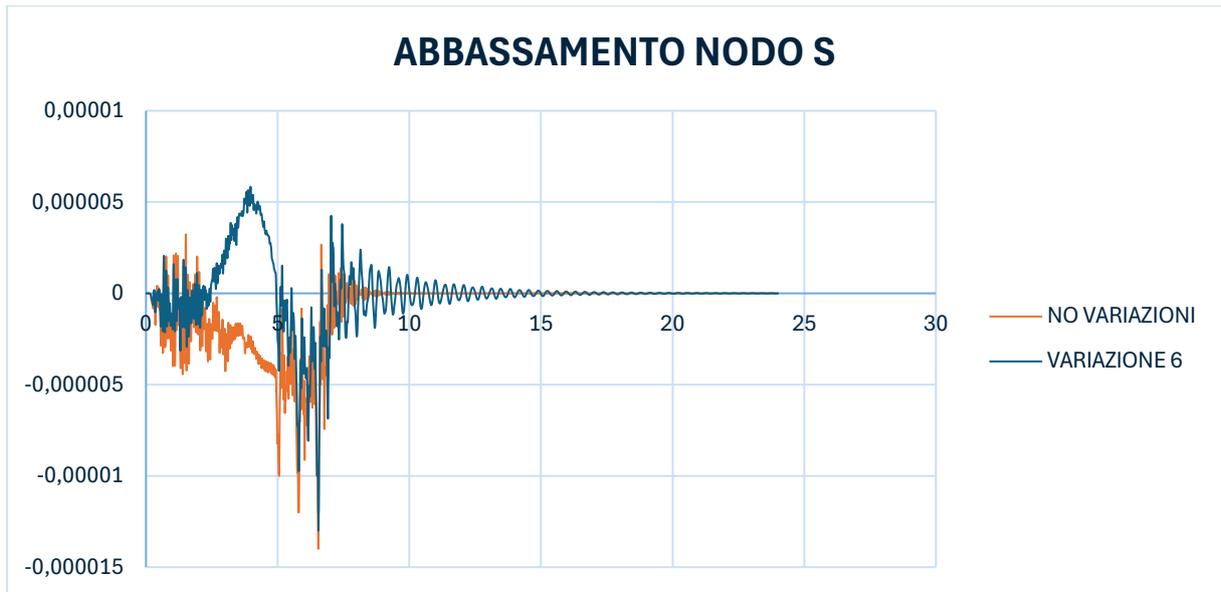


Figura 169. Abbassamento nodo S

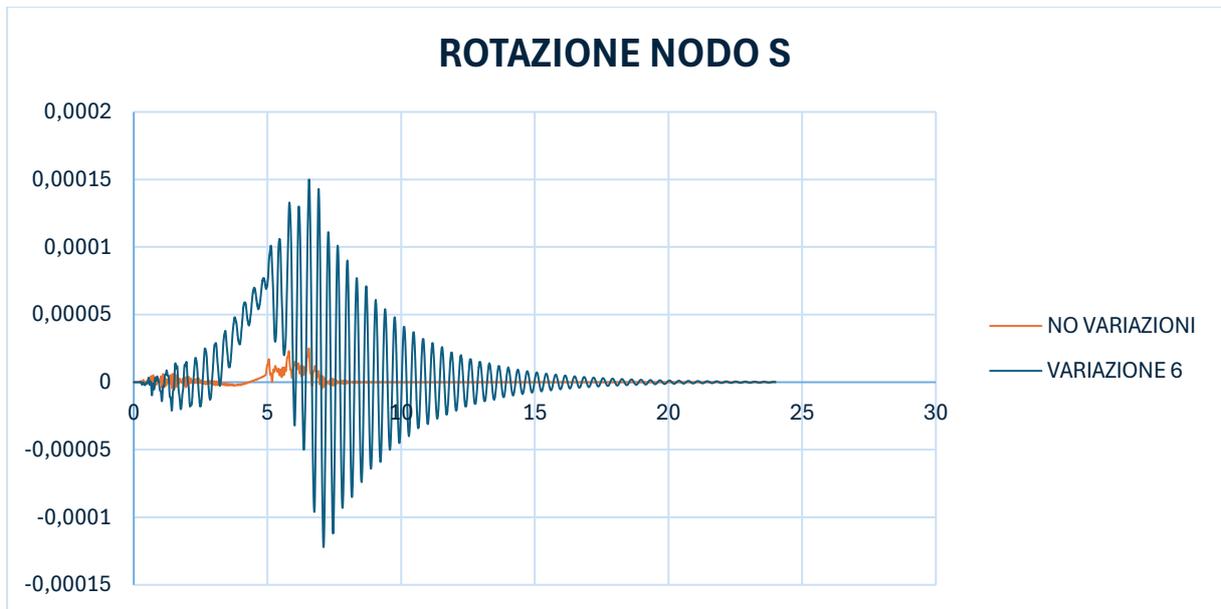


Figura 170. Rotazione nodo S

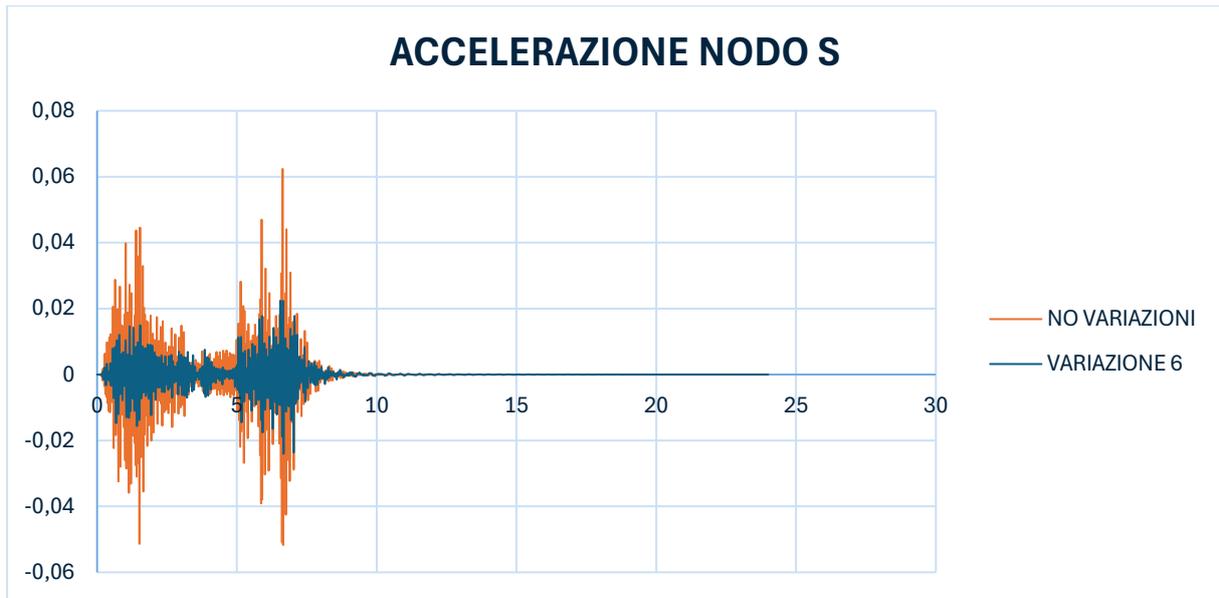


Figura 171. Accelerazione nodo S

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000014	0,000012	0,000002	14,29
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,000027	0,000002	8,00
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,062	0,064	0,002	3,23

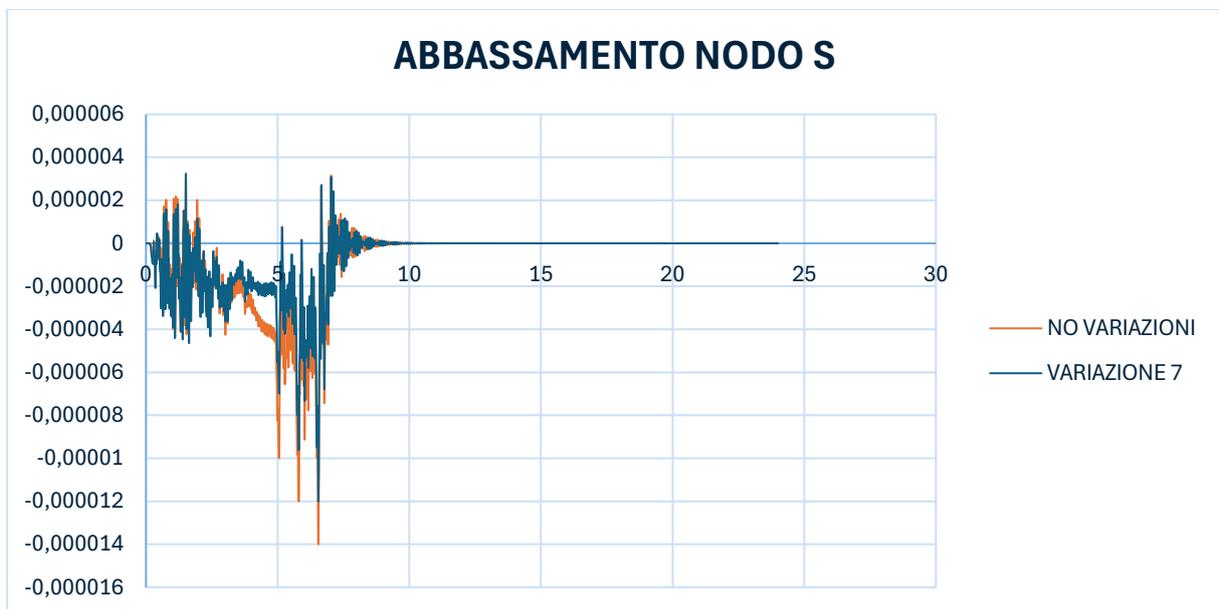


Figura 172. Abbassamento nodo S

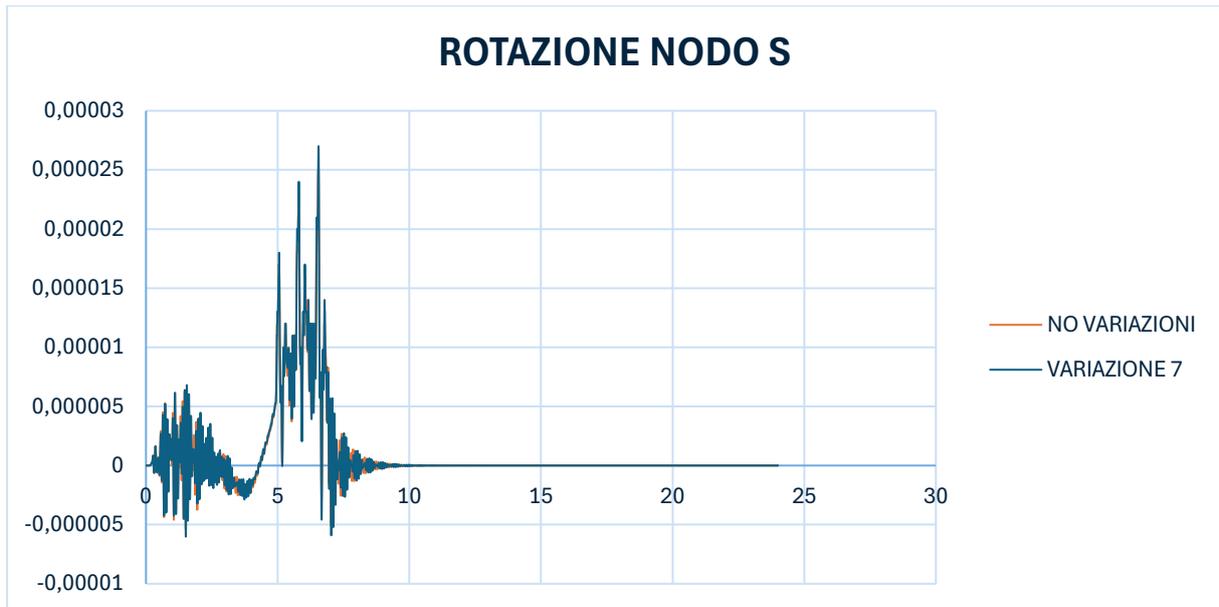


Figura 173. Rotazione nodo S

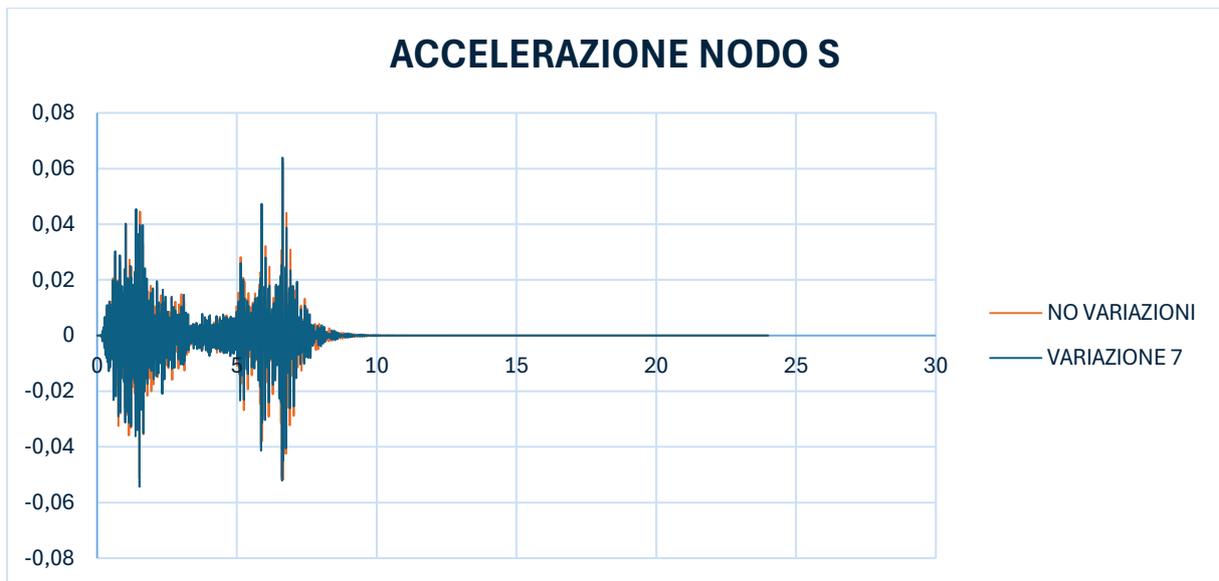


Figura 174. Accelerazione nodo S

	NODO S			DIFFERENZA [%]
	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 8	DIFFERENZA	
ABBASSAMENTO [mm]	0,000014	0,000011	0,000003	21,43
ROTAZIONE [rad/s]	0,000025	0,000026	1E-06	4,00
ACCELERAZIONE [mm/s ²]	0,062	0,067	0,005	8,06

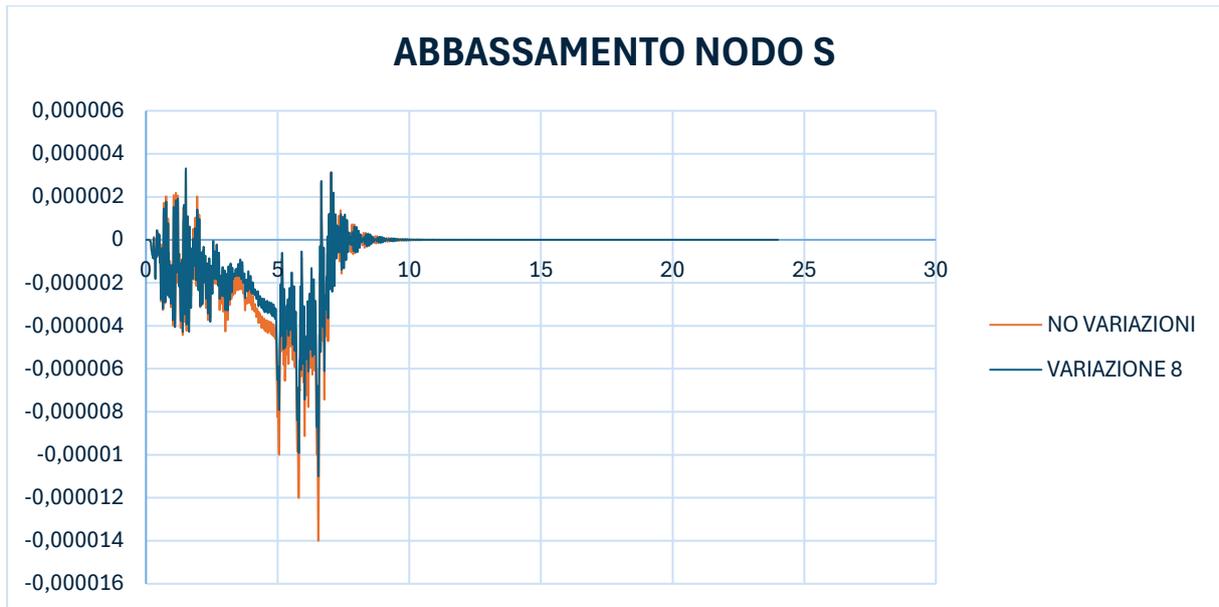


Figura 175. Abbassamento nodo S

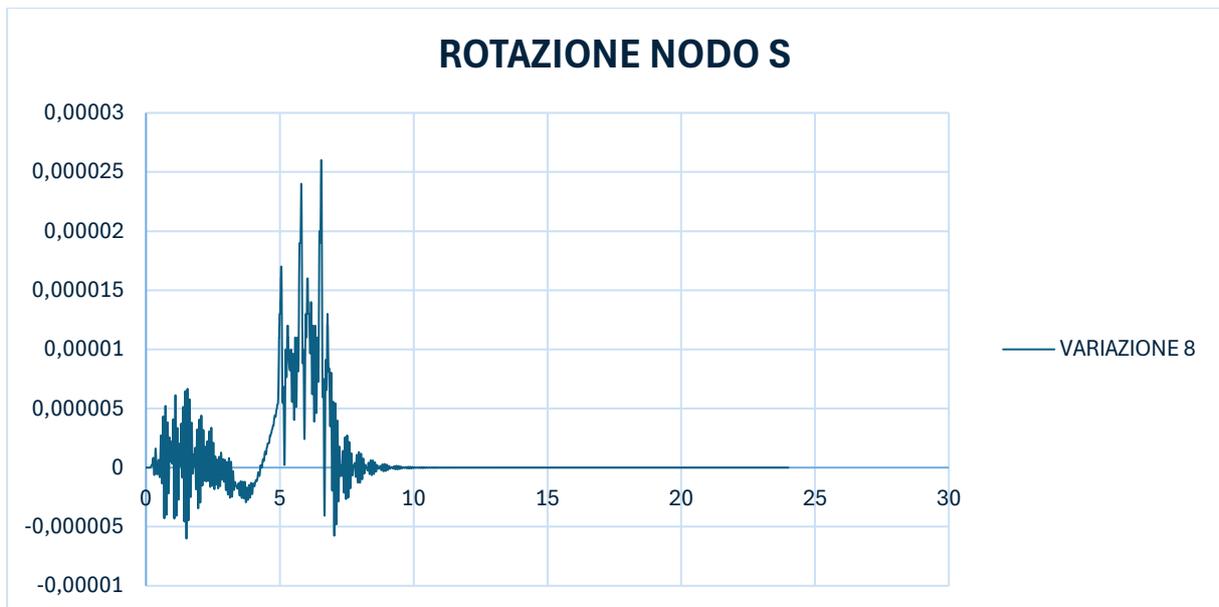


Figura 176. Rotazione nodo S

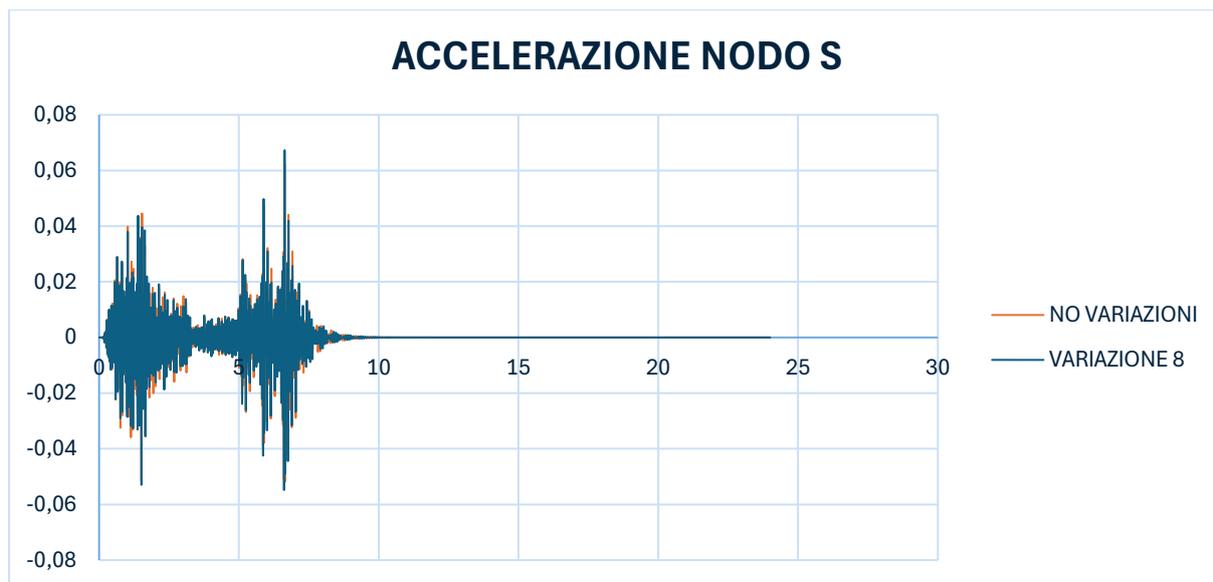


Figura 177. Accelerazione nodo S

A seguito dei risultati ottenuti si può trarre qualche considerazione.

Fatta eccezione per la variazione 6 che, come si è detto, è una condizione estrema che difficilmente può essere veritiera nella realtà, per quanto riguarda gli abbassamenti e le rotazioni, la differenza tra la condizione danneggiata e quella non danneggiata risulta evidente soltanto nel nodo in corrispondenza del danneggiamento (nodo 13 e M). Se si considera ad esempio la variazione 7 e si valutano le differenze di abbassamento per i nodi 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16 (sempre riferiti alla Figura 80), si può realizzare la seguente tabella:

ABBASSAMENTO [mm]				
NODI	NO VARIAZIONE	VARIAZIONE 7	DIFFERENZA	DIFFERENZA [%]
10	0,086	0,09	0,004	4,65
11	0,063	0,069	0,006	9,52
12	0,024	0,03	0,006	25,00
13	0,0011	0,016	0,0149	1354,55
14	0,09	0,11	0,02	22,22
15	0,182	0,193	0,011	6,04
16	0,212	0,215	0,003	1,42

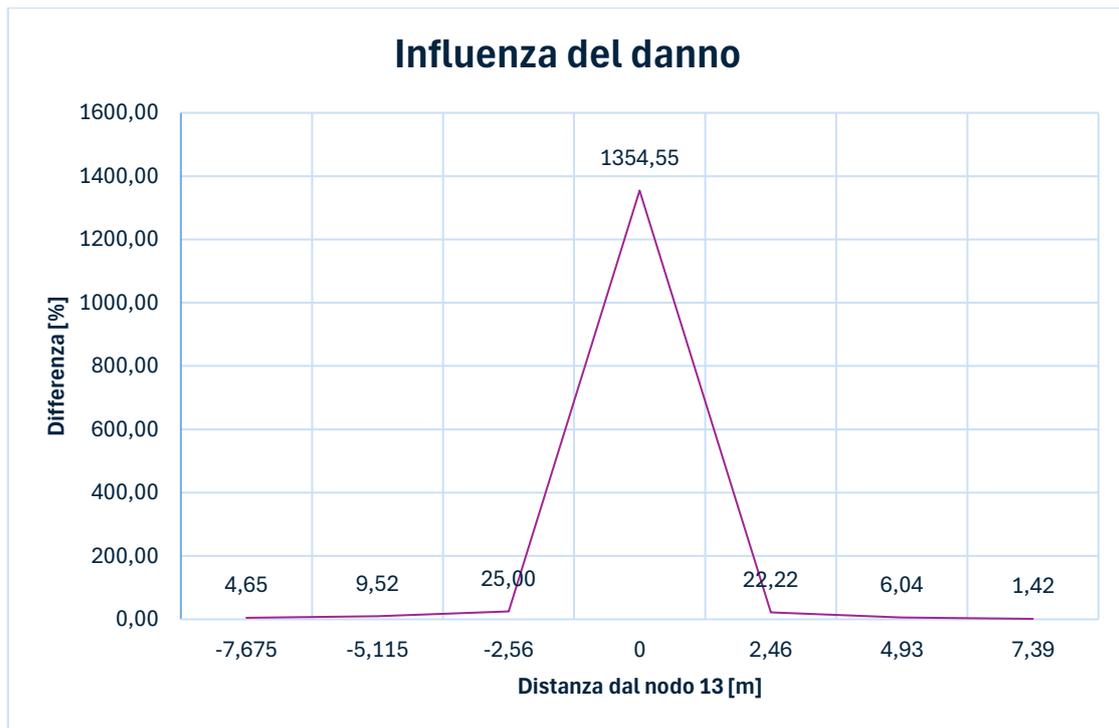


Figura 178. Influenza della variazione 7 sui nodi adiacenti al 13

La tabella e il relativo grafico mostrano come la variazione 7 in corrispondenza dell'ultimo strato di pila interrata 1 provoca un abbassamento significativo sul nodo 13. Facendo riferimento alla *Figura 80* si nota che più si considerano i nodi lontani dalla pila, minore sarà la differenza del picco di abbassamento rispetto alla configurazione non danneggiata. Si può pertanto concludere che la differenza della risposta rispetto alla configurazione senza danno, in termini di abbassamento, è notevole solamente nei nodi in corrispondenza del danneggiamento stesso. La motivazione di questo è da ricercarsi nella rigidità degli elementi della sovrastruttura.

A seguito di queste ultime considerazioni, per valutare l'influenza del danneggiamento sulla struttura, è bene considerare le storie temporali delle accelerazioni.

6.6. Diagrammi *Accelerazione – Rigidezza*

L'obiettivo finale che ci si pone è quello di realizzare dei diagrammi che mostrino il variare del picco di accelerazione al variare della rigidezza della struttura. Tali diagrammi serviranno per un futuro monitoraggio nel quale, posizionando i sensori in uno dei nodi considerati, si andranno a leggere delle storie temporali. Per ogni storia temporale ricavata si procederà come fatto in questa analisi, ovvero si andrà a ricercare il valore di picco. Una volta ricavato il valore di picco si potrà utilizzare il diagramma *Accelerazione – Rigidezza* per valutare lo stato di danneggiamento del ponte. Per questo motivo si considerano le variazioni 6 e 8 e si realizzano ulteriori sotto casi per realizzare tali diagrammi.

6.6.1. Variazione 6

La *Variazione 6*, come già enunciato nel capitolo 6.5., è una variazione estrema che considera l'intero ultimo strato di pila interrata come un layer soffice, simulando così l'effetto che si avrebbe se la pila intera subisse il fenomeno dello scalzamento. Per realizzare ciò si è adottato un valore di modulo elastico del calcestruzzo completamente abbattuto e pari a $0,0003 \frac{kN}{mm^2}$.

Si vuole far variare nuovamente questo valore e si introducono perciò altri tre casi:

- VARIAZIONE 6.1: $E_{cls} = 0,003 \frac{kN}{mm^2}$;
- VARIAZIONE 6.2: $E_{cls} = 0,03 \frac{kN}{mm^2}$;
- VARIAZIONE 6.1: $E_{cls} = 0,3 \frac{kN}{mm^2}$.

Per ogni nodo si andranno a considerare i valori di picco delle accelerazioni per realizzare i diagrammi di *Accelerazione – Rigidezza*.

Nel caso di danneggiamento considerato le variazioni tra i nodi numerati e alfa numerati sarà dovuta al fatto che sui primi è previsto il transito del veicolo, mentre sui secondi no. Le differenze di picchi in termini di accelerazione non saranno così

elevate in quanto si considera un danneggiamento che coinvolge l'intero strato di pila interrata.

- **NODO 10**

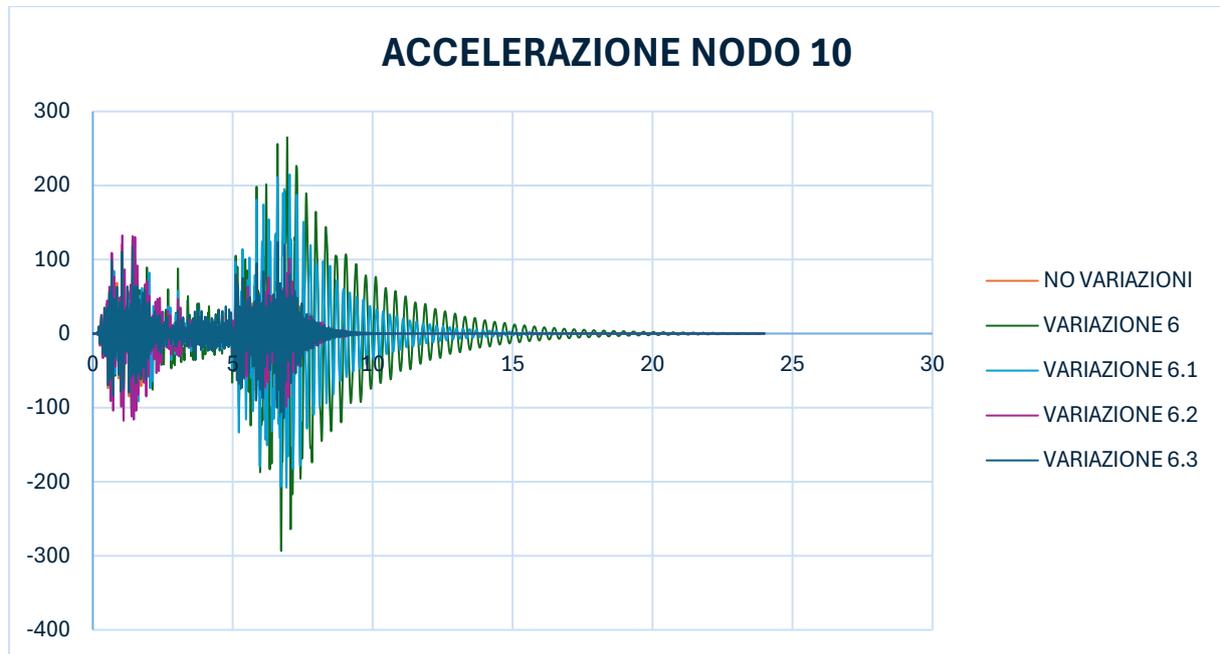


Figura 179. Variazioni 6 del nodo 10

Essendo il nodo 10 in mezzeria della campata centrale, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni pressoché identiche se il pullman si trova nella prima o nella terza campata. Questo vale solo per le variazioni 6.2, 6.3 e per la condizione non danneggiata. Per le variazioni 6 e 6.1 invece i picchi si registrano soltanto in corrispondenza di circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita nella terza campata. Per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 presentano dei valori di picco molto più elevati rispetto alle altre condizioni di danno e che la risposta a tale danneggiamento verrà smorzata in un tempo molto maggiore dalla struttura.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	293,4
VARIAZIONE 6.1	0,003	208,09
VARIAZIONE 6.2	0,03	130,89
VARIAZIONE 6.3	0,3	123,61
NO VARIAZIONE	30	115,08

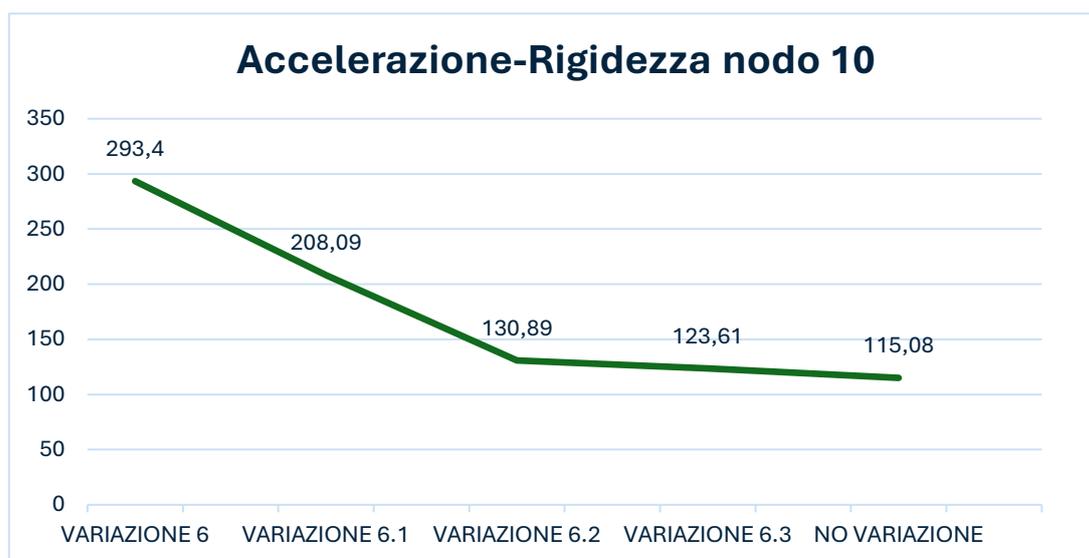


Figura 180. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo 10

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco maggiori si riscontrano per le variazioni 6 e 6.1; già dalla variazione 6.2, che considera comunque un abbattimento della rigidezza del 1000%, il valore di picco è di soli $15 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata.

- **NODO 13**

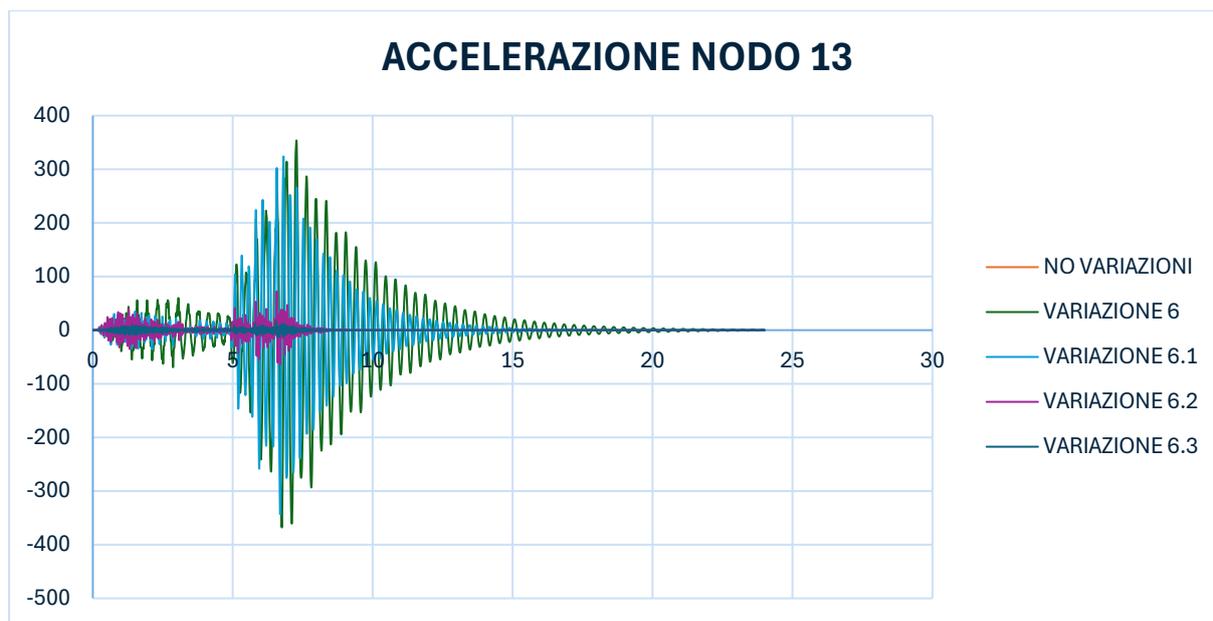


Figura 181. Variazioni 6 del nodo 13

Essendo il nodo 13 in corrispondenza della pila danneggiata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 presentano dei valori di picco molto più elevati rispetto alle altre condizioni di danno e che la risposta a tale danneggiamento verrà smorzata in un tempo molto maggiore dalla struttura.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	367,74
VARIAZIONE 6.1	0,003	343,38
VARIAZIONE 6.2	0,03	72,42
VARIAZIONE 6.3	0,3	17,04
NO VARIAZIONE	30	2,01

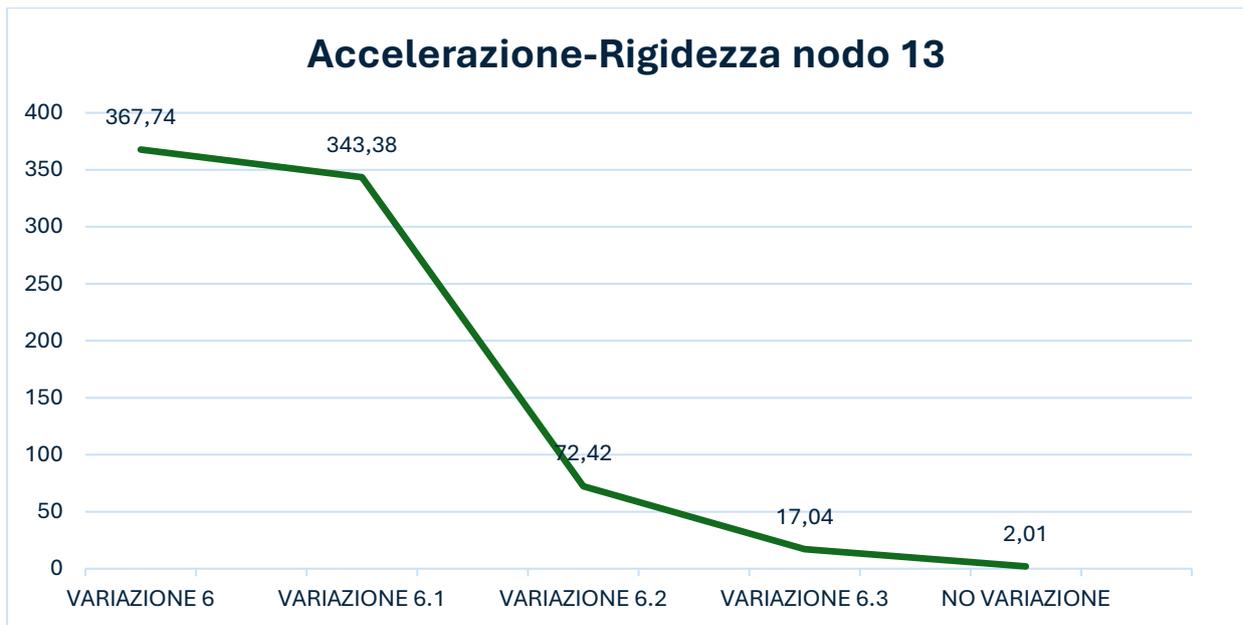


Figura 182. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo 13

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco sono notevoli per tutte le condizioni di danno. in questo caso la variazione 6.3, che considera un abbattimento della rigidezza del 100%, il valore di picco è di $15 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata. Il nodo 13 sarà quindi il nodo nel quale il danneggiamento si rileva in maniera più efficace.

- **NODO 16**

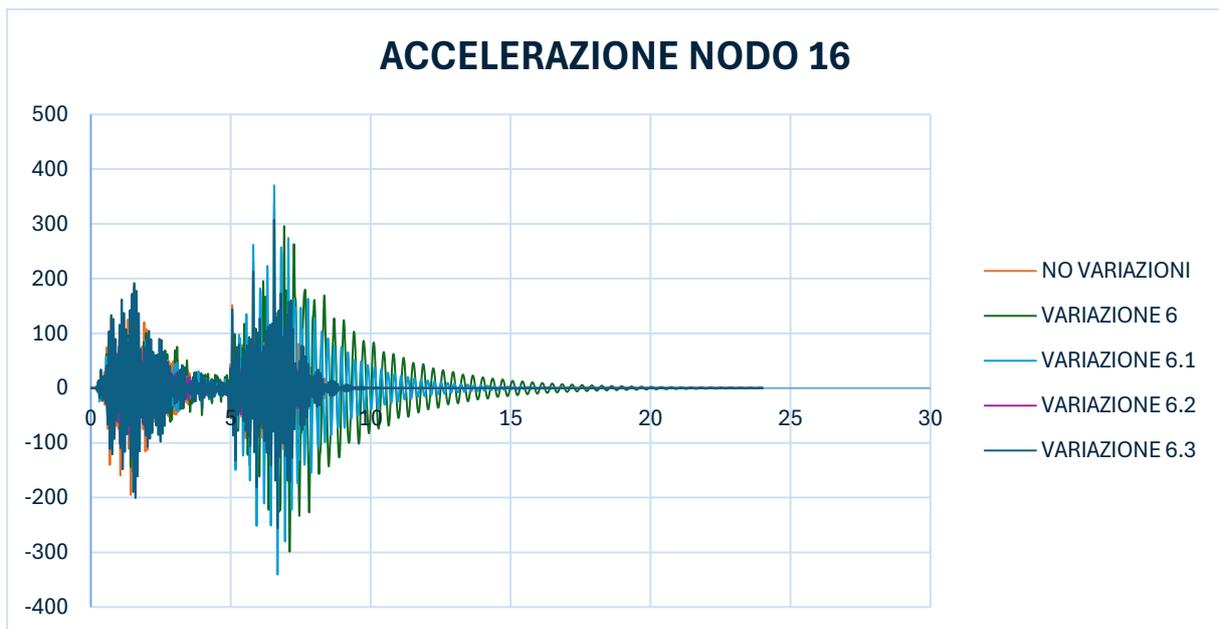


Figura 183. Variazioni 6 del nodo 16

Essendo il nodo 16 in corrispondenza della mezzeria della terza campata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 presentano dei valori di picco molto più elevati rispetto alle altre condizioni di danno e che la risposta a tale danneggiamento verrà smorzata in un tempo molto maggiore dalla struttura.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	340,18
VARIAZIONE 6.1	0,003	360,07
VARIAZIONE 6.2	0,03	183,61
VARIAZIONE 6.3	0,3	307,18
NO VARIAZIONE	30	309,29

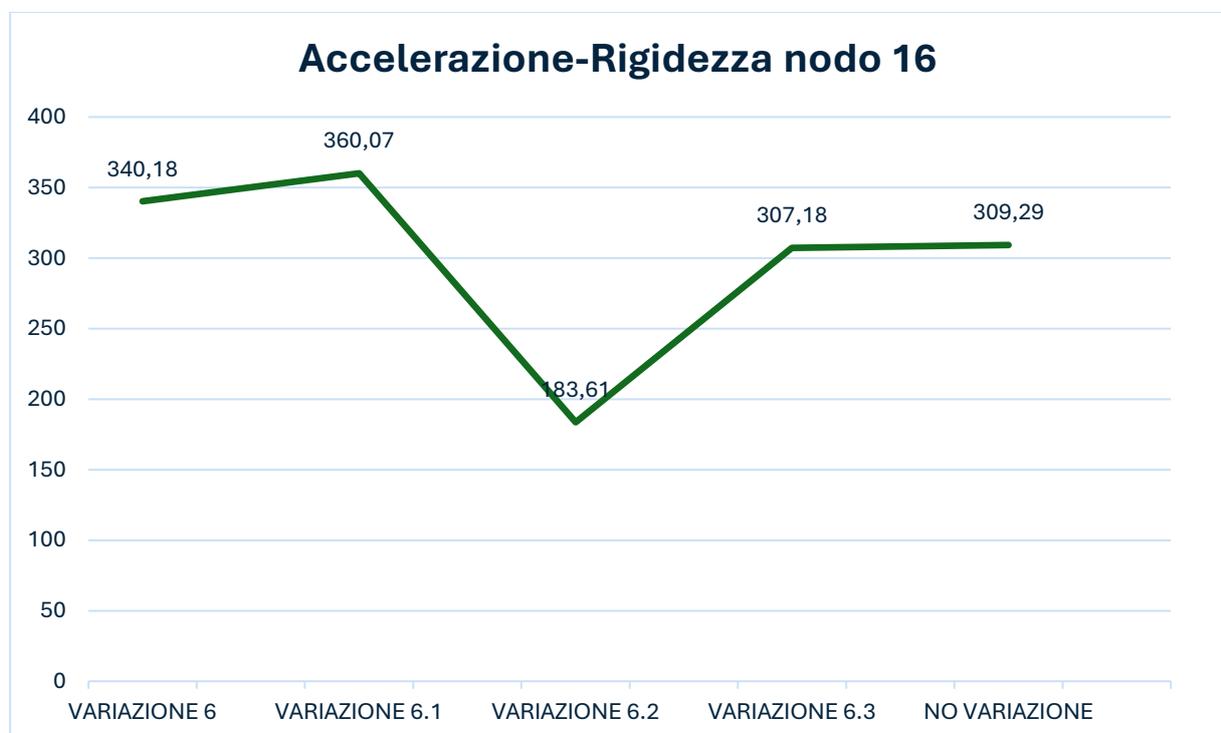


Figura 184. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo 16

In questo caso il diagramma presenta un andamento particolare, infatti nelle condizioni di danneggiamento 6.2 e 6.3 si registra un picco massimo di accelerazione minore rispetto alla configurazione non danneggiata. Si può anche notare che la differenza tra i valori di picco della variazione 6 e la condizione non danneggiata non è così elevata, pari a circa $31 \frac{mm}{s^2}$.

- **NODO 19**

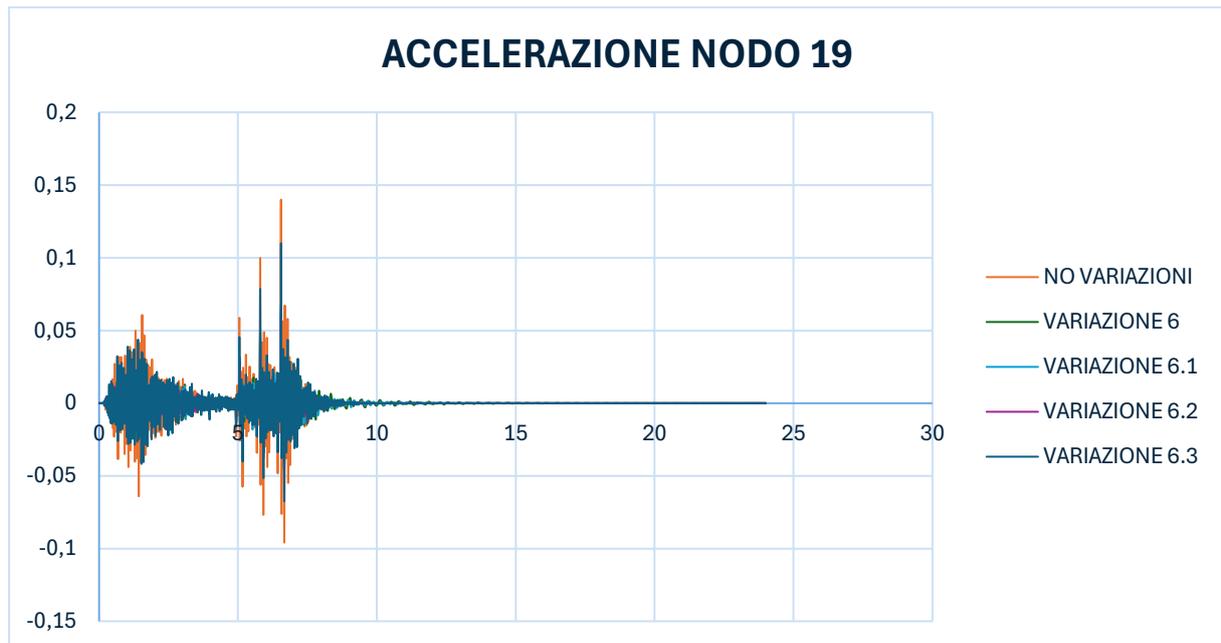


Figura 185. Variazioni 6 del nodo 19

Essendo il nodo 19 in corrispondenza della spalla di valle del ponte, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 in questo nodo non presentano dei valori di picco più elevati rispetto alle altre condizioni di danno, come visto per i nodi precedenti, perciò le storie temporali presentano un medesimo andamento.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	0,064
VARIAZIONE 6.1	0,003	0,068
VARIAZIONE 6.2	0,03	0,061
VARIAZIONE 6.3	0,3	0,11
NO VARIAZIONE	30	0,14

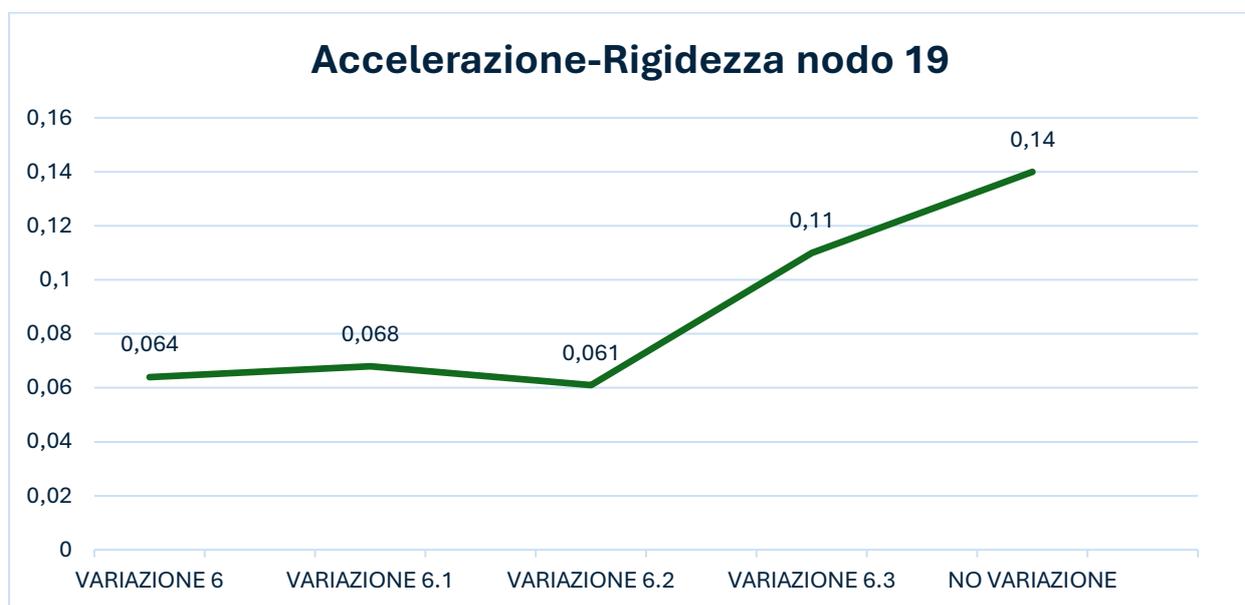


Figura 186. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo 19

In questo nodo si può vedere come in comportamento delle accelerazioni dia inverso rispetto ai nodi precedentemente visti. Si ha un progressivo aumento del picco di accelerazione registrato con l'aumento della rigidezza della struttura. In ogni caso le differenze su questo nodo sono molto piccole. Si parla infatti di una differenza massima tra la variazione 6 e la condizione non danneggiata di $0,076 \frac{mm}{s^2}$.

- NODO J

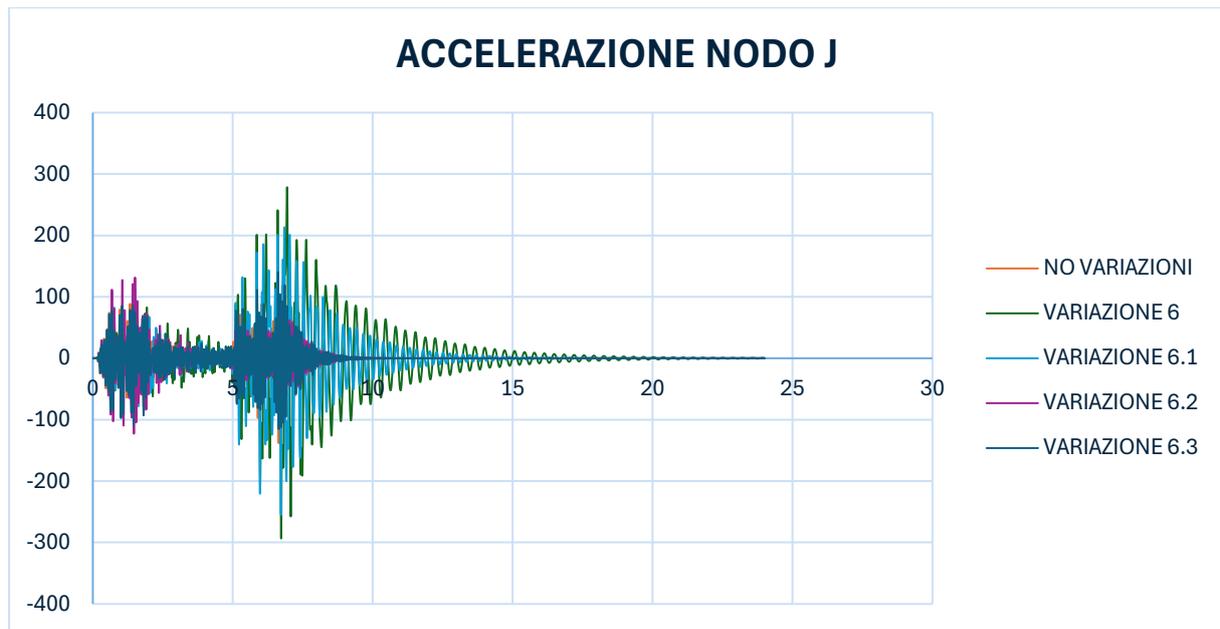


Figura 187. Variazioni 6 del nodo J

Essendo il nodo J in mezzeria della campata centrale, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni pressoché identiche se il pullman si trova nella prima o nella terza campata. Questo vale solo per le variazioni 6.2, 6.3 e per la condizione non danneggiata. Per le variazioni 6 e 6.1 invece i picchi si registrano soltanto in corrispondenza di circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita nella terza campata. Per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 presentano dei valori di picco molto più elevati rispetto alle altre condizioni di danno e che la risposta a tale danneggiamento verrà smorzata in un tempo molto maggiore dalla struttura.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	275,8
VARIAZIONE 6.1	0,003	254,84
VARIAZIONE 6.2	0,03	131,51
VARIAZIONE 6.3	0,3	140,32
NO VARIAZIONE	30	137,92

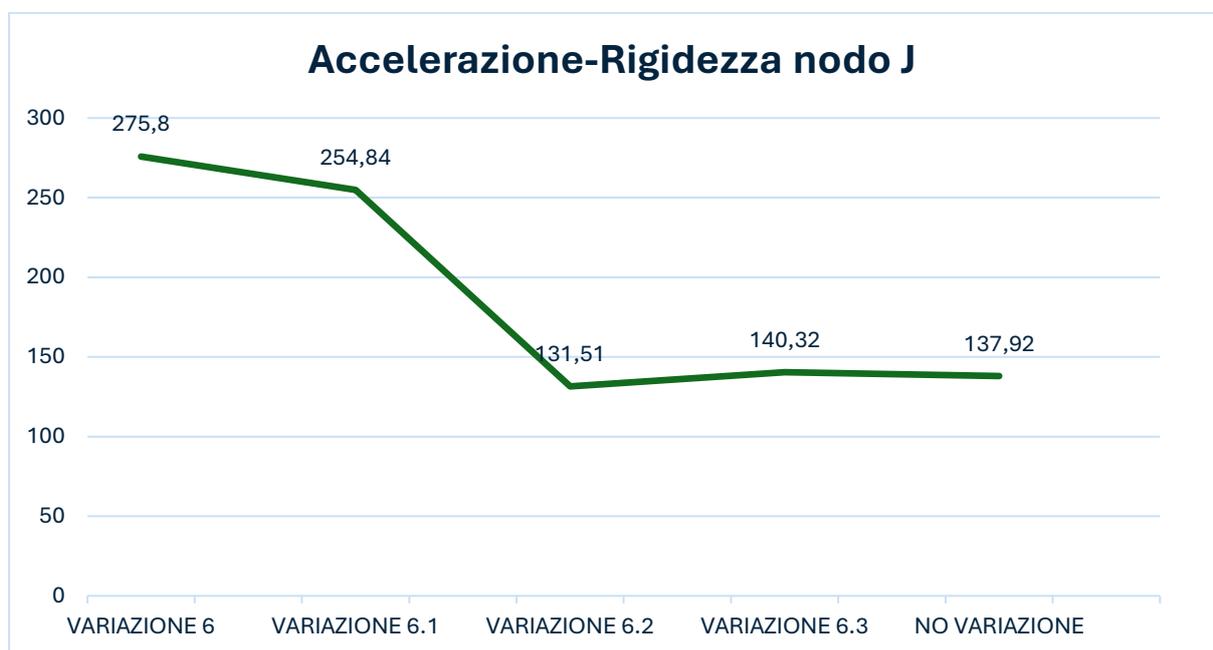


Figura 188. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo J

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco maggiori si riscontrano per le variazioni 6 e 6.1; già dalla variazione 6.3, che considera comunque un abbattimento della rigidezza del 100%, il valore di picco è di soli $3 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata.

- **NODO M**

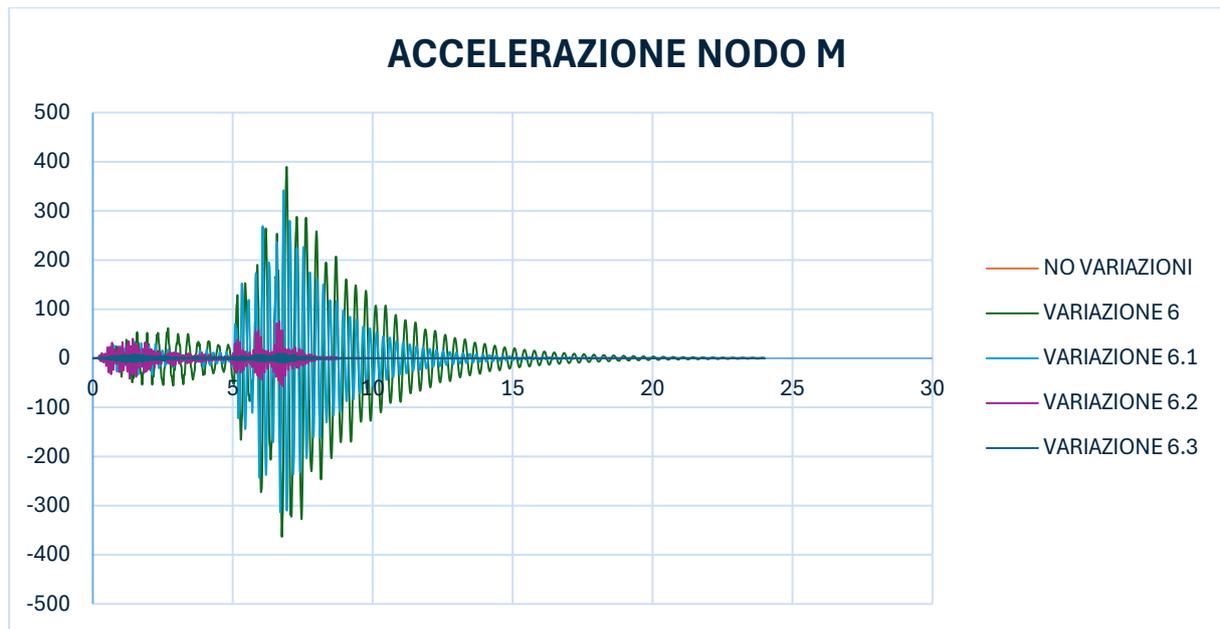


Figura 189. Variazioni 6 del nodo M

Essendo il nodo M in corrispondenza della pila danneggiata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 presentano dei valori di picco molto più elevati rispetto alle altre condizioni di danno e che la risposta a tale danneggiamento verrà smorzata in un tempo molto maggiore dalla struttura.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	388,42
VARIAZIONE 6.1	0,003	341,85
VARIAZIONE 6.2	0,03	71,14
VARIAZIONE 6.3	0,3	9,83
NO VARIAZIONE	30	1,08

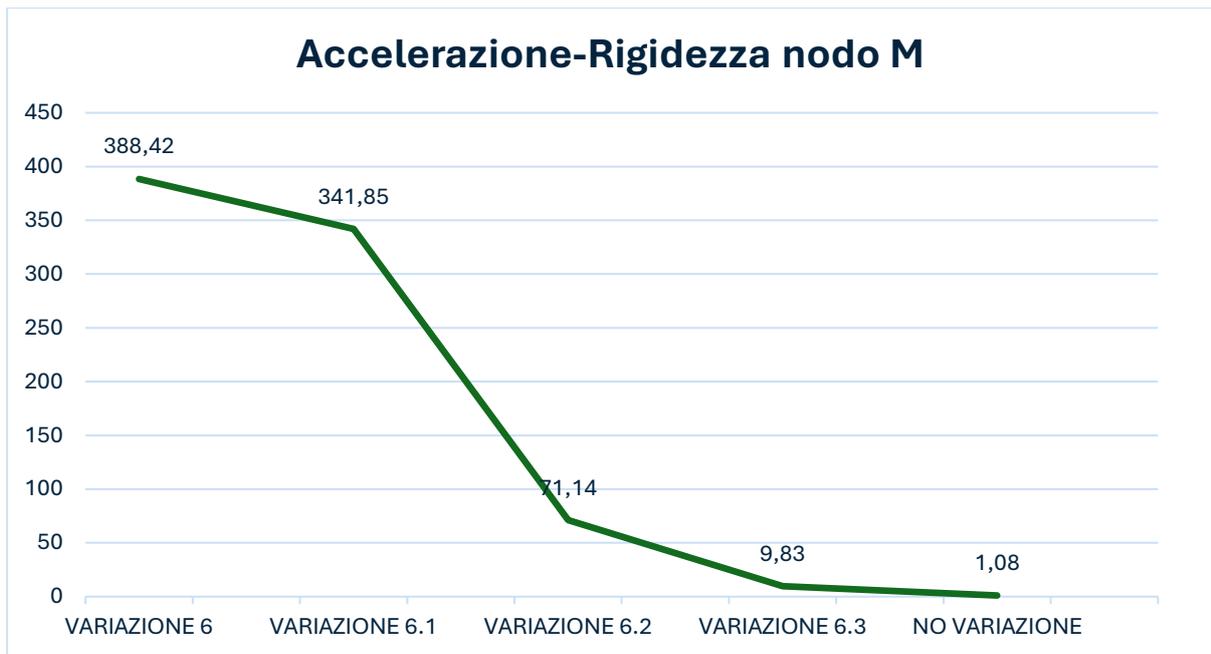


Figura 190. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo M

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco sono notevoli per tutte le condizioni di danno. In questo caso la variazione 6.3, che considera un abbattimento della rigidezza del 100%, il valore di picco è di $8 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata. Il nodo M sarà quindi il nodo alfa numerico nel quale il danneggiamento si rileva in maniera più efficace.

- NODO P

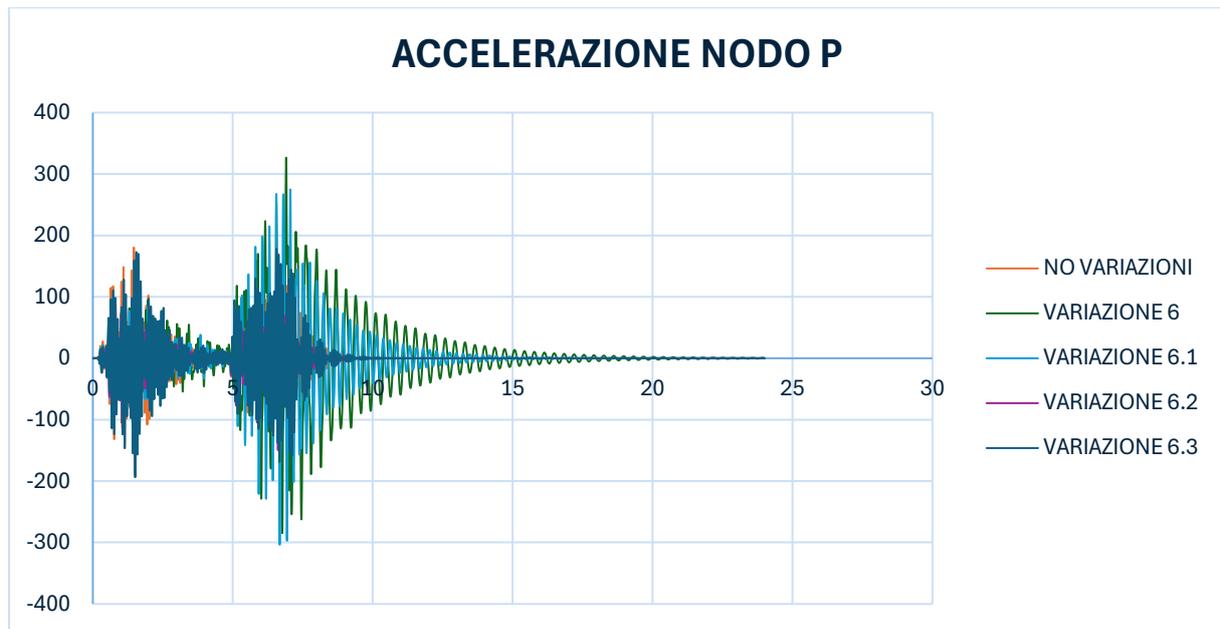


Figura 191. Variazioni 6 del nodo P

Essendo il nodo P in corrispondenza della mezzeria della terza campata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 presentano dei valori di picco molto più elevati rispetto alle altre condizioni di danno e che la risposta a tale danneggiamento verrà smorzata in un tempo molto maggiore dalla struttura.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	326,78
VARIAZIONE 6.1	0,003	303,67
VARIAZIONE 6.2	0,03	149,61
VARIAZIONE 6.3	0,3	178,56
NO VARIAZIONE	30	147,01

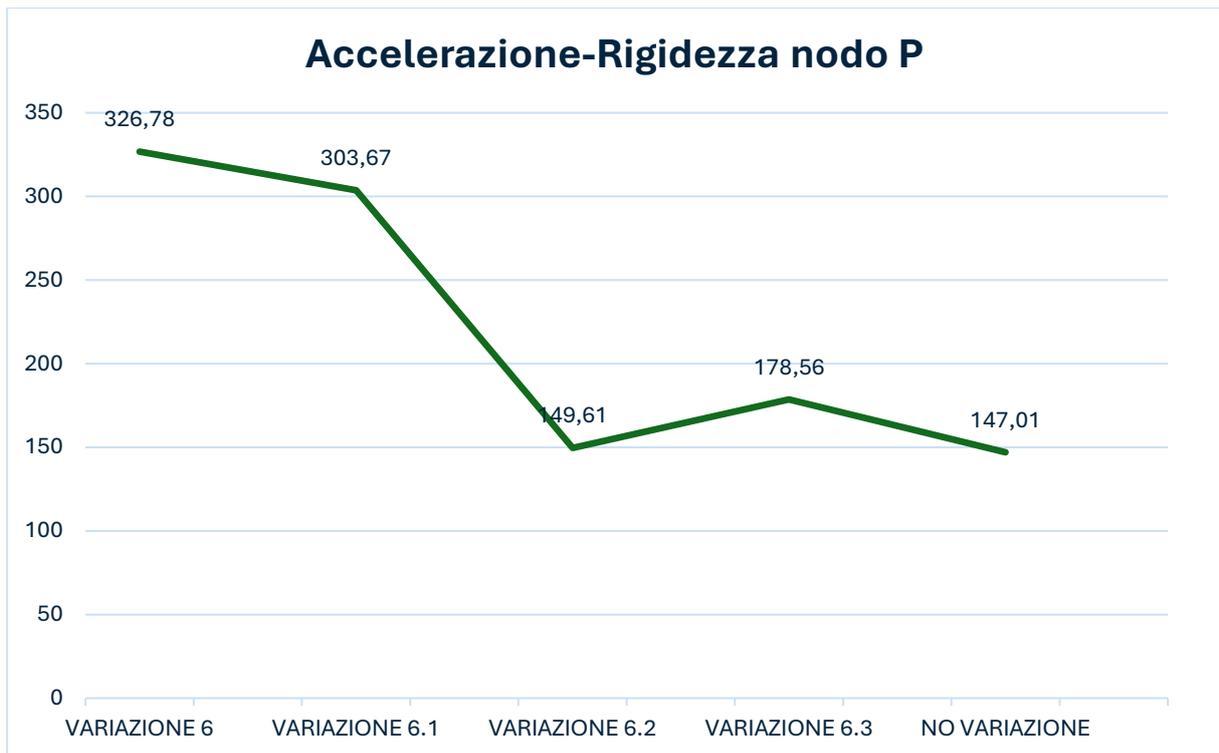


Figura 192. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo P

In questo caso il diagramma presenta un andamento particolare, infatti nella condizione di danneggiamento 6.2 si registra un picco massimo di accelerazione minore rispetto alla condizione 6.3.

- **NODO S**

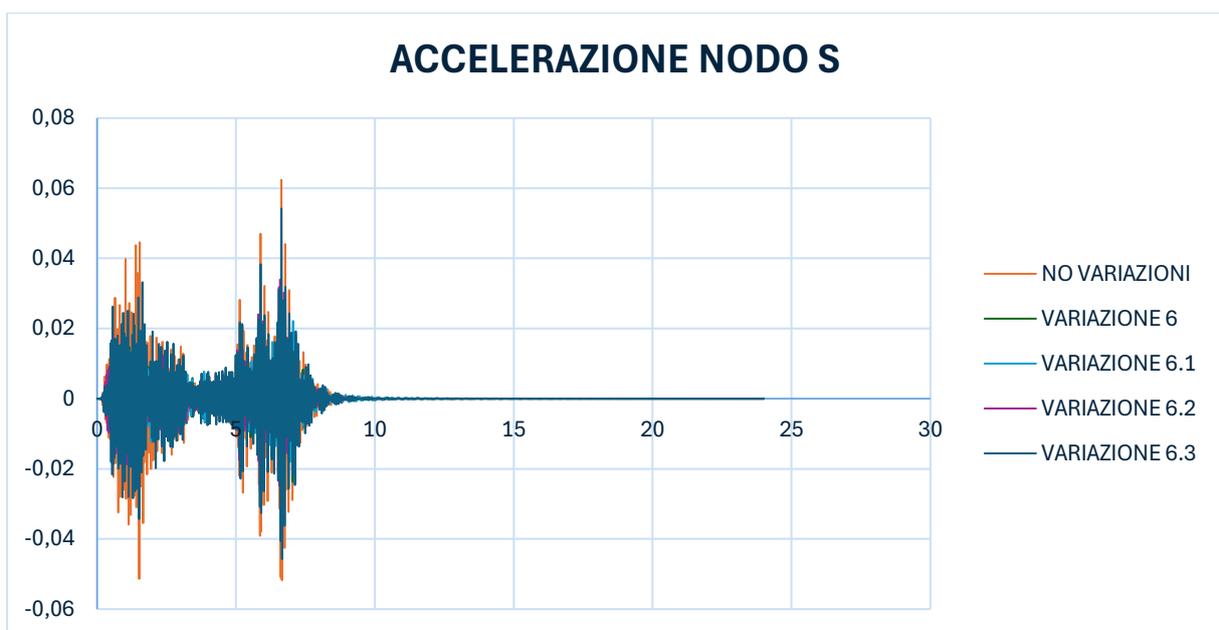


Figura 193. Variazioni 6 del nodo S

Essendo il nodo S in corrispondenza della spalla di valle del ponte, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

Si può notare che le variazioni 6 e 6.1 in questo nodo non presentano dei valori di picco più elevati rispetto alle altre condizioni di danno, come visto per i nodi precedenti, perciò le storie temporali presentano un medesimo andamento.

	MODULO ELASTICO [kN/mm ²]	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 6	0,0003	0,024
VARIAZIONE 6.1	0,003	0,027
VARIAZIONE 6.2	0,03	0,039
VARIAZIONE 6.3	0,3	0,054
NO VARIAZIONE	30	0,062

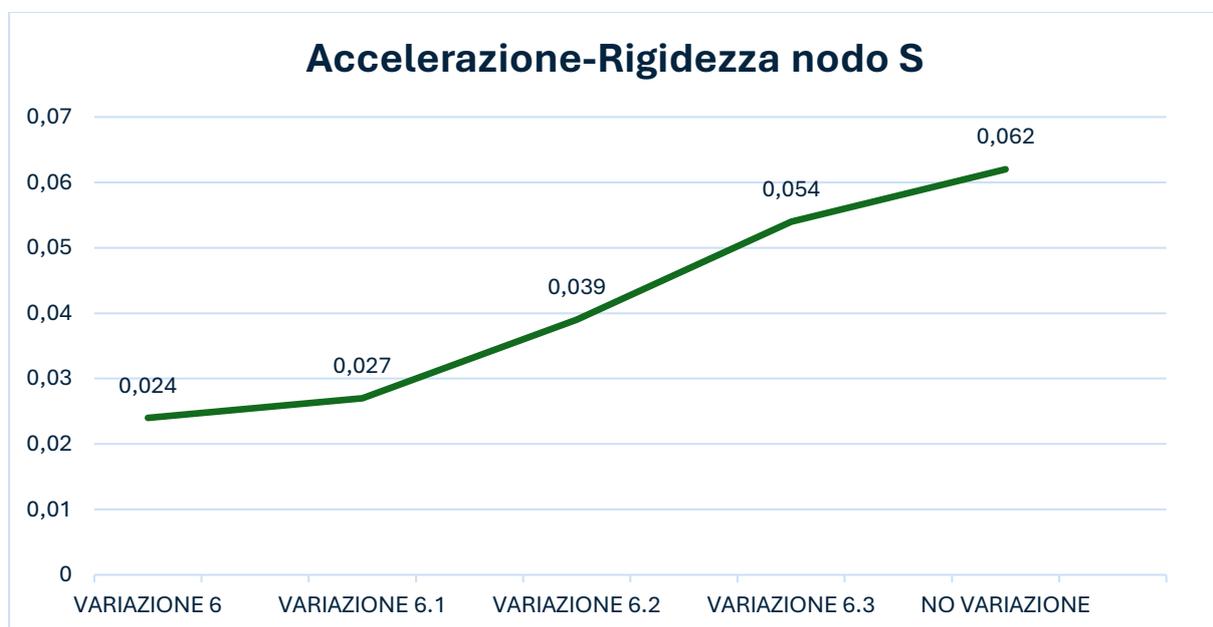


Figura 194. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 6 del nodo S

In questo nodo si può vedere come in comportamento delle accelerazioni dia inverso rispetto ai nodi precedentemente visti. Si ha un progressivo aumento del picco di

accelerazione registrato con l'aumento della rigidezza della struttura. In ogni caso le differenze su questo nodo sono molto piccole. Si parla infatti di una differenza massima tra la variazione 6 e la condizione non danneggiata di $0,038 \frac{mm}{s^2}$.

6.6.2. Variazione 8

La *Variazione 8*, come enunciata nel paragrafo 6.5., è la condizione che meglio simula lo scalzamento della pila, in quanto si vanno a rimuovere i vincoli alla base di metà pila interrata, come mostrato in *Figura 179*.

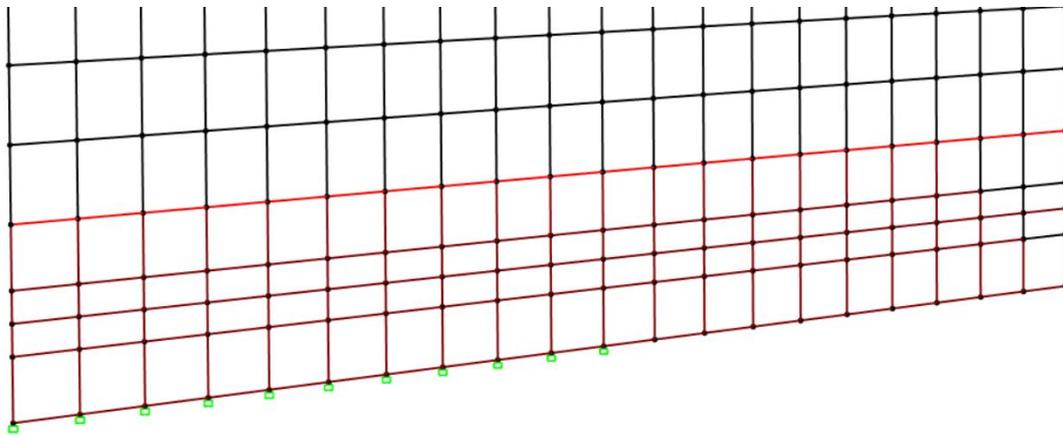


Figura 195. Variazione 8

In questo caso si vanno a considerare atre quattro variazioni che simulano il progressivo scalzamento della pila interrata:

- VARIAZIONE 8.1:

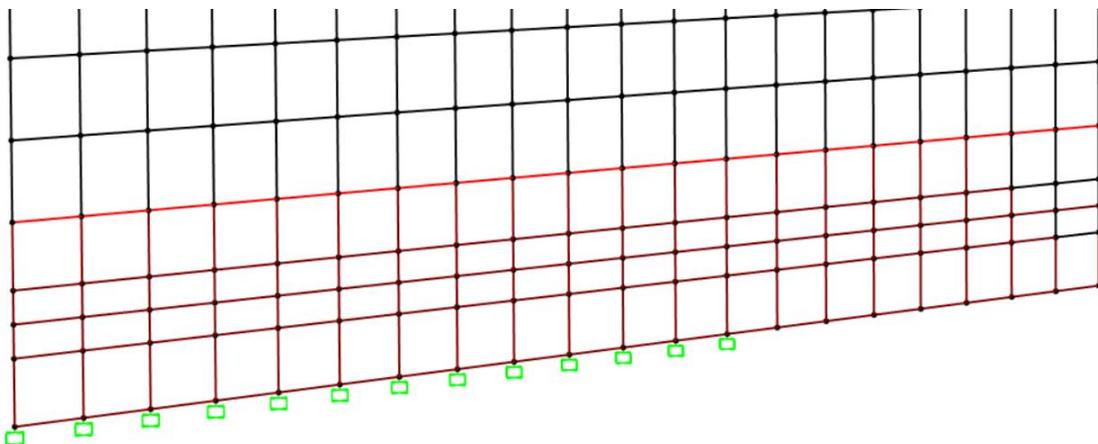


Figura 196. Variazione 8.1

- VARIAZIONE 8.2:

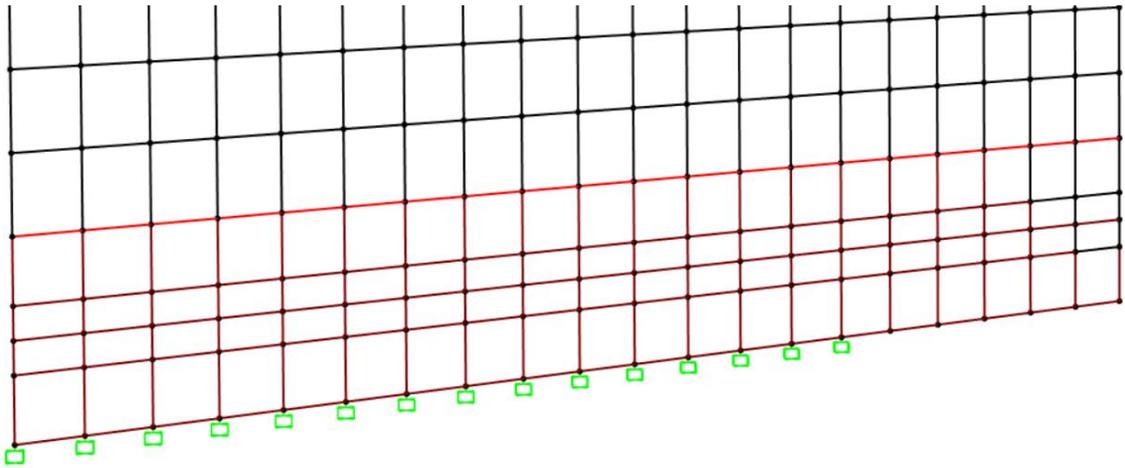


Figura 197. Variazione 8.2

- VARIAZIONE 8.3:

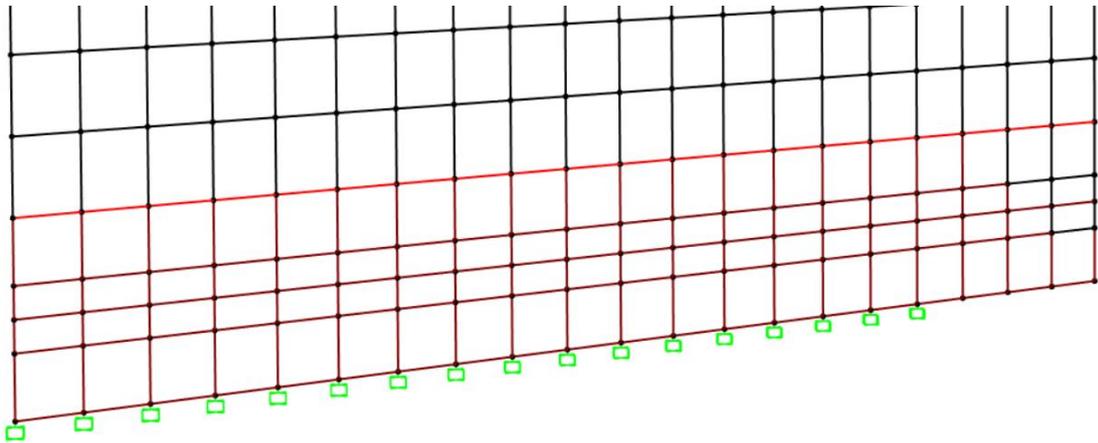


Figura 198. Variazione 8.3

- VARIAZIONE 8.4:

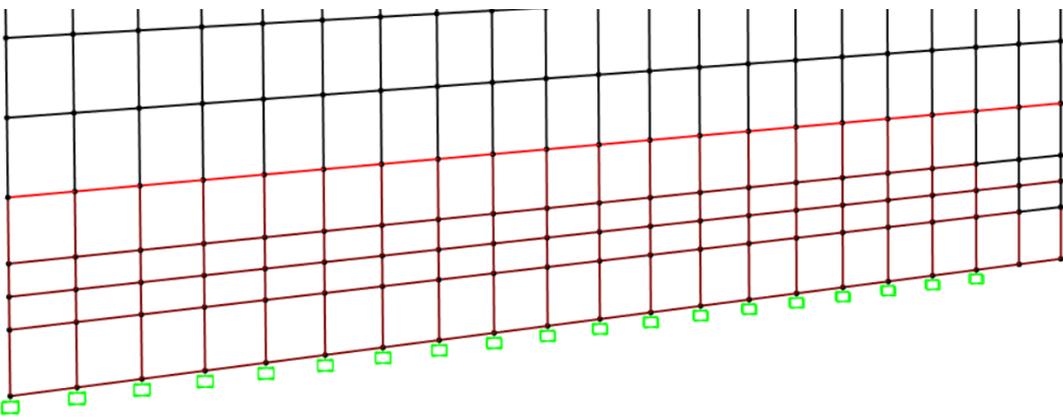


Figura 199. Variazione 8.4

- **NODO 10**

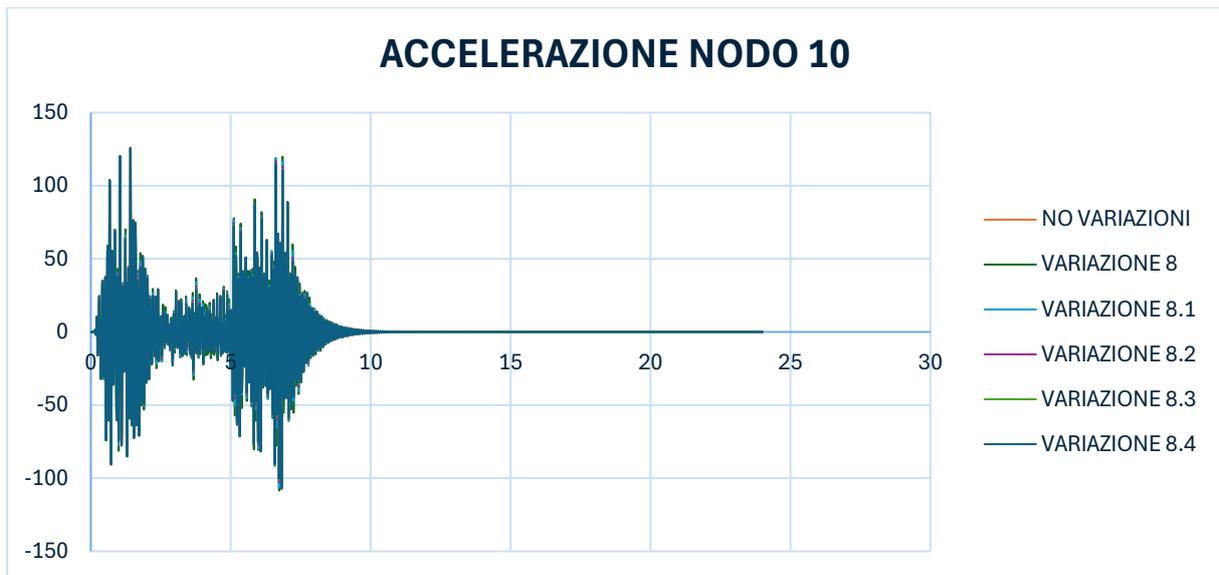


Figura 200. Variazioni 8 del nodo 10

Essendo il nodo 10 in mezzeria della campata centrale, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni pressoché identiche se il pullman si trova nella prima o nella terza campata. Questo vale solo per tutte le variazioni, si è scelto di considerare i valori di picco in corrispondenza di circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita nella terza campata.

	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 8	118,99
VARIAZIONE 8.1	118,66
VARIAZIONE 8.2	116,7
VARIAZIONE 8.3	115,67
VARIAZIONE 8.4	115,22
NO VARIAZIONE	115,08

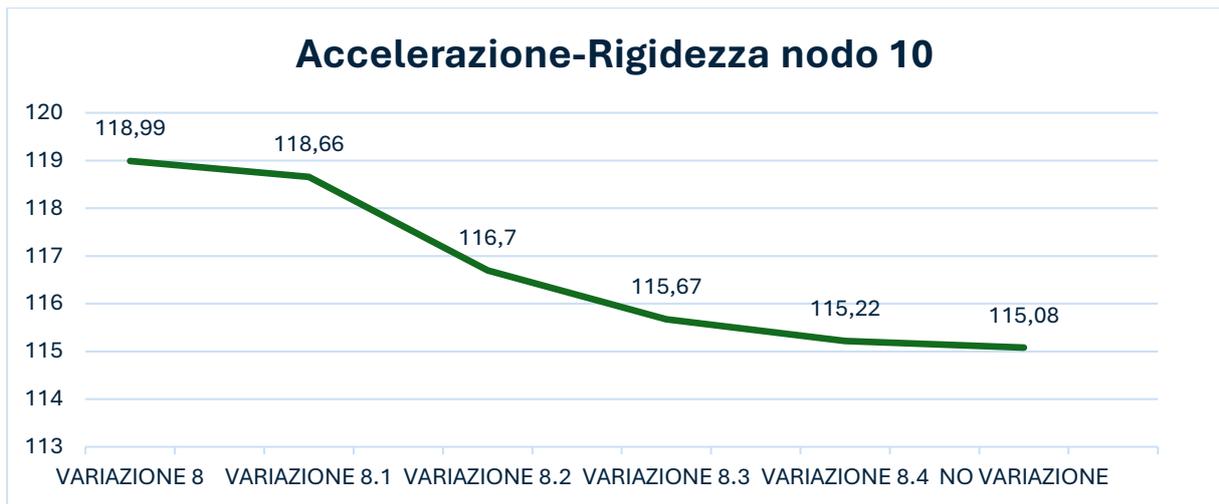


Figura 201. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo 10

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco maggiori si riscontrano per le variazioni 8 e 8.1, nelle quali il valore di picco è comunque di soli $3 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata.

- **NODO 13**

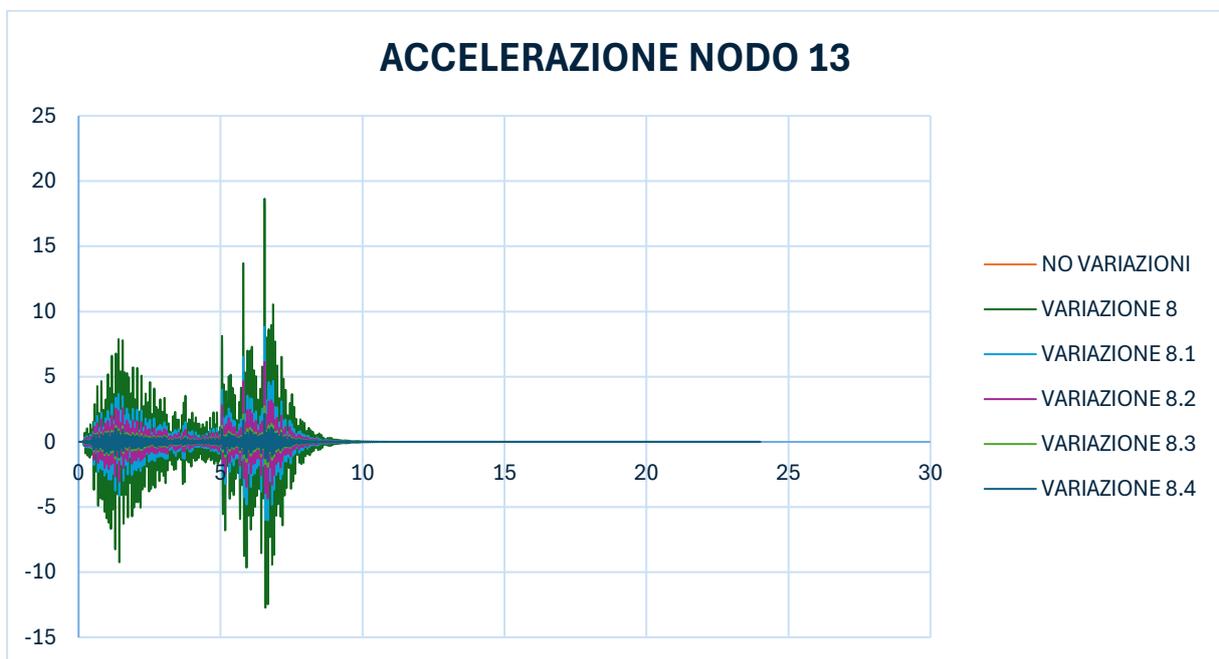


Figura 202. Variazioni 8 del nodo 13

Essendo il nodo 13 in corrispondenza della pila danneggiata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per

tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 8	18,65
VARIAZIONE 8.1	8,83
VARIAZIONE 8.2	6,13
VARIAZIONE 8.3	2,74
VARIAZIONE 8.4	2,15
NO VARIAZIONE	2,01

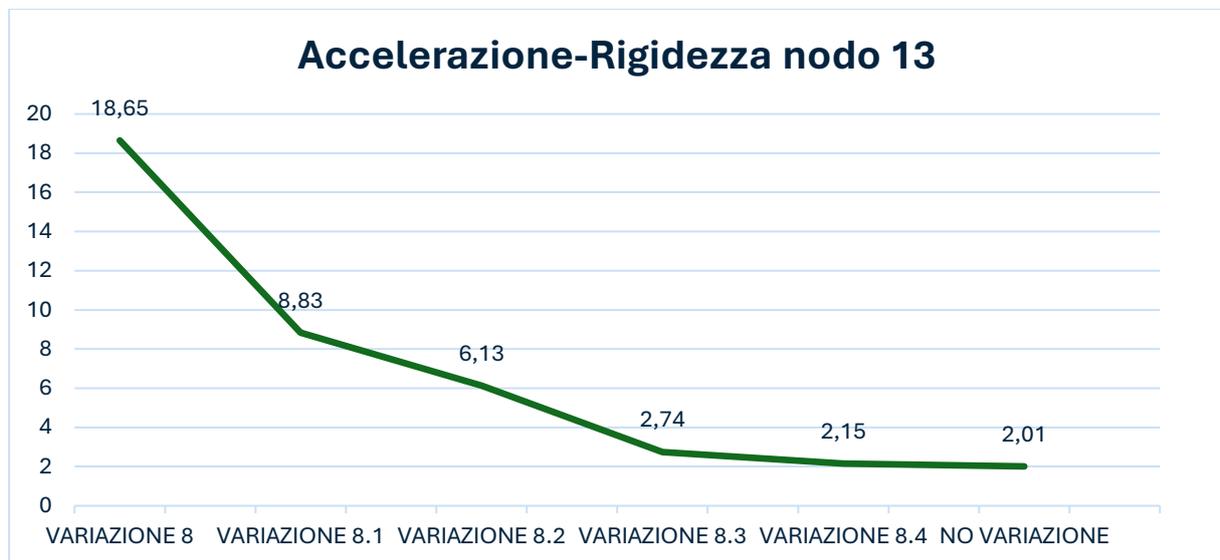


Figura 203. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo 13

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco sono notevoli per le condizioni di danno 8, 8.1, 8.2. In questo caso il picco della variazione 8.3 è di $0,73 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata. Il nodo 13 sarà quindi il nodo nel quale il danneggiamento si rileva in maniera più efficace.

- **NODO 16**

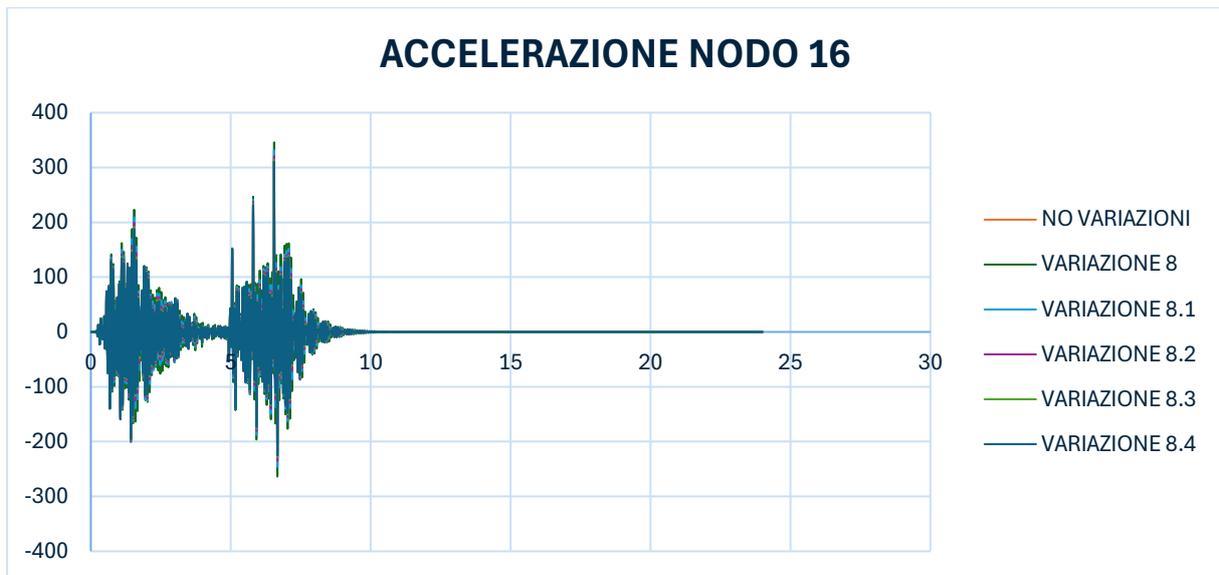


Figura 204. Variazioni 8 del nodo 16

Essendo il nodo 16 in corrispondenza della mezzeria della terza campata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

ACCELERAZIONE [mm/s ²]	
VARIAZIONE 8	345,91
VARIAZIONE 8.1	331,45
VARIAZIONE 8.2	320,85
VARIAZIONE 8.3	314,12
VARIAZIONE 8.4	310,33
NO VARIAZIONE	309,29

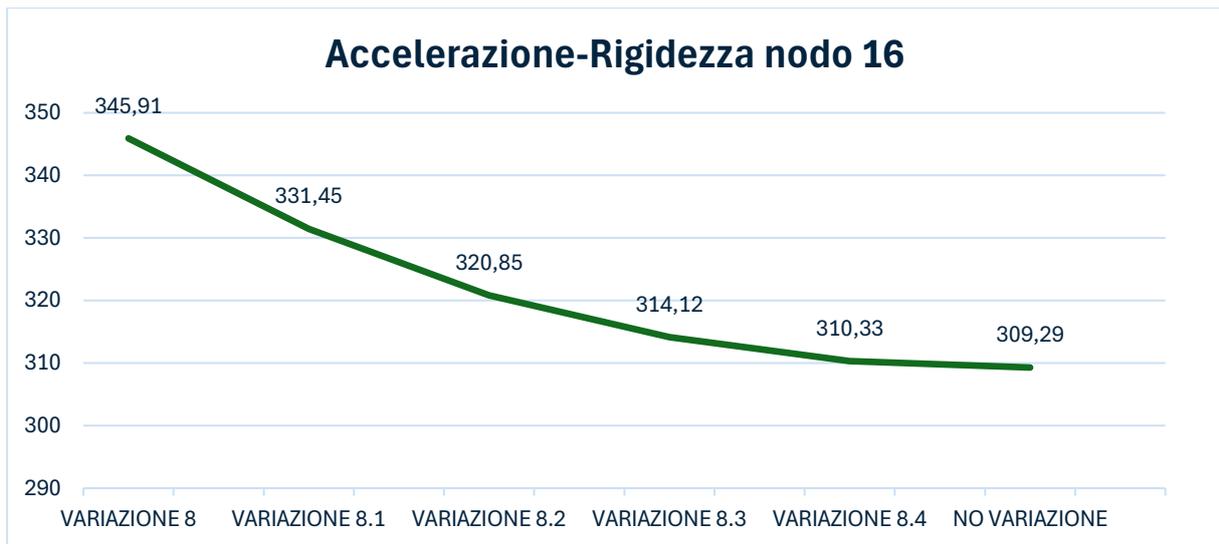


Figura 205. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo 16

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. In questo caso il picco della variazione 8.4 è di circa $1 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata. Le altre condizioni di danno rilevano delle differenze di picco sempre più grandi con la riduzione della rigidezza.

- NODO 19

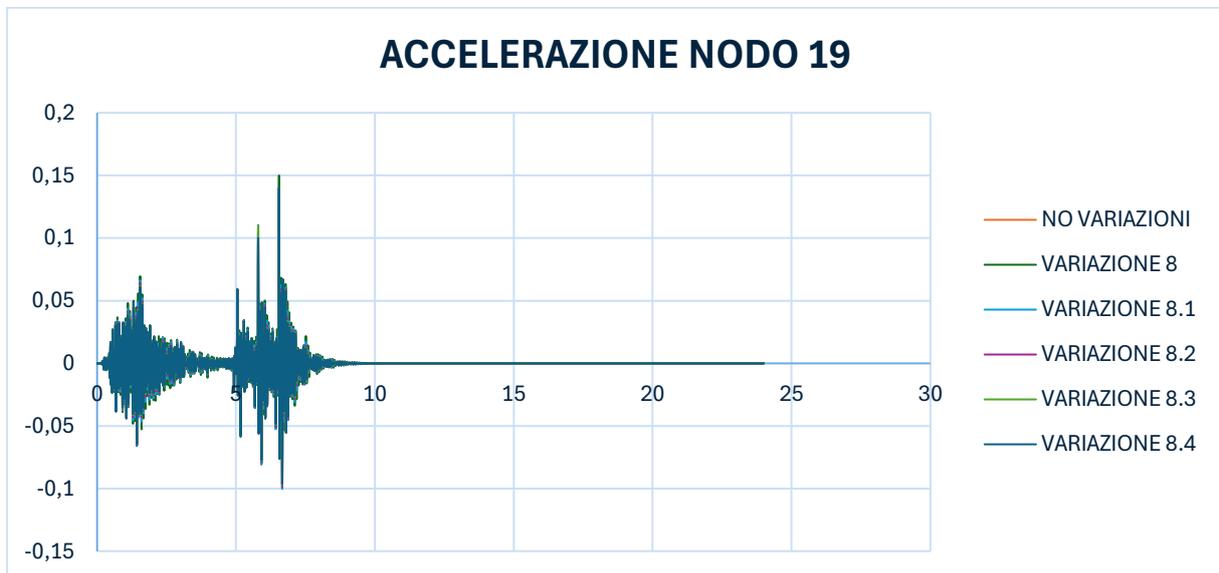


Figura 206. Variazioni 8 del nodo 19

Essendo il nodo 19 in corrispondenza della spalla di valle del ponte, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza

campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 8	0,15
VARIAZIONE 8.1	0,14
VARIAZIONE 8.2	0,14
VARIAZIONE 8.3	0,14
VARIAZIONE 8.4	0,14
NO VARIAZIONE	0,14

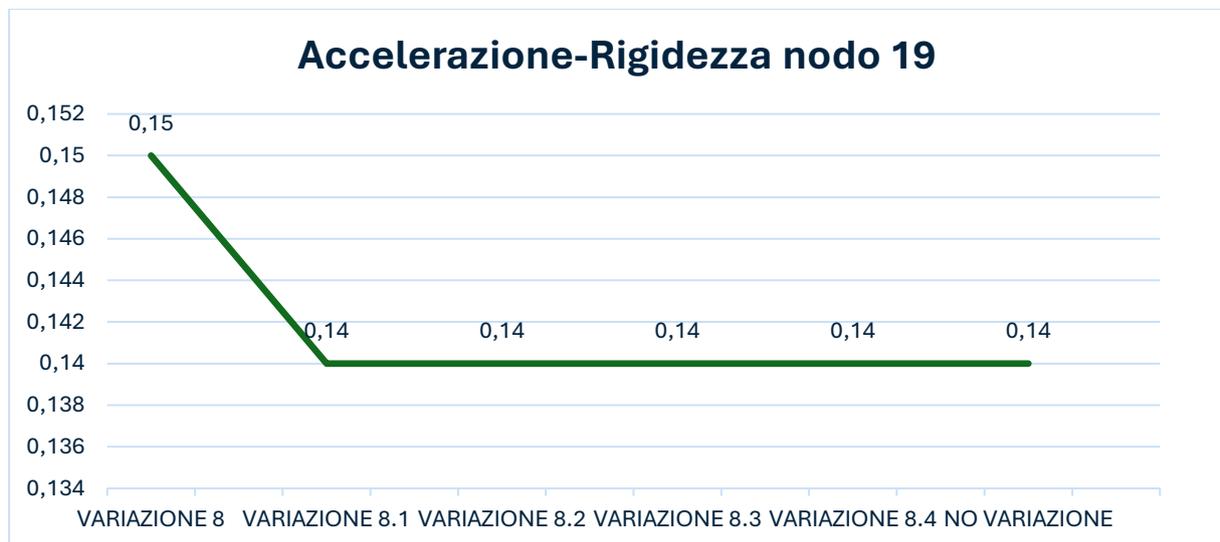


Figura 207. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo 19

In questo caso il diagramma mostra come la differenza di picco sia praticamente inesistente tra le diverse configurazioni di danno.

- NODO J

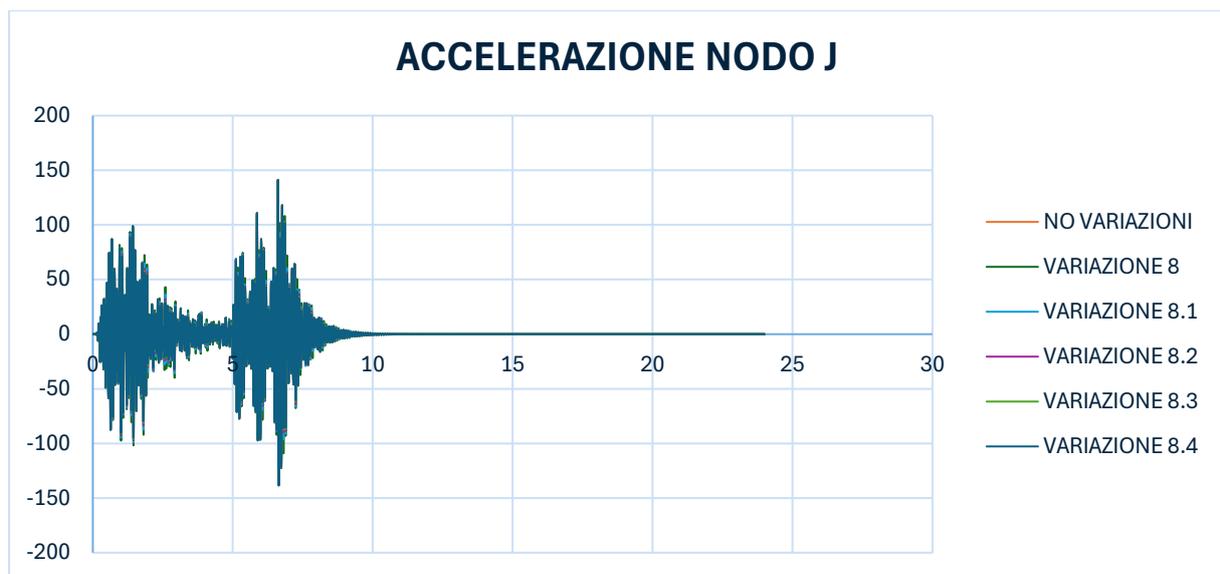


Figura 208. Variazioni 8 del nodo J

Essendo il nodo J in mezzeria della campata centrale, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni pressoché identiche se il pullman si trova nella prima o nella terza campata. Questo vale solo per tutte le variazioni, si è scelto di considerare i valori di picco in corrispondenza di circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita nella terza campata.

	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 8	139,59
VARIAZIONE 8.1	139,51
VARIAZIONE 8.2	139,24
VARIAZIONE 8.3	138,81
VARIAZIONE 8.4	138,12
NO VARIAZIONE	137,92

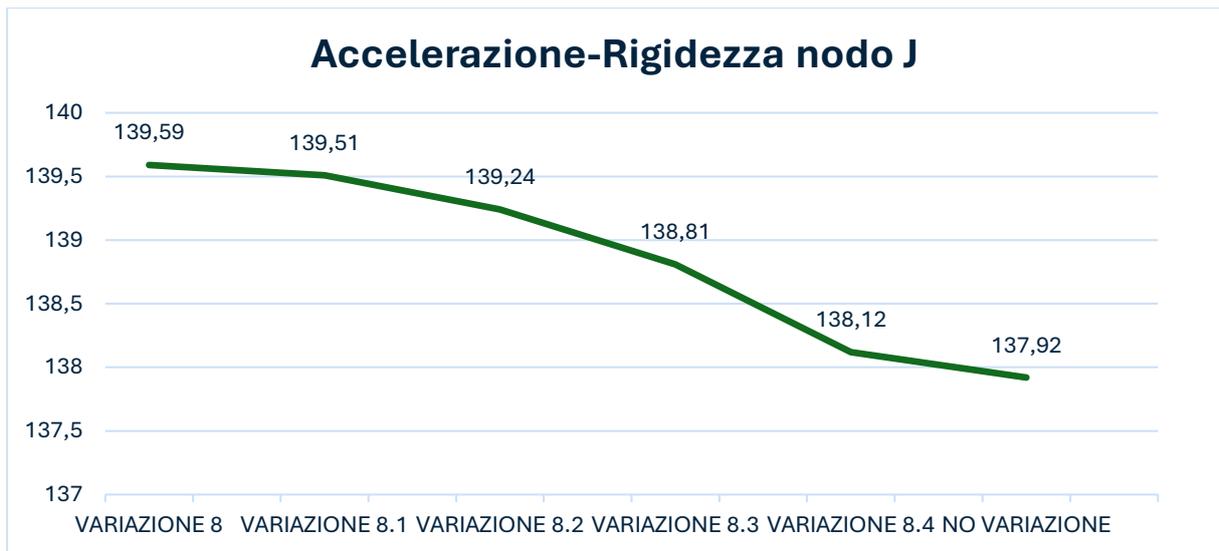


Figura 209. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo J

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco maggiori si riscontrano per le variazioni 8 e 8.1, nelle quali il valore di picco è comunque di soli $2 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata.

- **NODO M**

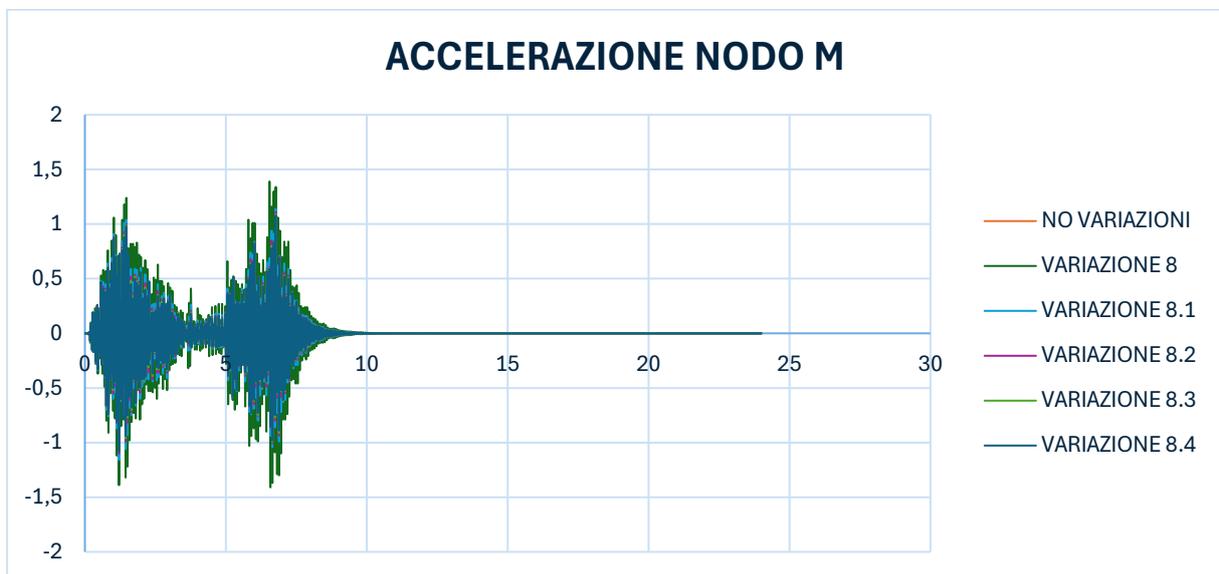


Figura 210. Variazioni 8 del nodo M

Essendo il nodo M in corrispondenza della pila danneggiata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per

tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

ACCELERAZIONE [mm/s ²]	
VARIAZIONE 8	1,39
VARIAZIONE 8.1	1,14
VARIAZIONE 8.2	1,11
VARIAZIONE 8.3	1,09
VARIAZIONE 8.4	1,08
NO VARIAZIONE	1,08

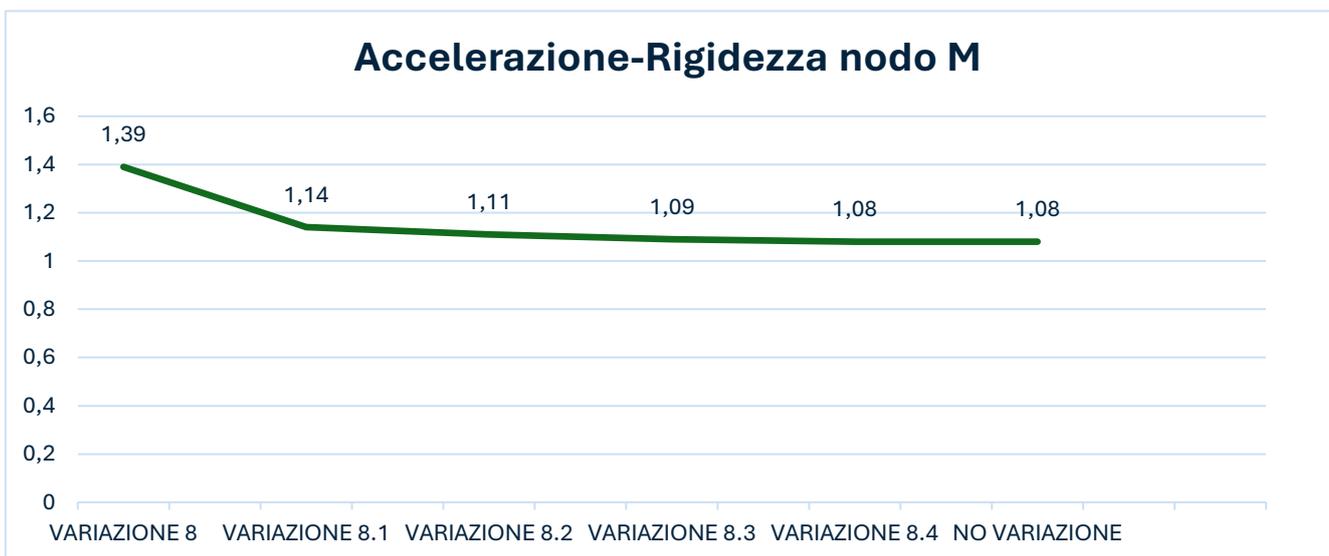


Figura 211. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo M

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. Le differenze di picco non sono particolarmente significative per le condizioni di danno minori (8.4, 8.3, 8.2.), questo in ragione del fatto che la pila sotto il nodo M non è danneggiata. In questo caso il picco della variazione 8, ovvero il caso più estremo, è di $0,31 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata.

- NODO P

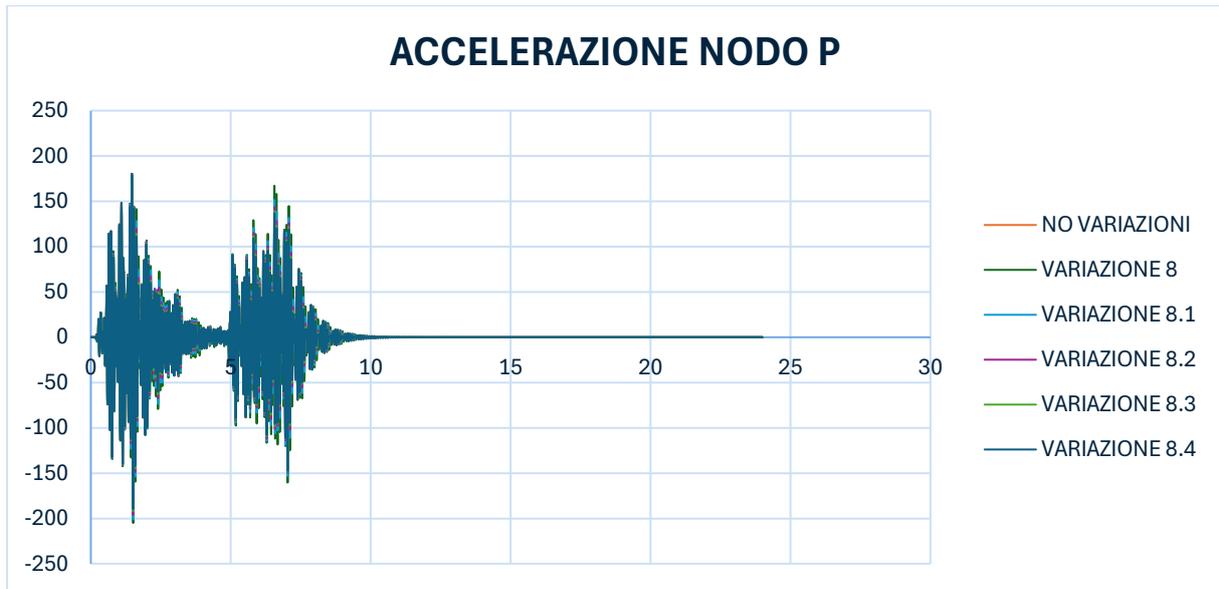


Figura 212. Variazioni 8 del nodo P

Essendo il nodo P in corrispondenza della mezzeria della terza campata, la storia temporale delle accelerazioni sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata. Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

	ACCELERAZIONE [mm/s ²]
VARIAZIONE 8	167,18
VARIAZIONE 8.1	151,56
VARIAZIONE 8.2	143,68
VARIAZIONE 8.3	139,2
VARIAZIONE 8.4	136,84
NO VARIAZIONE	136,22

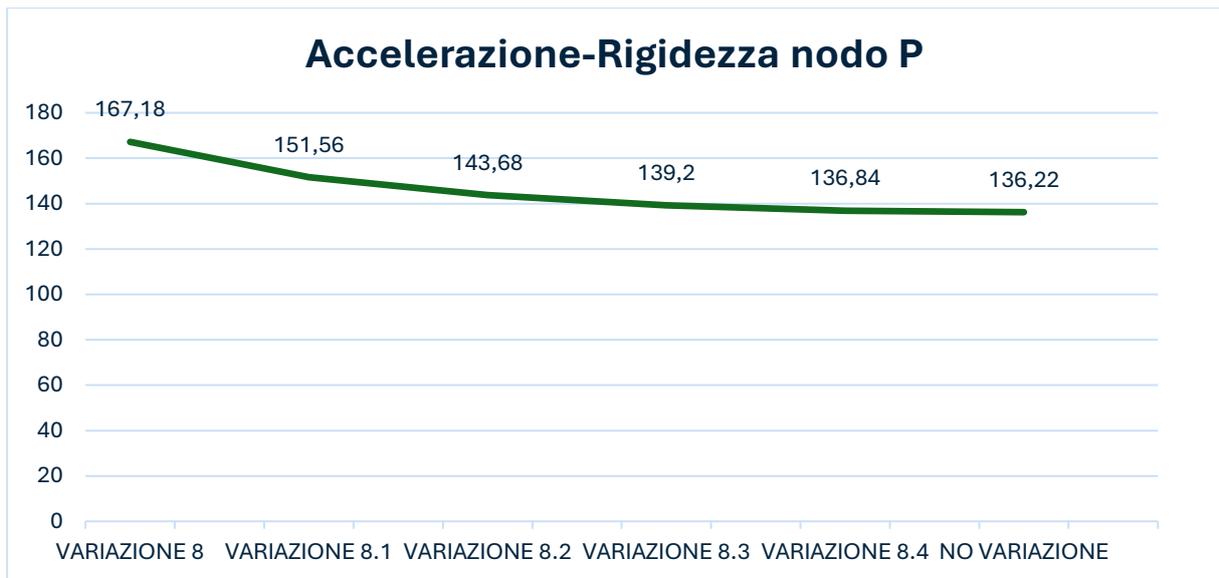


Figura 213. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo P

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. In questo caso il picco della variazione 8.4 è di $0,62 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata. Le altre condizioni di danno rilevano delle differenze di picco sempre più grandi con la riduzione della rigidezza.

- NODO S

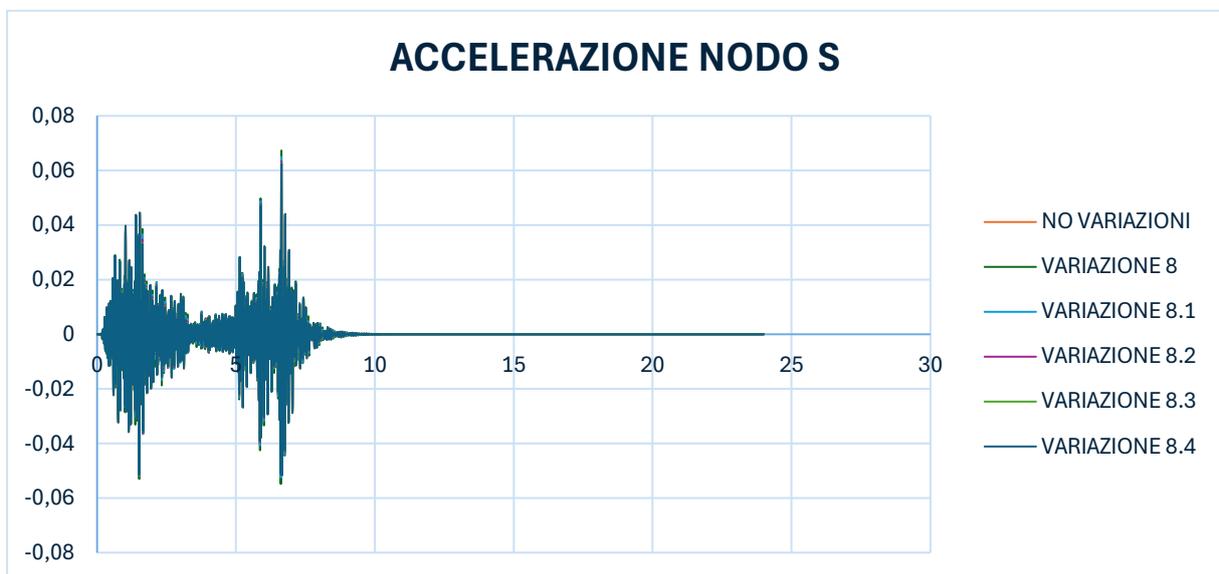


Figura 214. Variazioni 8 del nodo S

Essendo il nodo S in corrispondenza della spalla di valle del ponte, la storia temporale delle accelerazioni registrate sul nodo permette di registrare dei valori di picco delle accelerazioni a circa 6,5 s, ovvero quando l'asse motore transita sulla terza campata.

Questo vale per tutte le variazioni considerate, per questa ragione i valori di picco riportati in tabella sono i valori che si riscontrano in tale punto.

ACCELERAZIONE [mm/s ²]	
VARIAZIONE 8	0,0673
VARIAZIONE 8.1	0,0649
VARIAZIONE 8.2	0,0634
VARIAZIONE 8.3	0,0627
VARIAZIONE 8.4	0,0624
NO VARIAZIONE	0,0624

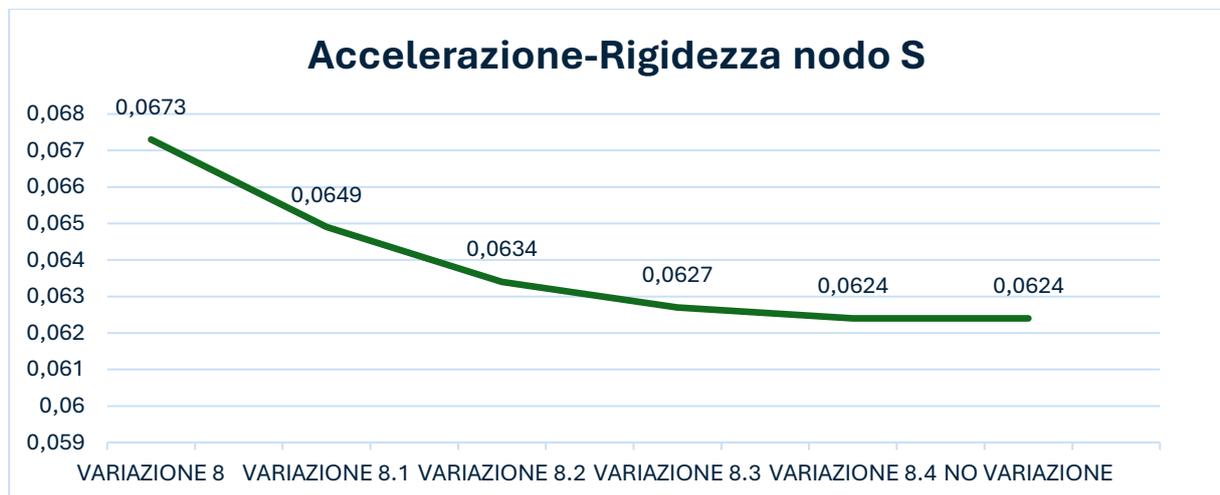


Figura 215. Diagramma Accelerazione - Rigidezza per la variazione 8 del nodo S

Dal diagramma si può notare che man mano che la rigidezza aumenta, il picco di accelerazione diminuisce. In questo caso il picco della variazione 8 è di $0,0049 \frac{mm}{s^2}$ maggiore rispetto alla configurazione non danneggiata, un picco comunque molto basso.

7. Conclusioni

Il monitoraggio strutturale è uno dei campi di ricerca dell'Ingegneria Civile. Le strutture civili subiscono deterioramento nel tempo, dovuta a diverse cause: collasso dovuto a carichi ciclici, effetti dovuti a fattori ambientali, eventi estremi come terremoti, uragani, inondazioni. È quindi necessario individuare un sistema di monitoraggio delle strutture in modo da prevenire eventuali collassi o perdite di funzionalità. Si introduce pertanto il sistema di *Structural Health Monitoring* (SHM).

Lo SHM è un sistema che prevede la scelta e l'installazione dei sensori sulla struttura, l'acquisizione e la trasmissione dei dati, la gestione dei dati e le strategie per la manutenzione.

Risulta molto importante la scelta dei sensori. Tali dispositivi sono atti alla misurazione di una o più caratteristiche delle strutture, come accelerazione, deformazione, spostamenti e altre ancora. Tra i sensori maggiormente utilizzati ci sono i sensori a fibra ottica (FOS) i quali, utilizzando il fenomeno della rifrazione, permettono di raggiungere risultati difficilmente raggiungibili dai sensori tradizionali. La struttura analizzata è il ponte Bologna a Torino, struttura che attraversa la Dora Riparia e collega via Bologna a corso XI Febbraio. La struttura in cemento armato si sviluppa su tre campate e misura 53,55 metri di lunghezza e 15,55 metri di larghezza. L'analisi svolta è un'analisi numerica finalizzata ad un futuro monitoraggio della struttura. Per tale ragione è stato necessario realizzare un modello agli elementi finiti del ponte per poi andare ad effettuare uno studio di sensitività delle componenti del ponte.

Dallo studio di sensitività si è potuto constatare che le variazioni di rigidità degli elementi di travi e traversi della sovrastruttura influenzano in maniera significativa la risposta della struttura.

Si è successivamente simulato il comportamento della struttura quando soggetta ad un carico dinamico. L'obiettivo di questa analisi è stato quello di valutare le differenze, in termini di accelerazione, spostamento e rotazione, tra una

configurazione non danneggiata della struttura e una configurazione di danno di alcuni punti identificati sulla struttura. Il fine di questa analisi è stato quello di ottenere dei valori riconducibili a un determinato tipo di danneggiamento.

Si è studiato il caso dello scalzamento di una delle due pile e si è potuto constatare che, per quanto riguarda l'abbassamento e la rotazione, i nodi della struttura sensibili a una riduzione della rigidità sono i nodi in corrispondenza del danno stesso. Per quanto riguarda invece le accelerazioni si sono realizzati dei diagrammi di *Accelerazione - Rigidità* che consentiranno, in una futura operazione di monitoraggio, di individuare la tipologia di danneggiamento confrontando i valori ottenuti dall'indagine sperimentale con i valori ottenuti dall'analisi numerica.

In definitiva, per concludere, si evidenzia che i sensori più adatti al monitoraggio di quest'opera saranno dei sensori di accelerazione, i quali potranno essere posizionati in più punti della struttura per rilevare il danno. Se si vogliono utilizzare anche dei sensori di spostamento, per quanto riguarda il fenomeno dello scalzamento, essi dovranno essere posizionati solamente in corrispondenza delle pile.

Bibliografia

- [1]. *"Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair"* di John P. Broomfield.
- [2]. *"Concrete Durability: Cementitious Materials and Reinforced Concrete Properties, Behavior, and Corrosion Resistance"* di Thomas D. Dyer e John L. Vaysburd.
- [3]. *"Corrosion of Steel Reinforcement in Concrete Structures"* - *ACI Structural Journal*, 2017.
- [4]. *"Concrete Carbonation-Induced Corrosion: Mechanisms, Monitoring, and Service Life Prediction"* - *Construction and Building Materials*, 2020.
- [5]. *"Structural Steel Design"* di Jack C. McCormac e Stephen F. Csernak
- [6]. *"Corrosion Behavior of Steel Structures"* di H. El-Mohri et al.
- [7]. *"Fatigue Degradation in Steel Structures"* di C. A. Cornell
- [8]. *"Structural Health Monitoring of Steel Structures"* di H. Wu e L. Cheng
- [9]. *"Conservation of Historic Buildings"* di Bernard M. Feilden
- [10]. Chen, Hua-Peng & Ni, Yi-Qing. (2018). *Introduction to Structural Health Monitoring*. 10.1002/9781119166641.ch1.
- [11]. X.W. Ye, T. Jin and C.B. Yun, *A review on deep learning-based structural health monitoring of civil infrastructures*
- [12]. Aktan, A.E., Catbas, F.N., Grimmelsman, K.A. and Tsikos, C.J. 'Issues in Infrastructure Health Monitoring for Management,' *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 126[7], pp. 711–724, 2000.
- [13]. Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F. and Yao, J.T.P. 'Structural Control: Past, Present, and Future,' *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 123[9], pp. 897–971, 1997.
- [14]. Karbhari, V.M. 'Health Monitoring, Damage Prognosis and Service-Life Prediction – Issues Related to Implementation,' in *Chapter V, Sensing Issues in Civil Structural Health Monitoring*, ed. F. Ansari, Springer, pp. 301–310, 2005.

- [15]. Sikorsky, C. and Karbbari, V.M. 'An Assessment of Structural Health Monitoring capabilities to Load Rate Bridges,' *Proceedings of the First International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure*, A.A. Balkema Publishers, pp. 977–985, 2003.
- [16]. Melchers, R. E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*, John Wiley & Sons.
- [17]. Del Grosso, A. and Inaudi, D. (2004) *European perspective on monitoring-based maintenance, LABMAS 2004, International Association for Bridge Maintenance and Safety, Kyoto, Japan (on conference CD)*.
- [18]. Glisic, B. and Inaudi, D. (2003) *Components of structural monitoring process and selection of monitoring system, PT 6th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics (FMGM 2003), Oslo, Norway, 755–761*.
- [19]. Glisic, B., Inaudi, D. and Vurpillot, S. (2002) *Whole lifespan monitoring of concrete bridges, LABMAS'02, First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Abstract on conference CD, Barcelona, Spain, 487–488*.
- [20]. Levi, M. and Salvadori, M. (1992) *Why Buildings Fall Down*, W.W. Norton & Company, New York, USA
- [21]. Merit Enckell. *Structural Health Monitoring using Modern Sensor Technology - Long-term Monitoring of the New Årsta Railway Bridge, 2006*.
- [22]. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*
- [23]. Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synthesis of Knowledge and Technology. University of Alaska. Fairbanks, USA., 2010*
- [24]. González I., *Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques, 2011*

- [25]. Grivas, D. A. and Garlock, M. *Sensing systems for bridges: an assessment of the state-of-the-art*. In: Mahmoud, K. M. (Ed) *Proceedings of the Second New York City Bridge Conference*. New York, NY, USA: A.A. Balkema. 269-284., 2003
- [26]. Pinet, E., Hamela, C., Glišić, B., Inaudib, D. and Mironc, N. *Health monitoring with optical fiber sensors: from human body to civil structures*. SPIE *Smart Structures and Materials & Nondestructive Evaluation and Health Monitoring 14th International Symposium*. San Diego, California USA: 2, 2007
- [27]. *Ministero delle Infrastrutture, Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2008
- [28]. *Global Sensitivity-Based Model Updating for Heritage Structures*. Boscato G., Russo S., Ceravolo R., Zanotti Fragonara L.
- [29]. Lancellotta R., Sabia D. *Identification technique for soil-Structure analysis of the Ghirlandina tower*.