

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA**

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E  
DEI MATERIALI - DICAM

*CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE*

**TESI DI LAUREA**

in

Structural Strengthening and Rehabilitation

***INDIVIDUAZIONE DEL DANNO SU PONTI IN  
MURATURA MEDIANTE MISURE DINAMICHE***

**CANDIDATO**

**Giacomo Pignagnoli**

**RELATORE:**

**Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti**

**CORRELATORE**

**Ing. Diego Marastoni**

**Anno Accademico 2015/2016**

**Sessione I**



## Sommario

Capitolo 1. INTRODUZIONE.....	3
Capitolo 2. STATO DELL'ARTE SULL'IDENTIFICAZIONE DEL DANNO.....	7
2.1. STATO DELL'ARTE: DIAGNOSTICA E MONITORAGGIO DEI PONTI.....	7
2.1.1. PRINCIPALI PROBLEMATICHE PER I PONTI IN MURATURA .....	8
2.1.2. TECNICHE E STRUMENTAZIONE DI MONITORAGGIO .....	14
2.1.3. IDENTIFICAZIONE DINAMICA.....	18
2.2. STATO DELL'ARTE: METODI DI IDENTIFICAZIONE DEL DANNO .....	19
2.2.1. METODI BASATI SULL'ANALISI DELLE VIBRAZIONI .....	20
2.2.2. METODI BASATI SULL'ANALISI WAVELET.....	22
Capitolo 3. METODO DI IDENTIFICAZIONE DEL DANNO LOCALIZZATO.....	27
3.1. CARATTERISTICHE MODELLI NUMERICI .....	27
3.1.1. CONDIZIONI DI VINCOLO.....	28
3.2. DANNO LOCALIZZATO .....	30
3.2.1. MODELLO Tr_2D_1.25m .....	32
3.2.2. MODELLO Tr_2D_1.80m .....	34
3.2.3. MODELLO Tr_2.60m .....	35
3.3. IDENTIFICAZIONE DELLA POSIZIONE DEL DANNO .....	37
3.3.1. VARIAZIONE DELLE FUNZIONI DI FORMA.....	47

3.3.2. DETERMINAZIONE DEL DANNO UTILIZZANDO LE FORME MODALI EFFETTIVE .....	48
Capitolo 4. CASO DI STUDIO: PONTE IN MURATURA .....	57
4.1. PONTE DI SAN MARCELLO PISTOIESE .....	57
4.1.1. RILIEVO STORICO.....	59
4.1.2. RILIEVO GEOMETRICO.....	60
4.1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEGLI ELEMENTI LAPIDEI MEDIANTE PROVE DI LABORATORIO .....	63
4.2. MODELLO TRIDIMENSIONALE.....	66
4.2.1. DANNO LOCALIZZATO.....	70
4.2.2. APPLICAZIONE DEL METODO DI IDENTIFICAZIONE.....	74
4.2.3. VARIAZIONI DI FREQUENZA DOVUTE A DANNI DISTRUBUITI....	86
4.3. MODELLO SEMPLIFICATO BIDIMENSIONALE .....	93
Capitolo 5. PROGETTAZIONE DI MODELLI FINALIZZATI ALL' ANALISI .....	97
5.1. IMPALCATO IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	99
5.2. IMPALCATO A SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO .....	101
5.3. SPALLE E FONDAZIONI SU PALI .....	103
Capitolo 6. CONCLUSIONI.....	107
BIBLIOGRAFIA.....	111
INDICE DELLE FIGURE .....	115
ALLEGATO: ELABORATI GRAFICI.....	121

## Capitolo 1. INTRODUZIONE

L'obiettivo di questo lavoro di tesi, svolto all'interno del "Progetto SHAPE (acronimo di *Safety, Hazard, and Poly-harmonic Evaluation*) facente parte della Call INFRAVATION del programma ERA-NET della Comunità Europea", è di fornire un nuovo metodo di individuazione della posizione del danno basato sull'analisi delle frequenze proprie ottenute dal monitoraggio delle vibrazioni di ponti stradali.

La diagnostica strutturale è un campo in continuo sviluppo e attualmente sono numerosi gli studi tendenti alla definizione di tecniche e metodi in grado di fornire parametri che possano identificare, in modo sempre più accurato, lo stato di sicurezza di una struttura. Stato di sicurezza è un termine globale che si riferisce alla capacità portante di una struttura e alla sua resistenza alle sollecitazioni esterne, siano esse statiche o dinamiche. Per tanto, un qualsiasi danneggiamento strutturale potrebbe in varia misura influenzare tale stato.

Per quanto riguarda i ponti stradali, negli ultimi anni l'attenzione è stata focalizzata allo studio di metodi di individuazione del danno a partire dai risultati ottenuti dal monitoraggio delle vibrazioni mediante accelerometri. Questo è stato possibile grazie agli avanzamenti raggiunti nell'identificazione modale e nei sensori per il monitoraggio strutturale.

Questo lavoro si pone come obiettivo quello di proporre una nuova metodologia di analisi dei dati ottenuti da indagini sperimentali che possono essere svolte in sito. La definizione di tale metodologia è affidata a simulazioni numeriche volte a rappresentare stati di danneggiamento avanzati su elementi strutturali.

In una prima fase verranno analizzati elementi semplificati rappresentativi di strutture esistenti, come ad esempio travi da ponte in calcestruzzo armato.

In una seconda fase, il metodo verrà testato su modelli più complessi che tengano conto della tridimensionalità del problema, oltre alle variazioni sezionali e di materiali degli elementi che lo compongono.

La tesi è strutturata nel modo seguente:

- Capitolo 1 – *Introduzione*.
- Capitolo 2 – *Stato dell'arte sull'identificazione del danno*. Nella parte iniziale del capitolo viene riportata una breve descrizione dei caratteri comuni ai ponti in muratura, alle principali tipologie di danneggiamento a cui sono soggetti, per poi passare alle tecniche di monitoraggio e identificazione strutturale. Nella parte finale vengono illustrate le tecniche esistenti di individuazioni del danno, basate sull'analisi delle vibrazioni e sull'analisi del segnale.
- Capitolo 3 – *Metodo di identificazione del danno per strutture semplici*. In questo capitolo viene illustrato il nuovo metodo di identificazione del danno localizzato sviluppato in questo lavoro di tesi, i problemi legati al tipo di vincolamento, la definizione di spettri di variazione di frequenza e considerazioni sulla scelta delle funzioni di forma. Il metodo viene poi applicato a modelli bidimensionali di travi da ponte con danni localizzati.
- Capitolo 4 – *Caso di studio: ponte in muratura*. Il metodo di individuazione viene applicato al modello del ponte di *San Marcello Pistoiese (PT)*. Nella parte iniziale del capitolo vengono riportate i dati relativi al ponte basati su un recente studio (Pelà 2005) e i dati dei modelli di danno localizzato realizzato. Nella seconda parte del capitolo vengono illustrate le considerazioni fatte sulle forme modali, il metodo per la loro definizione e l'applicazione del metodo. Nella parte finale è riportato un piccolo studio sui modelli semplificati bidimensionali e sulla variazione delle frequenze dovuta a modelli del ponte con danni distribuiti.
- Capitolo 5 – *Progettazione di modelli finalizzati all'analisi*. In questo capitolo viene riportato il lavoro svolto parallelamente allo sviluppo del metodo di identificazione del danno, ovvero la redazione degli elaborati grafici relativi a due modelli in scala di ponti esistenti. Questi, una volta realizzati, verranno utilizzati per analisi dinamiche sperimentali.

- Capitolo 6 – *Conclusioni*. In questo capitolo vengono riportate le maggiori contribuzioni scientifiche e le conclusioni derivanti da questo studio. Vengono inoltre riportati alcuni suggerimenti riguardo futuri sviluppi inerenti al lavoro svolto.



## Capitolo 2. STATO DELL'ARTE SULL'IDENTIFICAZIONE DEL DANNO

In questo capitolo verranno discussi tutti gli aspetti legati alla identificazione del danno nelle strutture. Questo comprende lo stato dell'arte sulla diagnostica e monitoraggio dei ponti, in cui vengono illustrate inizialmente la morfologia dei ponti in muratura per poi elencare le principali tipologie e cause del danneggiamento dei ponti e nonché le tecniche di monitoraggio su di essi.

Infine viene presentato lo stato dell'arte sulle tecniche di individuazione del danno, illustrando i metodi principali basati sull'analisi delle vibrazioni e sull'analisi del segnale.

### 2.1. STATO DELL'ARTE: DIAGNOSTICA E MONITORAGGIO DEI PONTI

Il monitoraggio, inteso come serie di misure ad intervalli di tempo determinati, si differenzia per metodologie e tempi. In ambito civile ed architettonico monumentale si presenta sempre più sovente la necessità di monitorare strutture di varia tipologia.

Tipologie di monitoraggio:

- Misure inclinometriche in foro.
- Misure di cedimenti differenziali.
- Misure piezometriche.
- Misure di spostamenti (quadro fessurativo ed apertura dei giunti).

- Misure di rotazione degli elementi strutturali.
- Misure dello stato di deformazione.
- Misure di forza.
- Misure di portata delle murature e del terreno.
- Misure di temperatura e umidità.
- Misure di vibrazioni.

Metodologie di monitoraggio:

- A vista.
- Manuale con strumento a trasduzione meccanica.
- Manuale con strumento a trasduzione elettronica.
- Ad acquisizione automatica con lettura periodica in loco.
- Ad acquisizione automatica con lettura periodica a distanza.

### 2.1.1. PRINCIPALI PROBLEMATICHE PER I PONTI IN MURATURA

La costruzione dei primi ponti in muratura *moderni* in Italia, risale alla metà dell'800, periodo in cui avvenne la realizzazione delle prime linee ferroviarie. Anche quelli stradali ebbero una buona diffusione, soprattutto nei primi decenni del XX secolo. Di particolare rilevanza, come nel caso dell'opera oggetto di studio in questa tesi, fu il processo di ripristino di numerosi ponti distrutti durante la seconda guerra mondiale.

Nonostante l'edificazione dei ponti in muratura sia collocata in un periodo piuttosto limitato, questo tipo di opera si presenta con numerose soluzioni strutturali comuni; restano comunque alcuni particolari esecutivi e certe scelte strutturali di dettaglio variabili in funzione dell'epoca di costruzione, dell'area geografica e, probabilmente, anche del progettista. Con riferimento alla Figura 1, le parti principali che costituiscono un ponte in muratura sono:

- *Arcata o Volta*: che costituisce la struttura che porta il piano percorribile.
- *Rinfianchi*: posti sopra la volta, nelle parti laterali.
- *Cappa*: che, ricoprendo volta e rinfianchi, li protegge contro le infiltrazioni.
- *Muri di testa o Timpani*: che contengono il *riempimento* posto sulla cappa e su cui posa la via.
- *Pile e le Spalle*, strutture di sostegno delle arcate.

- *Opere di fondazione*: le quali rappresentano la parte di ponte non visibile e, pertanto, occorre inevitabilmente dedurne le informazioni a riguardo dalla bibliografia storica sulle tecniche costruttive.

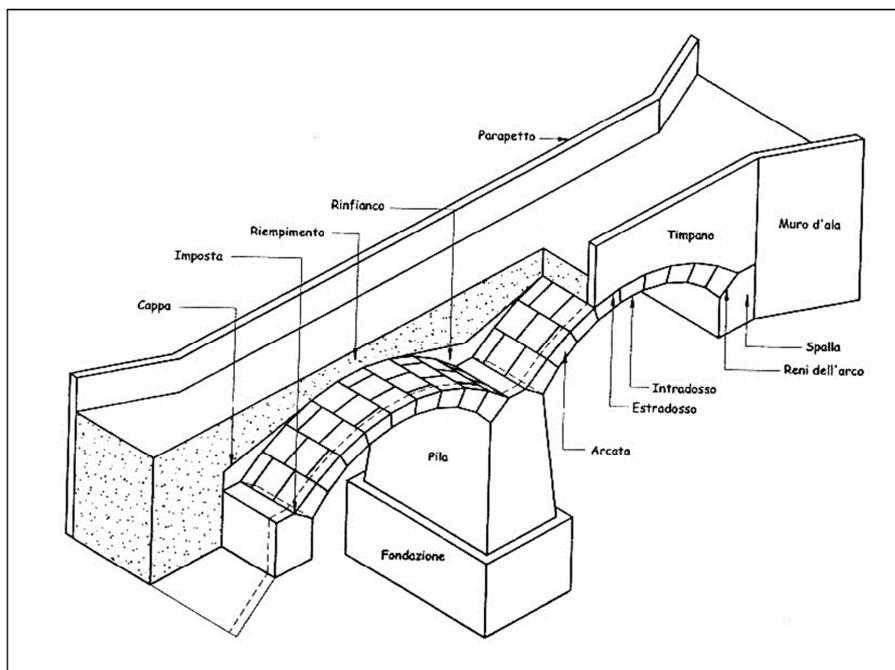


Figura 1 - Nomenclatura del ponte in muratura (Pelà et al. 2009).

In una prima grande classificazione dei tipi di degrado che interessano i ponti in muratura e delle cause scatenanti possono essere introdotte le seguenti macro categorie (Venturato 2011):

- *Degradi causati da cause intrinseche al manufatto*: catalogabili nella maggior parte dei casi come veri e propri difetti di costruzione possono essere legati a vari fattori: errori di progettazione, scarsa qualità dei materiali, difetti realizzativi.
- *Degradi originati da cause estrinseche al manufatto*: in questa categoria risultano compresi tutti quei fenomeni di degrado dei ponti le cui cause, di diversa natura, sono ascrivibili a fattori esterni agli stessi. In questo senso si possono distinguere degradi determinati da: azioni ambientali di natura fisica (vegetazione infestante, variazioni termiche e igrometriche, azione meccanica da dilavamento, incendio), azioni ambientali di natura chimica (efflorescenze e subflorescenze saline), azioni sollecitanti di natura statica o dinamica (pesi

propri, mezzi in transito, vento, sisma), azioni derivanti da variazioni al contorno (affondamento e scalzamento delle pile, cedimenti fondali).

Vengono di seguito riportati, suddivisi in base all'elemento strutturale interessato, i principali tipi di danno che interessano i ponti in muratura e degli stessi vengono fornite alcune valutazioni in termini di diagnosi delle più probabili cause scatenanti.

- *Distacco dell'arcata portante e laminazione dell'arcata*: questo tipo di degrado piuttosto frequente nei ponti in muratura evidenzia la tendenza dell'arco portante ad innescare un cinematismo liberandosi da ogni tipo di costrizione iperstatica al contorno. È accompagnato dalla formazione di fessure alternate a livello dei conci dell'arco. È sintomatico quindi un assestamento, più o meno importante, che ha interessato l'arcata e può costituire un valido indicatore di un elevato stato di sofferenza della struttura portante del ponte. Ulteriori cause possono essere legate a: spinte orizzontali indotte dall'azione del riempimento contro il muro di testa, infiltrazioni d'acqua e successivo fenomeno di gelo e disgelo (vedi Figura 2).



Figura 2 - Esempio di distacco dell'arco (Venturato 2011).

- *Deformazioni trasversali*: questi tipi di fenomeni sono principalmente rapportabili all'azione destabilizzante esercitata in direzione trasversale dalla spinta attiva dei rinfianchi. In alcuni casi la causa di tali degradi è derivata anche dall'urto di veicoli contro il parapetto (generalmente solidale al timpano). Questi

tipi di patologie si manifestano solitamente con: rotazione verso l'esterno, spanciamento.

- *Fessurazione ad andamento radiale dell'arco portante*: come già illustrato per l'arco portante, questo tipo di fessure derivano dall'attivazione di un meccanismo di collasso dell'arco. Tale meccanismo può essere originato da un cedimento di una o entrambe le imposte o può essere legato ad un meccanismo ad imposte fisse dell'arco.
- *Fessure ad andamento longitudinale della volta portante*: Parzialmente connessa al fenomeno sopra illustrato di cedimento trasversale dei muri di timpano, questa patologia molto ricorrente nei ponti murari si manifesta con la formazione di lesioni ad andamento longitudinale, generalmente a livello dei soli giunti di malta, superficie di intradosso della volta portante. L'aggravamento del fenomeno può determinare l'insorgenza di problemi del secondo ordine nel piano trasversale dell'arco, portando ben presto ad un netto abbassamento dei margini di sicurezza dell'arco (vedi Figura 3).



Figura 3 - Esempio di fessure ad andamento longitudinale rispetto alla generatrice dell'arco (Venturato 2011).

- *Macchie da dilavamento*: si tratta di macchie di colore diverso a seconda del materiale sul quale si formano. Generalmente sono di colore scuro, ma si possono trovare alternate ad altre colore biancastro, causate da depositi di calcare. La forma della chiazza dipende dal percorso seguito dall'acqua sulla superficie del ponte, in genere tende ad allargarsi man mano che l'acqua scivola

verso il basso lungo le superfici verticali. Possono essere causate da: scarichi corti o rotti, difettosa tenuta dei giunti.

- *Porzione di muratura mancante*: Il difetto è determinato dalla mancanza o la rottura di mattoni o pietre che appartengono ad elementi strutturali quali pile, spalle e archi. Se le lacune si presentano in corrispondenza di lesioni, le cause sono riconducibili a tensioni o spostamenti che le hanno generate. Questo perché creando degli spazi tra i mattoni non più connessi da malta, in caso di contemporaneo degrado del legante essi cadono per gravità. Mancanze o rotture localizzate possono derivare da: urti, disfacimento della malta, lento deterioramento del materiali da costruzione, presenza di vegetazione infestate (vedi Figura 4).



Figura 4 - Esempio di porzione di muratura mancante.

- *Umidità di risalita*: si tratta di macchie di colore più o meno uniforme, le quali si manifestano in genere con tonalità più scure della compagine muraria. La loro forma è variabile e può dipendere dalla provenienza dell'umidità che la genera e dal degrado di omogeneità del tessuto murario. Queste macchie si trovano per la maggior parte dei casi nella parte bassa della muratura e sono conseguenza della risalita capillare dell'umidità dal suolo. La manifestazione di tale fenomeno dipende dalla posizione della muratura e dalla porosità del materiale.
- *Polverizzazione*: si tratta della distruzione e polverizzazione dei giunti di malta o dei materiali lapidei costituenti la muratura stessa. Questo degrado ha una causa

chimica connessa ai solfati che vengono a formarsi sulla superficie della muratura, ed essendo solubili in acqua sono anche dilavabili. In tal caso gli interventi consigliati sono la pulitura meccanica della superficie mediante una spazzola per eliminare il materiale incoerente (vedi Figura 5).



*Figura 5 - Esempio di polverizzazione dell'arco del ponte.*

- *Esfoliazione*: è una tipologia di degrado che si manifesta attraverso il distacco di croste e placche di spessore variabile da qualche millimetro a qualche centimetro. Lo strato che è situato immediatamente al di sotto della placca staccatasi spesso è ridotto in polvere. Il distacco è anticipato da un leggero rigonfiamento del paramento. Si verifica normalmente nelle parti più umide della muratura (vedi Figura 6).



*Figura 6 - Esempio di esfoliazione della muratura (Venturato 2011).*

### 2.1.2. TECNICHE E STRUMENTAZIONE DI MONITORAGGIO

La strategia di monitoraggio che può essere applicata include una distinzione fra due diverse tecniche (Furlan 2015):

- *Monitoraggio statico*: volto al continuo rilevamento di gradualità e lente variazioni di alcuni parametri in periodi di tempo piuttosto lunghi.
- *Monitoraggio dinamico*: orientato al controllo di proprietà dinamiche della struttura monitorata sia in condizioni operative, sia durante eventi straordinari (ad esempio terremoti).

Il monitoraggio statico richiede che vengano regolarmente misurate piccole variazioni su lunghi periodi. Possono essere sufficienti poche misurazioni per minuto, in alcuni casi per ora, al fine di ottenere indicazioni sul parametro soggetto a variazione che può essere causata da cicli climatici giornalieri o da periodici effetti gradualità.

Il monitoraggio dinamico ha lo scopo di fornire una caratterizzazione dinamica o di risposta sismica della struttura. Il monitoraggio dinamico può essere portato avanti puntualmente o periodicamente attraverso strumenti in grado di eseguire *test* dinamici misurando le vibrazioni caratteristiche della struttura indotte da forzanti esterne o da fenomeni naturali. Un'altra possibilità è quella di installare sistemi permanenti capaci di auto attivarsi e catturare il moto della struttura ogniqualvolta avviene un microsisma oppure una significativa fonte di vibrazione supera una determinata soglia (monitoraggio *trigger-based*). Il monitoraggio dinamico continuo necessita di grandi disponibilità di memoria dati per la raccolta nel sistema di acquisizione.

Il monitoraggio dinamico è stato molto sviluppato sia per controllare eventi eccezionali (forti venti, microsismi e terremoti) sia per implementare l'individuazione del danno basata su algoritmi che riguardano il cambiamento delle forme modali dei parametri del sistema. Parametri come la frequenza propria di vibrazione delle strutture, sulla cui variazione è focalizzato questo lavoro di tesi.

Il monitoraggio dinamico viene svolto mediante l'uso di trasduttori. Tali strumenti sono in grado di convertire una quantità fisica che definisce la risposta di un sistema (come ad esempio spostamenti, velocità accelerazioni, tensioni, deformazioni, forze, ecc) in un segnale elettrico proporzionale, il quale dovrà essere elaborato dal sistema di acquisizione dati. I trasduttori possono essere di tipo analogico (il segnale in uscita è una grandezza elettrica che varia in modo continuo), digitale (il segnale in uscita è composto da uno o più segnali digitali che possono assumere solo due livelli di

tensione), attivo (non ha bisogno di alimentazione per essere prodotto) o passivo (in tal caso è richiesta una alimentazione). I sensori devono soddisfare le seguenti caratteristiche di prestazione: sensibilità, risoluzione, portata, linearità, isteresi, accuratezza, precisione, isolamento, basso costo, durabilità.

Nel caso di sensori analogici il segnale in uscita è di tipo continuo e richiede un convertitore A/D (analogico-digitale), mentre nel caso di sensori digitali la conversione A/D viene eseguita già all'interno del sensore. La strumentazione ed i sensori comunemente usati nei sistemi di monitoraggio sono:

- *Pendoli*: pendoli diretti oppure inversi sono utilizzati per misurare con accuratezza eventuali spostamenti di grandi strutture orizzontali come dighe o ponti.
- *Sonde inclinometriche*: consentono di individuare spostamenti relativi in strutture dentro o fuori terra.
- *Inclinometri*: misurano la variazione di inclinazione di elementi strutturali. Il segnale in uscita è proporzionale all'angolo di inclinazione raggiunto dallo strumento rispetto alla direzione verticale.
- *Strain gauges*: misurano le deformazioni come un allungamento tra coppie di punti strutturali.
- *Trasduttori di spostamento*: (o estensimetri) sono usati per descrivere lo sviluppo nel tempo di fessure presenti nella struttura in specifiche aree accuratamente scelte per ottenere risultati significativi.
- *Termocoppie*: (o termometri) misurano la temperatura dell'aria.
- *Igrometri*: misurano l'umidità dell'aria.
- *Anemometri*: misurano la velocità o la pressione del vento.
- *Sensori di pressione*: servono per misurare la forza prodotta dalle collisioni delle molecole di un gas contro il supporto sensibile.
- *Celle di carico*: vengono utilizzate nel monitoraggio di tiranti, catene, chiodature, bullonature, diaframmi, muri di contenimento, di carichi applicati all'esterno vincolati ad un elemento trave o sulla testa di un palo.
- *Celle di pressione idraulica*: utilizzate per valutare l'andamento delle tensioni nel piano di giacitura dei maschi murari o nel terreno durante la variazione delle condizioni del terreno.

- *Sensori a fibra ottica*: sensori immuni alle interferenze magnetiche e capaci di individuare deformazioni molto piccole con elevata accuratezza per lunghi periodi di osservazione. Hanno però costi molto elevati rispetto alle tradizionali tecnologie.
- *Sensori per la misura della corrosione*.
- *Sistemi GPS*: hanno fornito nuove possibilità per la diretta misurazione di spostamenti nelle strutture.
- *Accelerometri*.

Gli accelerometri sono gli strumenti maggiormente impiegati per la valutazione del comportamento dinamico delle strutture. Data la sua importanza nella definizione di un metodo di individuazione del danno, il suo funzionamento viene illustrato in modo più esaustivo.

Mediante l'utilizzo di un accelerometro è possibile misurare le accelerazioni indotte da vibrazioni naturali oppure da forzanti esterne (ad esempio mediante vibrodine). Il principio operativo dello strumento consiste nell'individuazione dell'inerzia della massa quando è soggetta ad accelerazioni (Furlan 2015).

Gli accelerometri possono essere:

- *Accelerometri piezoelettrici*: L'elemento attivo dell'accelerometro è il materiale piezoelettrico il quale è collegato su un lato rigidamente alla base del sensore, mentre sull'altro è attaccato ad una massa sismica (vedi Figura 7). Quando l'accelerometro è soggetto a vibrazioni la forza generata da tale fenomeno agisce sull'elemento piezoelettrico. Questa forza è uguale al prodotto dell'accelerazione per la massa sismica. A causa dell'effetto piezoelettrico viene generata una carica elettrica in uscita proporzionale alla forza applicata che l'ha generata. I vantaggi di questo tipo di accelerometri sono rappresentati dal fatto che sono trasduttori attivi, per cui non necessitano di alimentazione elettrica, sono stabili e hanno un comportamento lineare sopra ampie frequenze e in campo dinamico. Tuttavia hanno lo svantaggio di non poter misurare accelerazioni quasi statiche. Infatti il materiale piezoelettrico genera un segnale elettrico quando viene compresso, ma se la compressione permane il segnale generato tende a dissiparsi dopo un breve periodo. Questo fenomeno è detto

*leakage*, in seguito ad una accelerazione quasi-statica il segnale si congela per poi dissiparsi, non producendo quindi alcun segnale in uscita.

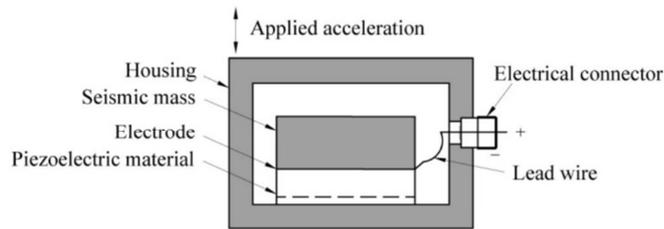


Figura 7 - Schema di funzionamento di un accelerometro piezoelettrico (Furlan 2015).

- *Accelerometri capacitivi o piezoresistivi*: sono strutturati come diaframmi che agiscono come una massa che subisce flessione in presenza di accelerazioni. I sensori piezoresistivi sono composti da una massa collegata al basamento mediante un'asta di proprietà geometriche note. Tale configurazione costituisce un oscillatore semplice, dove la massa risulta concentrata in sommità all'asta e la rigidità del sistema è definita dalle proprietà di quest'ultima. Gli *strain gauges* sono fissati alla mensola e, quando eccitati, il differenziale dei segnali di *output* delle deformazioni è proporzionale all'accelerazione. Gli accelerometri capacitivi sfruttano come principio di funzionamento la variazione della capacità elettrica di un condensatore, associata alla variazione della distanza tra le sue armature. La massa stessa, realizzata con materiale conduttivo, costituisce un'armatura del condensatore mentre l'altra è invece fissata alla struttura del dispositivo. La massa viene tenuta sospesa grazie ad un elemento elastico (tipicamente un diaframma) in modo che le armature non si tocchino. (vedi Figura 8).

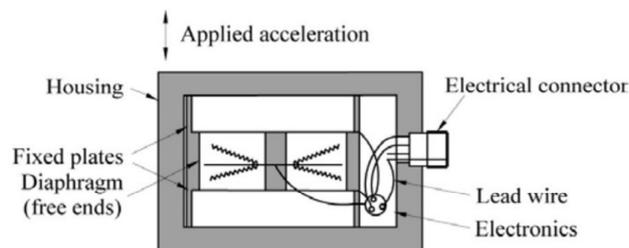


Figura 8 - Schema di funzionamento di un accelerometro capacitivo (Furlan 2015).

- *Accelerometro force-balance*: a differenza degli accelerometri tradizionali, il contenitore ha al suo interno una massa sospesa contrassegnata da una equivalente molla meccanica. Ci sono due classi di accelerometri *force-balance*: quelli a pendolo, che hanno una massa girevole sbilanciata con uno spostamento angolare, e quelli del tipo non pendolo, che hanno una massa che è spostata linearmente.

La strumentazione sopra elencata produce quindi un segnale elettrico che viene captato da una centralina di acquisizione ed elaborato a seconda dell'obiettivo della misurazione.

### 2.1.3. IDENTIFICAZIONE DINAMICA

Con l'espressione identificazione dinamica di una struttura si intendono tutte quelle tecniche, sia analitiche che sperimentali, che consentono di individuare la risposta dinamica della struttura stessa. Ovvero le frequenze proprie, i relativi modi di vibrare e i coefficienti di smorzamento. L'analisi modale sperimentale è nota anche come "problema inverso", trattandosi di un problema nel quale sono noti la risposta e la causa e si vuole conoscere la struttura (in analogia con il cosiddetto "problema diretto", nel quale sono noti l'input e la struttura e si vuole conoscere la risposta) (Fabbrocino et al. n.d.).

Le varie tecniche di identificazione sono nate inizialmente nel campo della ricerca aeronautica, allo scopo di studiare il comportamento dei velivoli sotto l'azione delle vibrazioni indotte dai carichi dinamici a cui essi sono sottoposti in esercizio. Si sono poi estese a vari altri campi, dall'industria automobilistica, alla robotica e infine alle costruzioni (Blasi et al. n.d.).

Il principale motivo d'interesse nei riguardi dell'analisi modale sperimentale è legato alla considerazione che il comportamento dinamico di una struttura è una sorta di "impronta digitale". Questo perché esso dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche (massa, rigidità, smorzamento, grado di vincolo, ecc...) e non dall'entità e/o dal tipo di carico applicato.

Pertanto se non intervengono modificazioni interne (come per esempio danni strutturali), il comportamento della struttura rimane inalterato. In caso contrario si

noterà una variazione delle frequenze e dei modi propri di vibrare. Il processo di identificazione sperimentale dei parametri dinamici di una struttura può essere sinteticamente illustrato con il diagramma in Figura 9.

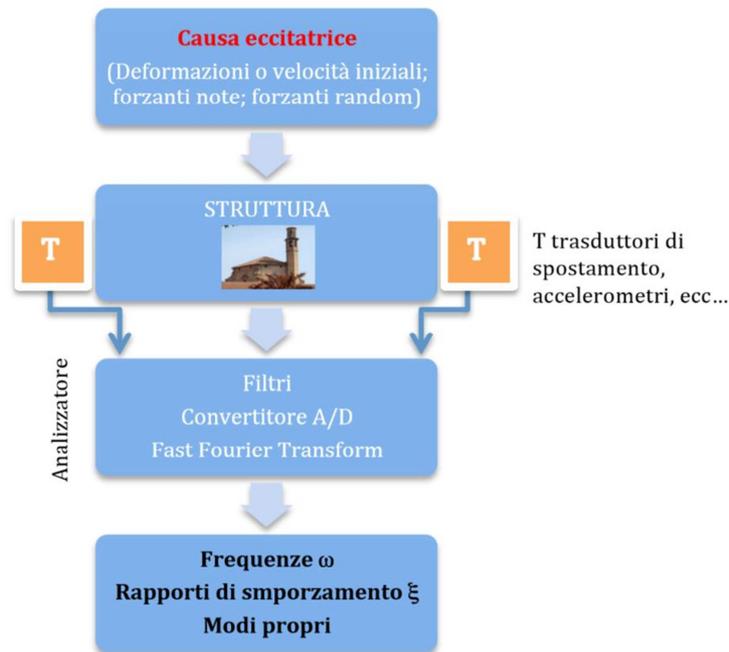


Figura 9 - Schema del processo di identificazione dinamica sperimentale (Blasi et al. n.d.).

## 2.2. STATO DELL'ARTE: METODI DI IDENTIFICAZIONE DEL DANNO

Le tecniche di individuazione del danno sulle strutture hanno ricevuto notevole attenzione negli ultimi decenni, grazie soprattutto ai progressi fatti sulle analisi modali e sulle tecnologie di monitoraggio (Cruz & Salgado 2009). È risaputo che il danno (inteso come distacco di materiale, frattura localizzata o come mero decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali) ha un impatto significativo sulla risposta dinamica delle strutture, talvolta modificando sensibilmente i periodi di vibrazione propria (Cerri & Vestroni 2000). In questo capitolo verranno presentati i principali metodi di individuazione del danno basati sul monitoraggio delle vibrazioni dei ponti e sull'analisi del segnale.

### 2.2.1. METODI BASATI SULL'ANALISI DELLE VIBRAZIONI

I metodi riportati in questo paragrafo sono basati sullo studio delle vibrazioni delle strutture. Questi metodi, sotto certe condizioni, sono in grado di determinare la posizione del danno dalle informazioni ottenute dalla risposta dinamica del ponte.

Il metodo COMAC, acronimo di *Coordinate Modal Assurance Criterion* (Criterio di garanzia delle coordinate modali), risulta essere uno dei più semplici metodi di individuazione del danno dalle forme modali (Ndambi et al. 2002).

Questo metodo misura la correlazione fra diversi vettori. Se lo spostamento modale relativo al modo  $i$ -esimo di un *set* di forme modali non varia, il valore di COMAC è uguale a 1 per il nodo  $i$ -esimo. Al contrario, l'introduzione di un danno nel modello si traduce in una variazione degli spostamenti modali. Il valore di COMAC pertanto risulterà minore di 1 (Ndambi et al. 2002).

$$COMAC_j = \frac{[\sum_{i=1}^N |\{\phi_0\}_i^j \{\phi_D\}_i^j|]^2}{\sum_{i=1}^N [\{\phi_0\}_i^j]^2 \sum_{i=1}^N [\{\phi_D\}_i^j]^2}$$

Dove:

- $\{\phi_0\}_i^j$  : spostamento modale per il nodo  $j$  relativo al modo  $i$ , nella configurazione iniziale della struttura.
- $\{\phi_D\}_i^j$  : spostamento modale per il nodo  $j$  relativo al modo  $i$ , nella configurazione danneggiata della struttura.

Precedenti valutazioni (Cruz & Salgado 2009) svolte su questo approccio hanno rilevato che il metodo non determina con accuratezza il danno, e non è possibile applicarlo per tutte le possibili condizioni. Tuttavia, si ottengono buoni risultati dall'applicazione del metodo se il ponte è fortemente danneggiato.

Il metodo della curvatura, proposto da (Pandey et al. 1991), si basa sul concetto che la curvatura sia un buon indicatore dell'eventuale presenza di danni su una struttura. Il principio è basato sul fatto che la curvatura della forma modale è legata alla elasticità della struttura dalla seguente relazione:

$$\chi = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{d^2 \sum_{i=1}^{\infty} \phi_i}{dx^2} = \frac{M}{EJ}$$

Dove:

- $\chi$ : Curvatura della forma modale per la sezione trasversale.
- M: Momento flettente della sezione trasversale.
- $\emptyset_i$ : Forma modale i-esima.

In questo modo, la formazione di una discontinuità nella trave riduce localmente la rigidità EJ a causa dell'incremento di curvatura. Il metodo è stato testato su molti ponti con buoni risultati (Abdel Wahab & De Roeck 1999). Anche in questo caso le migliori prestazioni del metodo si hanno per forti danneggiamenti; sotto queste ipotesi l'identificazione del danno avviene individuando un punto di picco nell'andamento delle curvature (Cruz & Salgado 2009). Con questo metodo la determinazione del danno dipende solo dalle informazioni ottenute dalle forme modali. I principali svantaggi di questo metodo sono dovuti alle tecniche usate per ottenere la derivata seconda della somma dei modi di vibrare. Infatti, con questa tecnica piccole irregolarità nella forma modale non correlate con i danni vengono amplificate, falsando i risultati ottenuti. Esistono diversi metodi per determinare la derivata seconda dei modi di vibrare, tuttavia nessuno di questi è stato in grado di risolvere il problema (Maeck 2003).

Il metodo dell'indice di danno calcola la variazione di energia di deformazione immagazzinata nella trave dovuta ai modi di vibrare (Cruz & Salgado 2009). La formulazione per una struttura formata da elementi discreti è espressa nel seguente modo:

$$\beta_{i,j} = \frac{\{\chi_{Di}\}_{i,j}^2 + \sum_1^N \{\chi_{Di}\}_{i,j}^2 \sum_1^N \{\chi_{0i}\}_{i,j}^2}{\{\chi_{0i}\}_{i,j}^2 + \sum_1^N \{\chi_{0i}\}_{i,j}^2 \sum_1^N \{\chi_{Di}\}_{i,j}^2}$$

Dove:

- $\beta_{i,j}$  : Stima del danno per il nodo j relativo al modo i.
- N : Numero totale di nodi della struttura.
- $\chi_0$  : Curvatura della forma modale in configurazione iniziale.
- $\chi_D$  : Curvatura della forma modale in configurazione danneggiata.

Il metodo dell'indice di danno dipende dalla curvatura dei modi di vibrare, pertanto è soggetto agli stessi problemi di calcolo della derivata seconda delle funzioni di forma relativi al metodo della curvatura.

### 2.2.2. METODI BASATI SULL'ANALISI WAVELET

Questi metodi hanno la capacità di analizzare i dati misurati con finestre di dimensioni variabili. È quindi possibile rilevare piccole singolarità correlate ai danni che altrimenti, utilizzando metodi di analisi come le trasformate di Fourier, non saremmo in grado di individuare. Una descrizione più dettagliata della teoria è illustrata in (Mallat 1999).

Con *Wavelet* o *ondicelle*, *analisi wavelet*, e *trasformata wavelet* si fa riferimento alla rappresentazione di un segnale mediante l'uso di una forma d'onda oscillante di lunghezza finita o a decadimento rapido nota come *wavelet madre*  $\psi(x)$ . Questa forma d'onda è scalata e traslata per adattarsi al segnale in ingresso.

Tutte le trasformate *wavelet* possono essere considerate come forme di rappresentazioni in tempo-frequenza e sono quindi in relazione con l'analisi modale. Quasi tutte le *trasformate wavelet discrete* utili in pratica usano dei banchi di filtri a risposta impulsiva finita. Le *wavelet* che costituiscono una CWT (acronimo di *Continuous Wavelet Transform*) sono soggette al *principio di indeterminazione di Heisenberg* e allo stesso modo le basi delle trasformate *wavelet* discrete si possono considerare soggette ad altre forme del principio di indeterminazione.

In sintesi, la *wavelet* madre rappresentano onde a media nulla che vanno a zero dopo qualche oscillazione:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \psi(x) dx = 0$$

Questa funzione con un'unica variabile dipendente deve soddisfare le condizioni di ammissibilità:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} |\psi(x)| dx < +\infty$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} |\psi(x)|^2 dx = 1$$

La funzione  $\psi(x)$  che verifica queste condizioni è chiamata *wavelet madre*.

È possibile generare diversi *set* di funzioni madre di *wavelet*  $\psi_{a,b}$  tramite traslazioni  $b$  e dilatazioni  $a$  dell'origine della funzione. In questo modo una CWT è definita come l'integrale sul tempo della convoluzione di *wavelet*. La rappresentazione matematica è data da:

$$CWT_{\psi}^f(a, b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \psi\left(\frac{x-b}{a}\right) dx = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \psi_{a,b} dx$$

Il risultato di questa trasformazione è chiamato coefficiente di *wavelet*, e mostra quanto la funzione madre sia ben correlata al segnale. Questi coefficienti sono molto sensibili a discontinuità e singolarità presenti nel segnale. Considerando questa proprietà, è stato riscontrato che i danni che generano una improvvisa riduzione di rigidità possono essere determinati attraverso le forme modali con coefficiente di *wavelet* con grandi ampiezze, individuando picchi o impulsi nella posizione del danno.

L'analisi *wavelet* discreta DWA (acronimo di *Discrete Wavelet Analysis*) è desumibile sfruttando la ridondanza dell'informazione contenuta in CWT. In questo modo è possibile usare il valore diadico della dilatazione e traslazione basati su potenze di due senza perdere precisione. Questa procedura riduce l'onere computazionale nel calcolare i coefficienti di *wavelet*. A questo scopo la dilatazione è definita:

$$a = 2^j$$

La traslazione:

$$b = k2^j$$

Dove  $(j, k) \in \mathbb{Z}$  con  $\mathbb{Z}$  serie di numeri interi.

Nel metodo DWA il segnale analizzato viene rappresentato da approssimazioni e dettagli. In questo modo la ricostruzione discreta della funzione può essere espressa da:

$$cD_j(k) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \psi_{j,k}(x) dx$$

$$D_j(x) = \sum_{k=-\infty}^{+\infty} cD_j(k) \psi_{j,k}(x)$$

$$A_J = \sum_{j>J} D_J$$

$$f(x) = A_J + \sum_{j\leq J} D_J$$

Dove:

- $cD_J$ : livello J del coefficiente di dettaglio.
- $D_J(x)$ : Livello J della funzione di dettaglio.
- $A_J$ : Approssimazione del livello J.

Il metodo di determinazione del danno DWA consiste nel selezionare una funzione madre *wavelet*  $\psi(x)$  per l'analisi. In seguito, il primo livello di dettaglio delle forme modali analizzate viene esaminato alla ricerca di un disturbo che indichi il danno.

Il metodo di decomposizione in pacchetti *wavelet* WPS (acronimo di *Wavelet Packet Signature*), proposto da (Chang & Sun 2005), calcola la forma dell'energia di funzionamento della struttura analizzata. Il metodo è basato sulla WPT (acronimo di *Wavelet Packet Transform*). Questa trasformata è considerata una generalizzazione della trasformata *wavelet* discreta, e può essere definita come decomposizione lineare della funzione valutata. Il set di pacchetti *wavelet* possono essere determinati dal set di funzioni madre aggiungendo la modulazione i-esima.

$$\psi_{j,k}^i = 2^{\frac{j}{2}} \psi^i(2^j t - k)$$

$\psi^i$  è ricavata dalle seguenti relazioni ricorsive:

$$\psi^{i2^i}(t) = \sqrt{2} \sum_{-\infty}^{+\infty} h(k) \psi^i(2t - k)$$

$$\psi^{i2^{i+1}}(t) = \sqrt{2} \sum_{-\infty}^{+\infty} g(k) \psi^i(2t - k)$$

Dove  $h(k)$  e  $g(k)$  rappresentano il filtro QMF (*Quadrature Mirror Filters*) associato alla funzione di scalamento e alla *wavelet* madre.

Ogni segnale  $f(t)$  di risposta dinamica può essere rappresentato come combinazione delle componenti di funzione dei pacchetti *wavelet*:

$$f(t) = \sum_{i=1}^{2j} f_j^i(t)$$

Dove  $f_j^i(t)$  rappresenta la combinazione lineare dei pacchetti wavelet  $\psi_{j,k}^i$  :

$$f_j^i(t) = \sum_{k=-\infty}^{+\infty} c_{j,k}^i \psi_{j,k}^i(k)$$

$$c_{j,k}^i = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) \psi_{j,k}^i(t) dt$$

In WPT il segnale è decomposto in approssimazioni e dettagli e questi due risultati vengono a loro volta decomposti in altri livelli. Questo processo viene ripetuto finché non si ottiene il livello di accuratezza richiesto (vedi Figura 10).

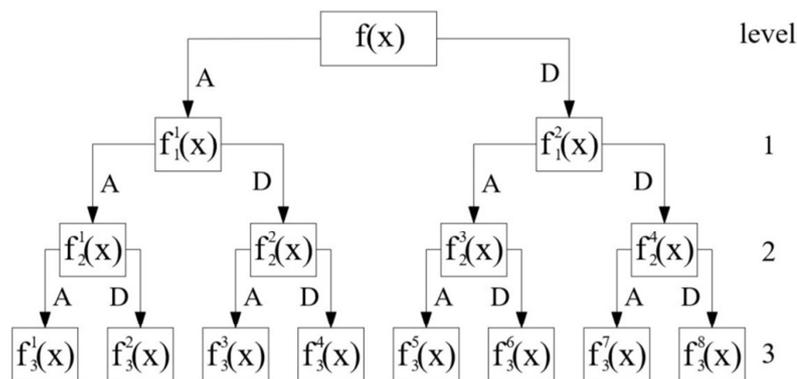


Figura 10 - WPT al 3° livello di decomposizione.

Nella parte bassa dello schema mostrato in Figura 10,  $f_j^i(t)$  presenta una buona risoluzione in termini di frequenza, ma cattiva in termini di tempo. All'aumentare del livello  $j$ -esimo infatti si perdono informazioni riguardanti il dominio del tempo.

In seguito, l'energia della risposta dinamica relativa al punto di misurazione viene ottenuta e normalizzata nel modo seguente:

$$E_j^i(n) = - \sum_t f_j^i(t)^2 \log(f_j^i(t)^2)$$

$$E_f = - \sum_t f_j^i(t)^2 \log(f_j^i(t)^2) = \sum_{i=1}^{2j} E_j^i$$

$$WPS_j^i(n) = \frac{E_j^i(n)}{\max(E_j^i)}$$

Dove:

- $E_f$  : Energia della funzione originale.
- $E_j^i(n)$  : Energia della funzione decomposta  $f_j^i(t)$ .
- $n$  : Punto di misurazione.
- $WPS_j^i(n)$  : Coefficiente dell'energia WPS normalizzata.

L'energia di funzione viene calcolata utilizzando il *metodo Shannon* (Coifman & Wickerhauser 1992). Il metodo WPS risulta essere più tollerante ai disturbi rispetto ai metodi precedentemente illustrati di analisi *wavelet*.

La procedura per calcolare le WPT, però, richiede un onere computazionale alto per il livello di decomposizione in cui l'energia delle componenti WPS sono più sensibili ai danni. Non esiste un metodo formale per la selezione delle funzioni, pertanto diverse funzioni vanno valutate e confrontate.

Questi metodi illustrati basati sulle analisi *wavelet*, sono diventati popolari perché non richiedono la differenziazione dei dati misurati ed è possibile determinare il danno solo con le informazioni esistenti.

I metodi CWT e DWA sono molto sensibili alle perturbazioni. In ogni caso, questi metodi sono in grado di determinare la posizione del danno in condizioni di forte danneggiamento.

## Capitolo 3. METODO DI IDENTIFICAZIONE DEL DANNO LOCALIZZATO

Il problema dell'individuazione del danno nei ponti è stato affrontato partendo dallo studio di una trave semplice in calcestruzzo armato, semplicemente appoggiata e a sezione rettangolare.

Inizialmente verranno studiate le problematiche relative alla corretta modellazione della posizione dei vincoli nelle travi da ponte. In una seconda fase, verranno analizzati i dati ottenuti dallo studio delle medesime travi con danni concentrati in diverse posizioni, simulando un distacco di materiale dall'intradosso.

### 3.1. CARATTERISTICHE MODELLI NUMERICI

Il modello di riferimento utilizzato per questa parte della ricerca è una tipica trave da ponte in c.c.a. a sezione rettangolare. Le principali caratteristiche dell'elemento sono riassunte di seguito.

- Luce al netto degli appoggi  $L = 5.00$  m;
- Retro-trave  $a = 0.10$  m;
- Sezione trasversale della trave  $0.40 \times 0.20$  m<sup>2</sup>
- Modulo elastico  $E = 25000$  MPa
- Densità  $\rho = 2200$  kg/m<sup>3</sup>

Il modello della trave è stato realizzato mediante l'utilizzo del programma di calcolo agli elementi finiti *Straus7* (G+D Computing 2016). La discretizzazione è stata eseguita utilizzando elementi *Plate/shell* a quattro nodi di dimensione costante pari a  $25 \times 25 \text{ mm}^2$  per un totale di 3328 elementi e 3553 nodi (vedi Figura 11).



*Figura 11 - Modello di trave da ponte.*

### 3.1.1. CONDIZIONI DI VINCOLO

Il problema principale dello studio delle travi da ponte è legato all'interazione fra vibrazione assiale e flessionale, causata dalla eccentricità degli appoggi rispetto all'asse della trave. Questo problema è già stato affrontato in studi precedenti (Radice 2012) esaminando elementi con vincoli eccentrici rispetto all'asse longitudinale della trave. Come evidenziato in questo studio, le frequenze naturali dispari corrispondenti a forme modali flessionali simmetriche sono quelle più influenzate dalla posizione del vincolo, mentre le frequenze naturali pari corrispondenti ai modi flessionali antisimmetrici sono relativamente meno influenzate dalla posizione.

Infatti, se si considerano appoggi semplici appartenenti alla linea d'asse longitudinale della trave, per il primo modo di vibrare la linea devia formando il profilo di metà senoide. Se ora si considerano i vincoli eccentrici, il piano medio deve allungarsi per permettere la deviazione della linea d'asse.

In altre parole gli appoggi eccentrici inducono accoppiamento fra sforzo assiale e flessionale. Dato che la rigidità assiale della trave è maggiore di quella flessionale, la trave risulta effettivamente irrigidita dalla eccentricità dei vincoli.

Questo discorso vale anche per i modi antisimmetrici, anche se non risultano molto influenzati dalla eccentricità dei vincoli: i modi antisimmetrici hanno lo stesso numero di sezioni che si allungano e contraggono per trazione, e questo mitiga l'effetto complessivo.

Per tanto gli unici modi a flessione pura sono quelli con forma antisimmetrica (modi pari).

Seguendo la teoria classica della dinamica di sistemi continui applicata a elementi di Eulero-Bernoulli, le frequenze naturali flessionali per una trave semplicemente appoggiata possono essere calcolate con la relazione seguente (Viola 2001):

$$f_{fl} = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EJ}{\rho A}}$$

Dove:

- $n$ : numero di semi-onde.
- $J$ : momento d'inerzia.

Nella Tabella 1 vengono riportate le frequenze proprie di vibrazione ottenute da analisi modali eseguite su modelli di trave con vincoli eccentrici ed ideali (vincoli appartenenti all'asse baricentrico).

Tabella 1 - frequenze relative a due posizioni di vincolo.

<b>Vincoli ideali</b>		<b>Vincoli eccentrici</b>	
<i>Modo</i>	<i>Frequenza [Hz]</i>	<i>Frequenza [Hz]</i>	<i>Errore [%]</i>
1	16.05	15.77	2%
2	62.30	56.32	10%
3	101.59	86.14	15%
4	133.95	139.40	4%
5	225.28	221.01	2%
6	304.86	268.84	12%
7	331.01	331.24	0%
8	446.96	432.48	3%
9	508.43	464.77	9%
10	569.89	542.53	5%
11	697.30	641.63	8%
12	712.37	660.25	7%

Come si può notare dai risultati riportati in Tabella 1, il *modo 3* risulta essere quello maggiormente influenzato dalla presenza di vincoli eccentrici, che si traduce in una riduzione in termini di frequenza di vibrazione naturale.

In particolare, si nota come in caso di vincoli non eccentrici il modo risulti puramente assiale (Figura 12) mentre l'introduzione di un'eccentricità su questi ultimi introduce una componente flessionale alla vibrazione (Figura 13).

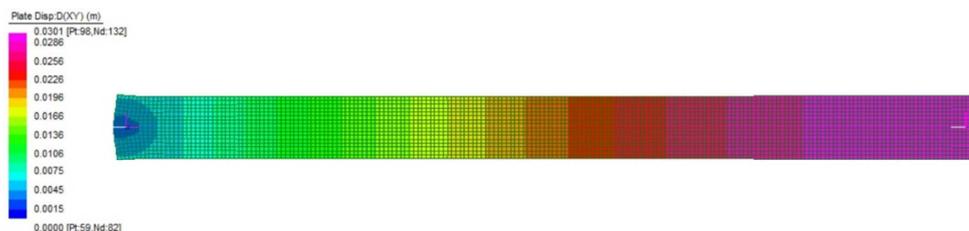


Figura 12 - Modo 3 per la trave con vincoli ideali.

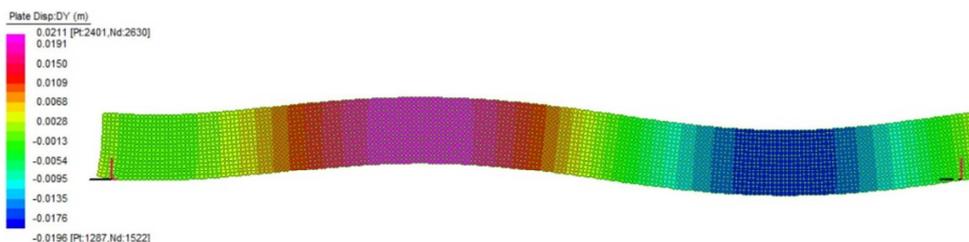


Figura 13 - Modo 3 per la trave con vincoli eccentrici.

I valori di frequenza rappresentati in Tabella 1, relativi alla trave con vincoli eccentrici, verranno considerati come soluzione di riferimento per lo studio dei modelli con danno da distacco localizzato.

### 3.2. DANNO LOCALIZZATO

Lo studio sul danno localizzato è stato analizzato sull'ipotesi di distacco di elementi dall'intradosso della trave modello. Tale eventualità è comune nelle strutture storiche, dove spesso gli elementi portanti venivano realizzati con strutture a sacco (vedi Capitolo 2). La simulazione di questo tipo di danneggiamento è stata sviluppata rimuovendo parte della *mesh* in posizioni scelte arbitrariamente (Figura 14). In Tabella 2 sono riportate le sigle per i modelli considerati per le analisi e le relative posizioni di danno.

Tabella 2 - Nomenclatura per i modelli con danni concentrati.

<i>Modelli</i>	<i>Descrizione</i>
Tr_2D_1.25m	Modelli con danni localizzati a 1.25 m
Tr_2D_1.80m	Modelli con danni localizzati a 1.80 m
Tr_2D_2.60m	Modelli con danni localizzati a 2.60 m

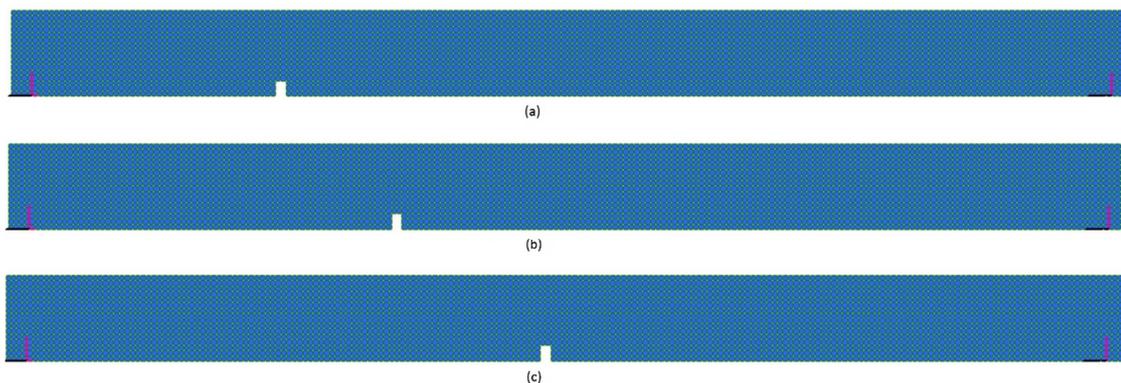


Figura 14 - Modelli utilizzati per le analisi: Tr\_2D\_1.25m (a), Tr\_2D\_1.80m (b) e Tr\_2D\_2.60m (c).

Per ampliare ulteriormente l'analisi, per ciascuna posizione sono state valutate differenti estensioni dell'area danneggiata. Per ogni posizione sono stati quindi realizzati danni con area rettangolare di altezza 25, 50, 75 mm e larghezza compresa tra 50 e 500 mm. I grafici riportati ai paragrafi 3.2.1, 3.2.2, 3.2.3 seguenti riportano gli errori sulle frequenze riferiti ai valori di riferimento ottenuti dal modello con vincoli eccentrici per i primi 12 modi di vibrare (vedi Tabella 1).

L'errore percentuale è stato determinato dalla seguente relazione:

$$err\% = \frac{f_i(R) - f_i(D)}{f_i(R)}$$

Dove:

- $f_i(R)$  : frequenza del modello di riferimento del i-esimo modo [Hz].
- $f_i(D)$ : frequenza del modello danneggiato del i-esimo modo [Hz].

3.2.1. MODELLO Tr\_2D\_1.25m

Nei grafici in Figura 15, Figura 16, Figura 17 sono rappresentate i risultati ottenuti dalle analisi modali sul modello di trave con danno a 1,25 m e area del danno di altezza 25 mm e larghezza variabile da 50 mm a 500 mm.

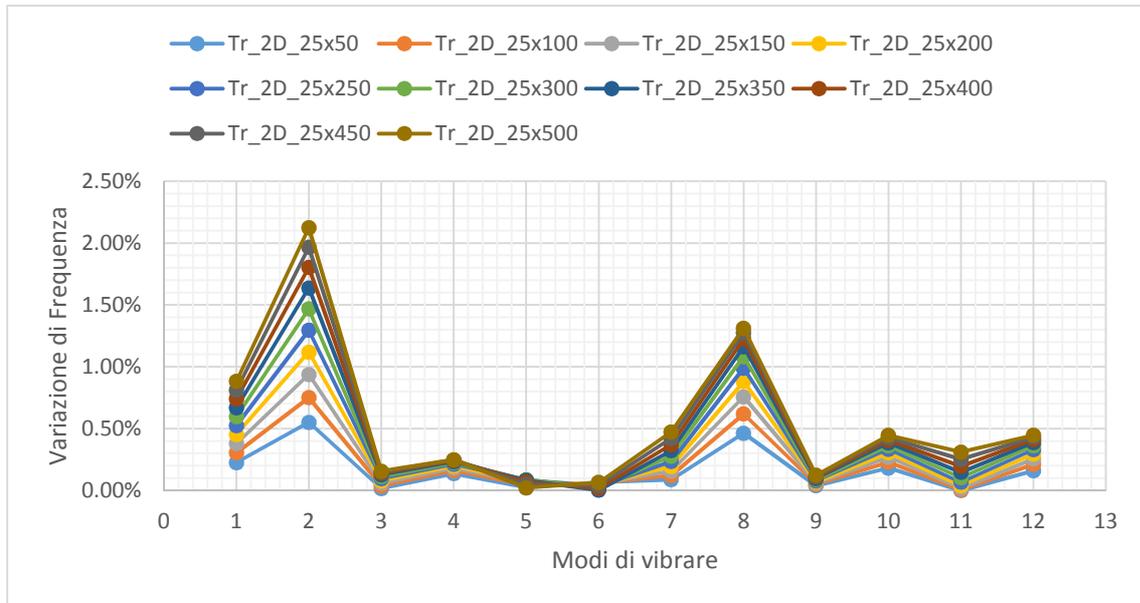


Figura 15 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 25 mm e larghezza variabile.

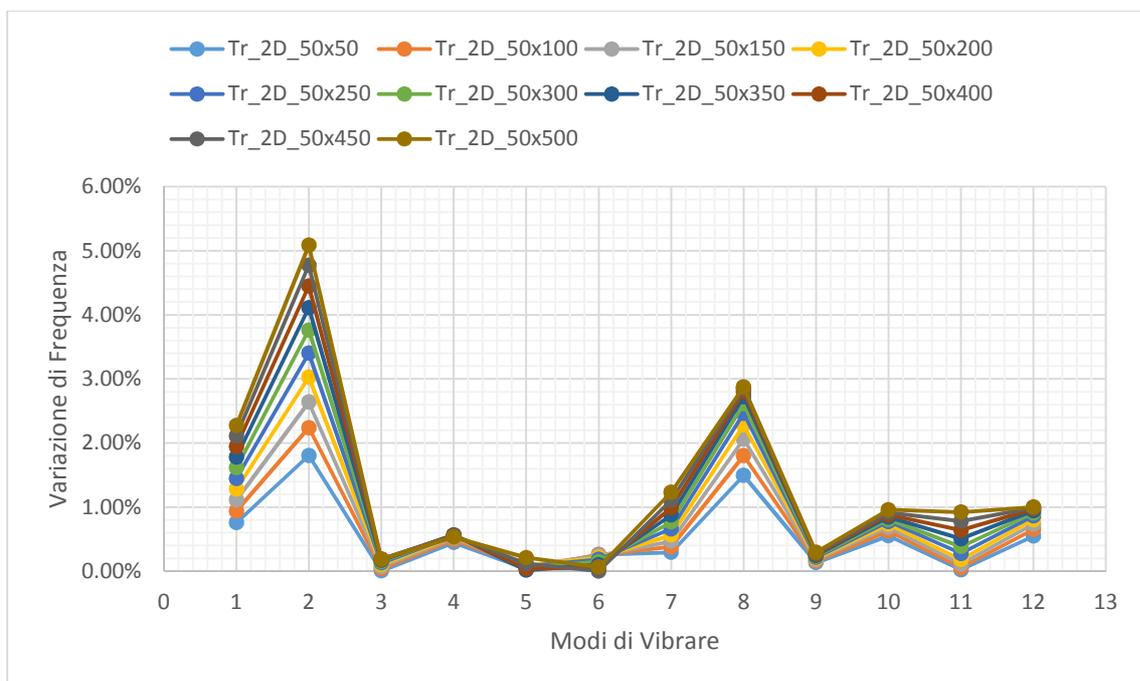


Figura 16 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 50 mm e larghezza variabile.

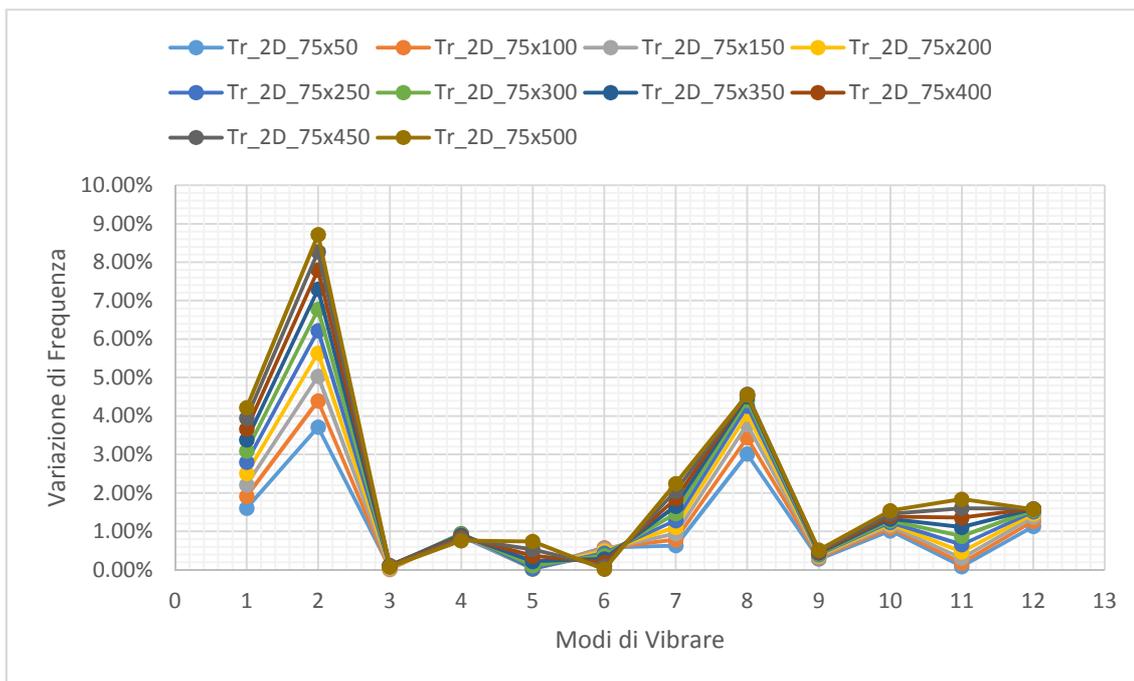


Figura 17 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 75 mm e larghezza variabile.

Nel grafico in Figura 18 sono rappresentate le variazioni di frequenza propria facendo variare questa volta la profondità del distacco, e mantenendo la larghezza costante.

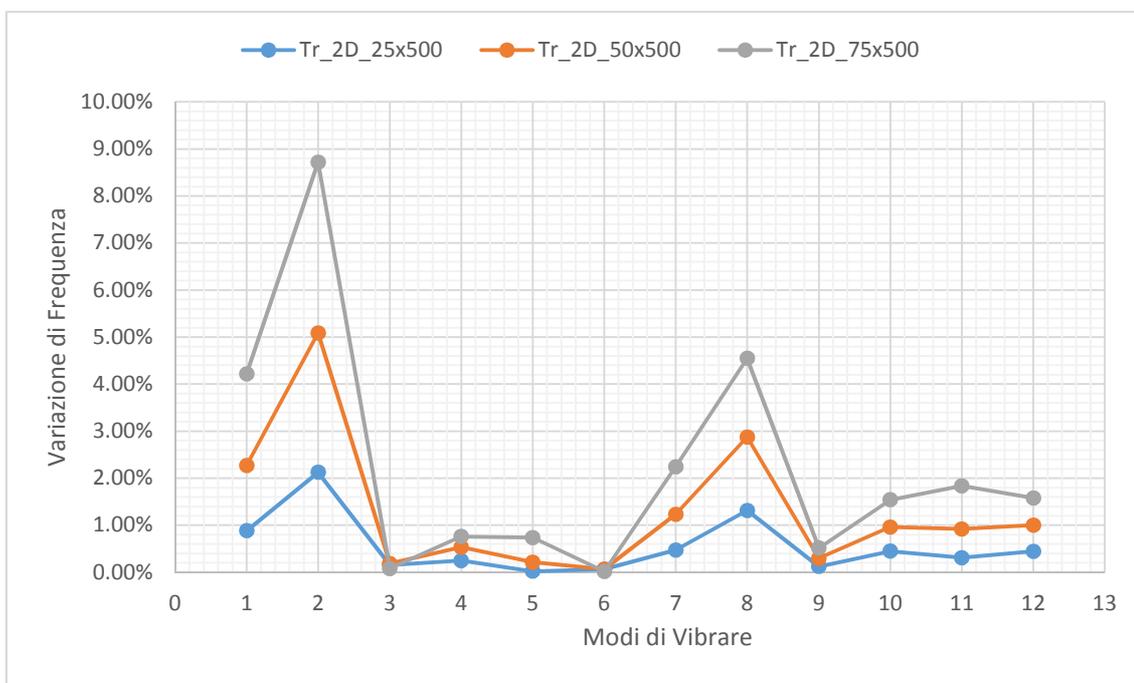


Figura 18 - Variazione delle frequenze per un danno di 500 mm di larghezza e altezza variabile.

3.2.2. MODELLO Tr\_2D\_1.80m

Nei grafici di Figura 19, Figura 20, Figura 21 sono rappresentati i risultati ottenuti considerando i danni contrati in posizione 1,80 m.

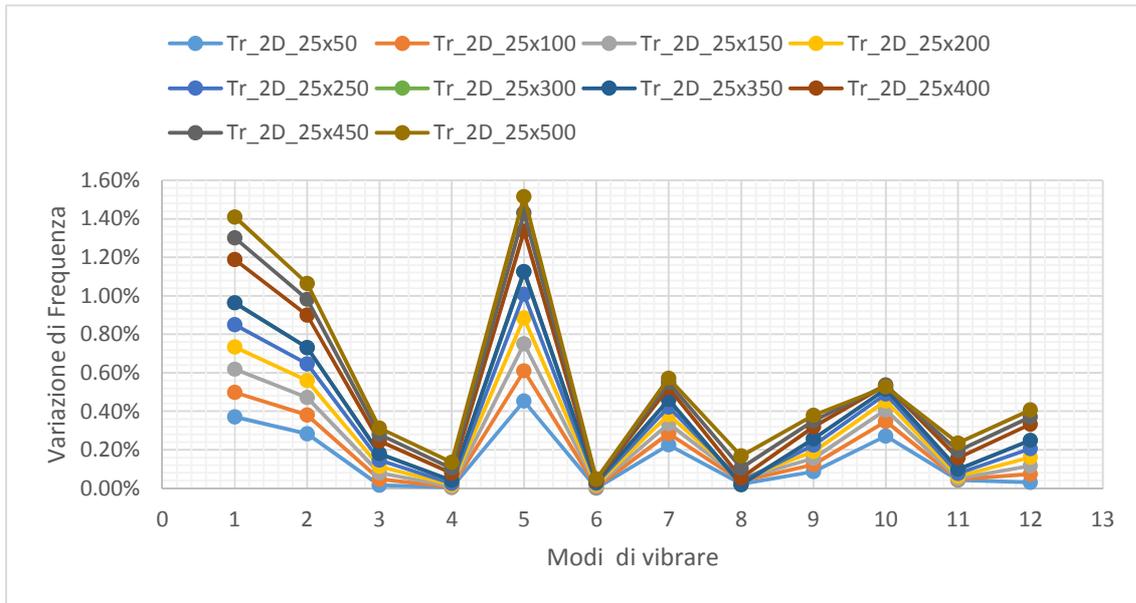


Figura 19 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 25 mm e larghezza variabile.

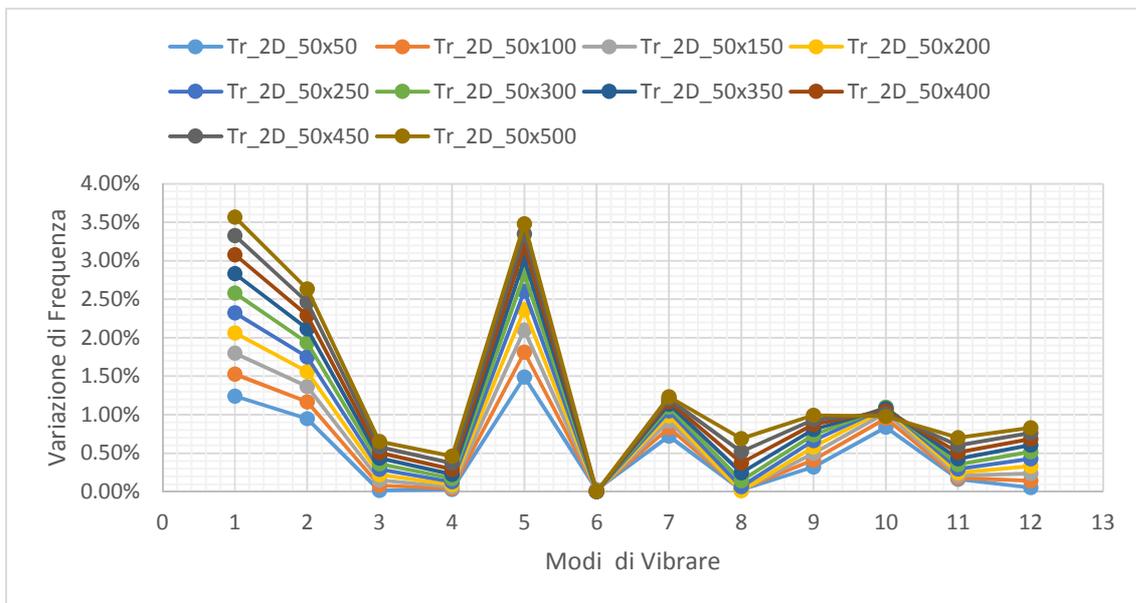


Figura 20 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 50 mm e larghezza variabile.

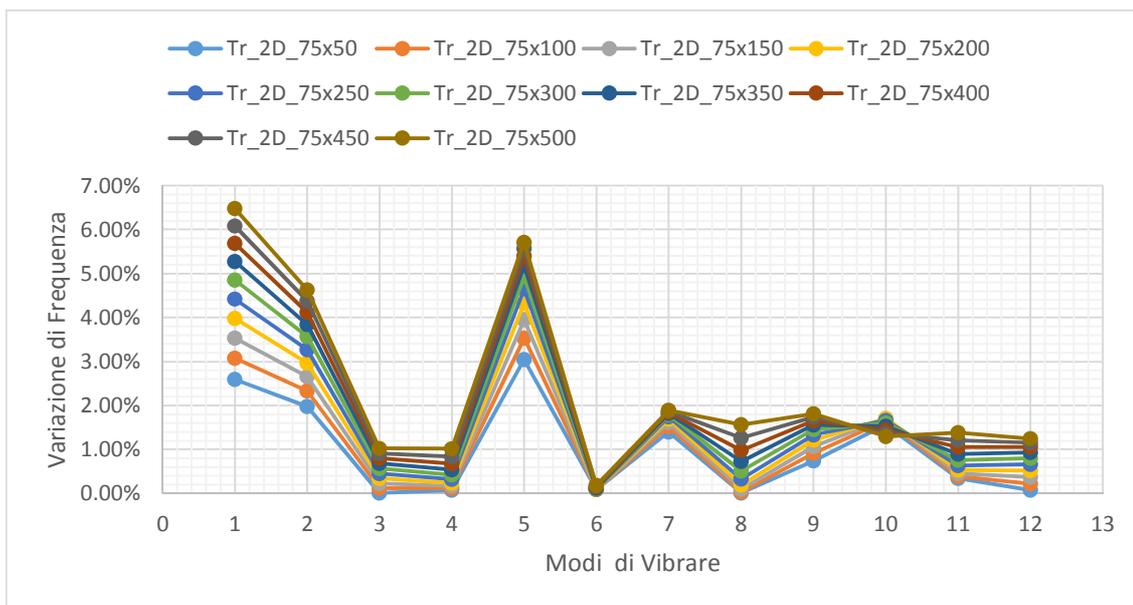


Figura 21 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 75 mm e larghezza variabile.

### 3.2.3. MODELLO Tr\_2.60m

Nei grafici di Figura 22, Figura 23, Figura 24 sono rappresentati i risultati ottenuti considerando i danni contrati in posizione 2.60 m (mezzeria della trave).

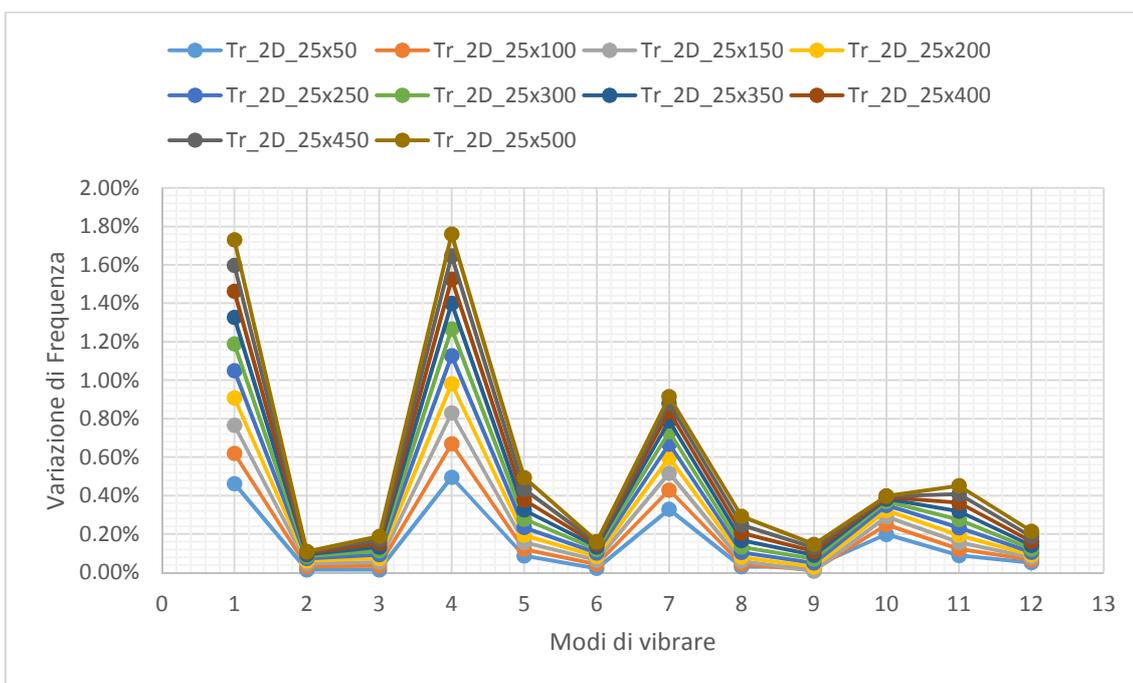


Figura 22 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 25 mm e larghezza variabile.

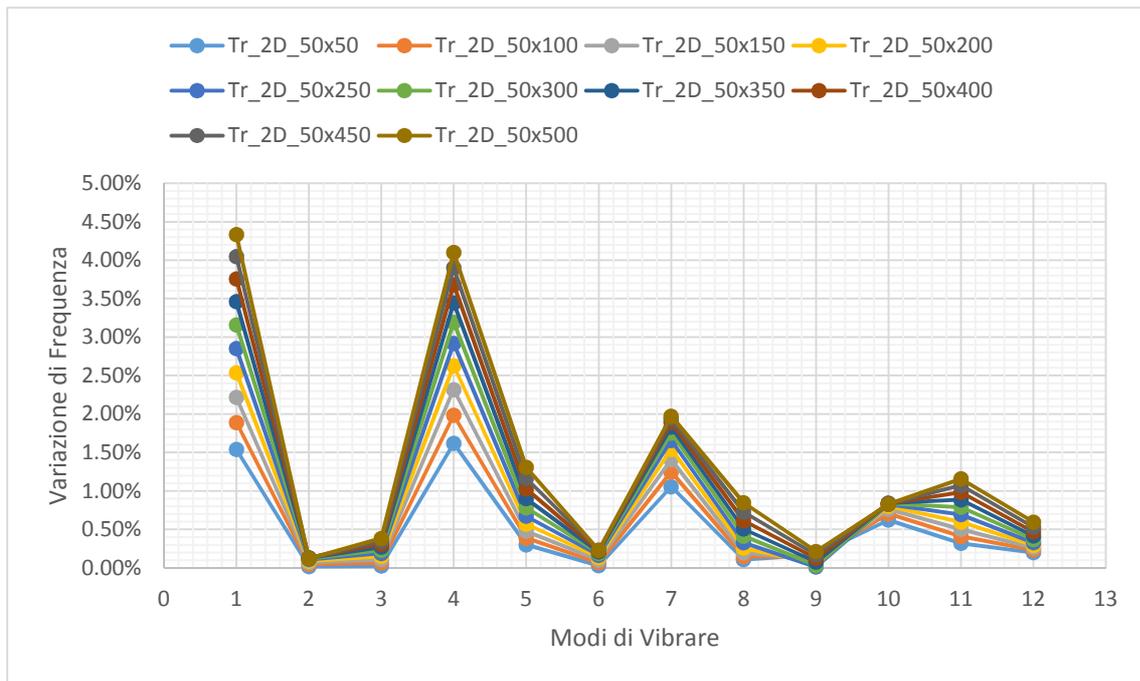


Figura 23 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 50 mm e larghezza variabile.

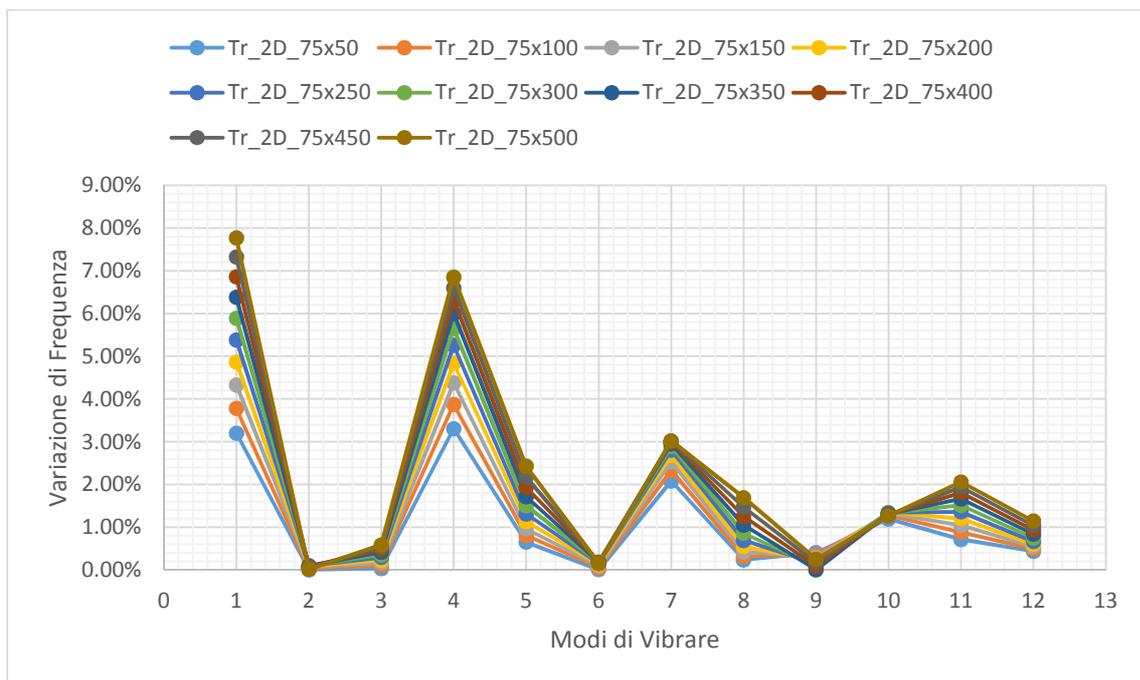


Figura 24 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 75 mm e larghezza variabile.

L'analisi dei grafici riportati da Figura 15 a Figura 24, la variazione della frequenza ha un andamento molto simile per tutti i modelli. Come ci si aspetterebbe la variazione di frequenza dipende dall'incremento di danno ed è bassa tanto più il danno è vicino ad un

punto di flesso della forma modale, dove la curvatura flessionale della trave è zero. Al contrario, la variazione di frequenza risulta elevata tanto più è elevata la curvatura (Cerri & Vestroni 2000).

In realtà una piccola variazione di frequenza viene rilevata quando il danno è vicino ad un punto di flesso, e questo dipende dall'estensione del danno. La dimensione del danno perciò agisce in modo trascurabile sulla distribuzione delle variazioni sui singoli modi di vibrare, mentre ha un effetto di amplificazione quasi uniforme sulle ampiezze degli stessi.

### 3.3. IDENTIFICAZIONE DELLA POSIZIONE DEL DANNO

Come riportato al paragrafo precedente, l'estensione del danno influisce sulla variazione delle frequenze modali solo in termini di ampiezze. L'andamento delle variazioni sui vari modi di vibrare rimane per lo più inalterato al variare delle dimensioni della zona danneggiata. È stata quindi eseguita una normalizzazione delle funzioni di variazione del danno rispetto al loro massimo come indicato di seguito:

$$\eta_i = \frac{1 - \Delta f_i}{\max_j(1 - \Delta f_j)}$$

Dove  $\eta_i$  rappresenta la variazione  $j$ -esima di frequenza  $\Delta f_j$  normalizzata al valore massimo valido per ciascuna estensione di danno  $i$ .

La rappresentazione grafica delle funzioni normalizzate mostra una quasi perfetta sovrapposizione delle stesse al variare dell'estensione dell'area danneggiata, confermando quanto già affermato precedentemente. La posizione del danno produce quindi uno *Spettro* della variazione delle frequenze che caratterizza la posizione del danno stesso (vedi Figura 25, Figura 26, Figura 27).

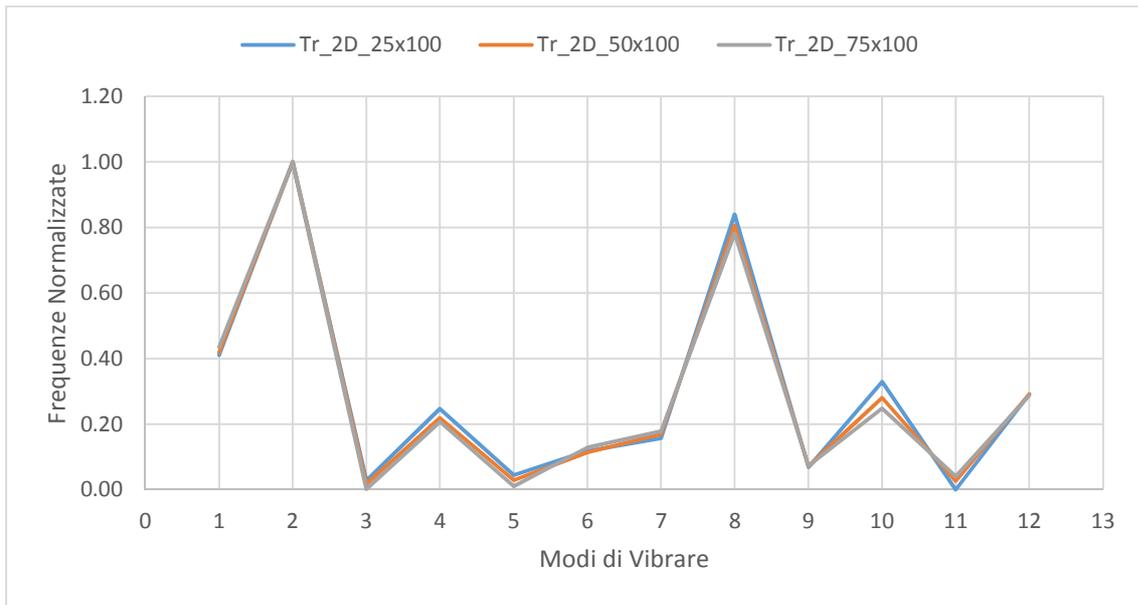


Figura 25 - Spettro della variazione di frequenza per i modelli con danno a 1,25 m.

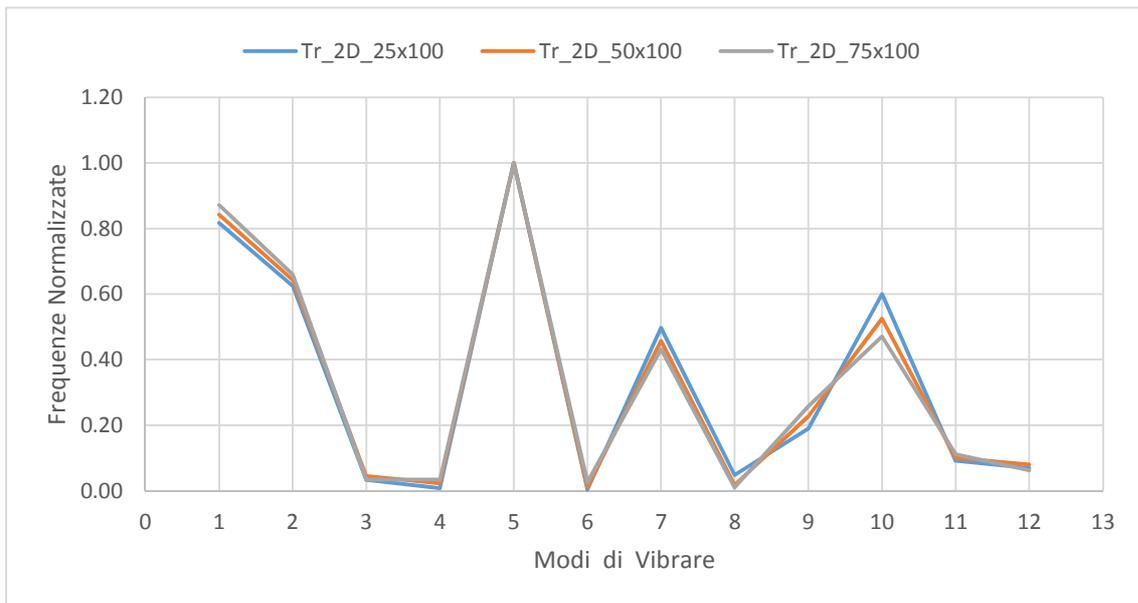


Figura 26 - Spettro della variazione di frequenza per i modelli con danno a 1,80 m.

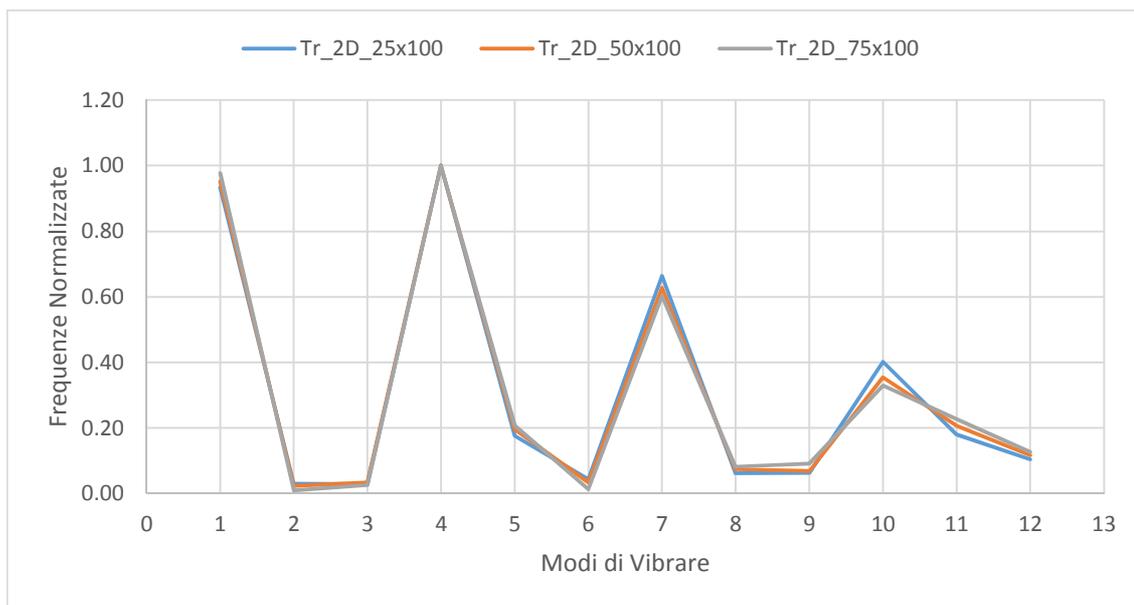


Figura 27 - Spettro della variazione di frequenza per i modelli con danno a 2,60 m.

Il primo passo per la identificazione del danno è determinarne la posizione. Infatti, la determinazione della dimensione del danno rappresenta un complesso problema inverso, con molteplici soluzioni.

Le basi teoriche relative a questo metodo sono state indicate da (Cerri & Vestroni 2000). Il primo passo è quello di introdurre un modello in grado di rappresentare tali danni mediante un adeguato numero di parametri. La soluzione è stata sviluppata per la generica trave alla Eulero-Bernoulli con una definita lunghezza di danno  $L_D$  e rappresentata come una zona di trave a rigidità sezionale ridotta  $EJ_D$  (vedi Figura 28).

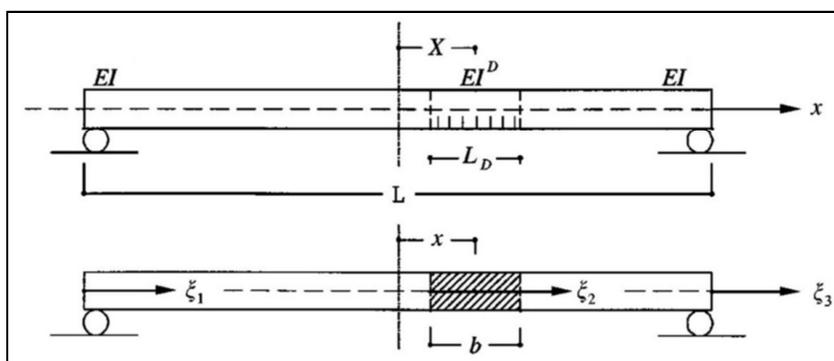


Figura 28 - Modello di trave adottato (Cerri & Vestroni 2000).

Il problema è definito in termini di quantità adimensionali:

$$x = \frac{2X}{L} \quad b = \frac{L_D}{L} \quad \beta = 1 - \frac{EJ_D}{EJ}$$

Dove:

- $X$ : ascissa del danno.
- $L_D$ : estensione del danno.
- $\beta$ : misura dell'intensità del danno.

L'equazione del moto per la oscillazioni libere, riferita alla trave in materiale omogeneo di Eulero-Bernoulli:

$$\rho A \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} + EJ \frac{\partial^4 v(x, t)}{\partial x^4} = 0$$

Dove  $\rho A$  è la massa per unità di lunghezza della trave. L'equazione del moto ammette soluzione del tipo (Viola 2001):

$$v(x, t) = V(x) \cos(\omega t - \varphi)$$

La componente spaziale della forma modale può essere ottenuta sostituendo la soluzione nell'equazione del moto:

$$EJ \frac{d^4 V}{dx^4} - \omega^2 \rho A V = 0$$

Con  $\omega$  pulsazione propria della trave. Quando il danno ha estensione ridotta rispetto alla lunghezza della trave  $L$ , è possibile semplificare il modello inserendo un danno concentrato con deformazione equivalente. In questo caso si considera una molla torsionale di rigidità  $K$ . Per determinare la rigidità si considera la rotazione relativa delle due sezioni che delimitano il danno:

$$\chi^D = \chi + \Delta\chi$$

Dove:

- $\Delta\chi$ : Incremento di rotazione dovuto al danno.
- $\chi^D = \frac{ML_D}{EJ^D}$
- $\chi = \frac{ML}{EJ}$

Posso esprimere l'incremento di rotazione  $\Delta\chi$  in funzione dei parametri del danno  $b, \beta$ :

$$\Delta\chi = \frac{ML}{EJ^D} b \frac{\beta}{1 - \beta}$$

Considerando un danno normalizzato posso esprimere l'incremento di rotazione come  $\Delta\chi = M/K$ , adimensionalizzando la rigidezza ottengo:

$$k = \frac{K}{\frac{EJ}{L}} \Rightarrow k = \frac{1 - \beta}{b\beta}$$

Il parametro  $k$  descrive la molla a torsione che rappresenta il danno nella trave. L'equazione caratteristica per il problema delle vibrazioni libere, da cui si ricavano gli autovalori per la trave, è:

$$4k \sin \lambda \sinh \lambda + \lambda [\sin \lambda (\cosh \lambda - \cosh \lambda x) + \sinh \lambda (\cos \lambda - \cos \lambda x)] = 0$$

Dal momento che l'equazione caratteristica è valida per infiniti valori di  $\lambda$  è possibile scriverla per due diversi valori di frequenza; una volta eliminato il termine  $k$  è possibile risolvere l'equazione in termini di  $x$  e determinare la posizione del danno.

Nel caso di trave in semplice appoggio una buona approssimazione per la definizione delle forme modali può essere ottenuta utilizzando delle semplici funzioni sinusoidali dipendenti da  $n$  e  $\pi$ . In Figura 29 sono rappresentati gli andamenti dei primi 4 modi, compresi i 10 cm di retro-trave per lato. Tale rappresentazione è stata riportata utilizzando il quadrato dei valori delle funzioni di forma, in modo tale da rimuovere l'incertezza sulla definizione del segno.

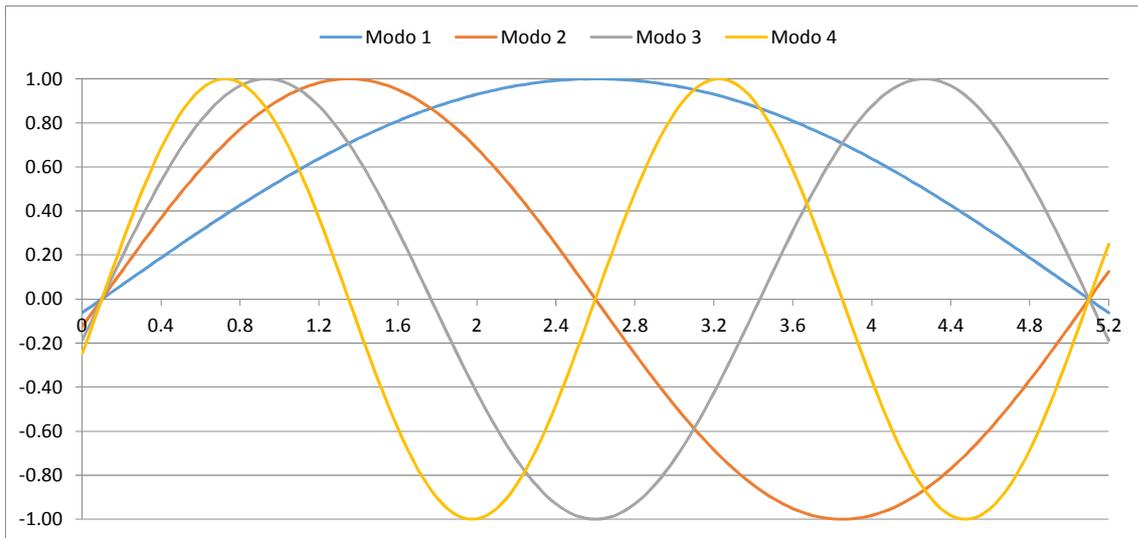


Figura 29 - Funzioni di forma sinusoidali per la trave.

La posizione del danno viene determinata minimizzando la funzione definita dalla sommatoria dei quadrati della differenza fra variazione di frequenza normalizzata  $\eta_j$  e funzione di forma relativa  $\phi_j$  :

$$\delta(X_D) = \sum_i [\eta_i - \phi_i^2]^2$$

Dove:

- $\phi_i = \sin \frac{n\pi(X-a)}{L}$  : funzione di forma sinusoidale per la trave.
- $\eta_i = \frac{1-\Delta f_i}{\max_j(1-\Delta f_j)}$  : Variazione di frequenza normalizzata alla frequenza massima.
- $\Delta f_i = \frac{f_i(D)}{f_i(R)}$  : variazione di frequenza relativa al modo i-esimo.
- $a = 10$  cm: retro-trave.

Ponendo la funzione  $\phi_i$  al quadrato, essendo questa definita a meno di una costante moltiplicativa, si elimina l'incertezza sui segni dei valori ottenuti. Si riesce così a considerare la forma della funzione utile ai fini della determinazione del danno. Va considerato che alcune frequenze sono derivate da modi misti a vibrazione assiale e flessionale, che possono falsare la determinazione della posizione del danno. In Figura 30 viene rappresentata la costruzione della funzione  $\delta(X_D)$  per il modello Tr\_2D\_1.25m\_50x500 considerando i primi due modi e i primi 4 modi.

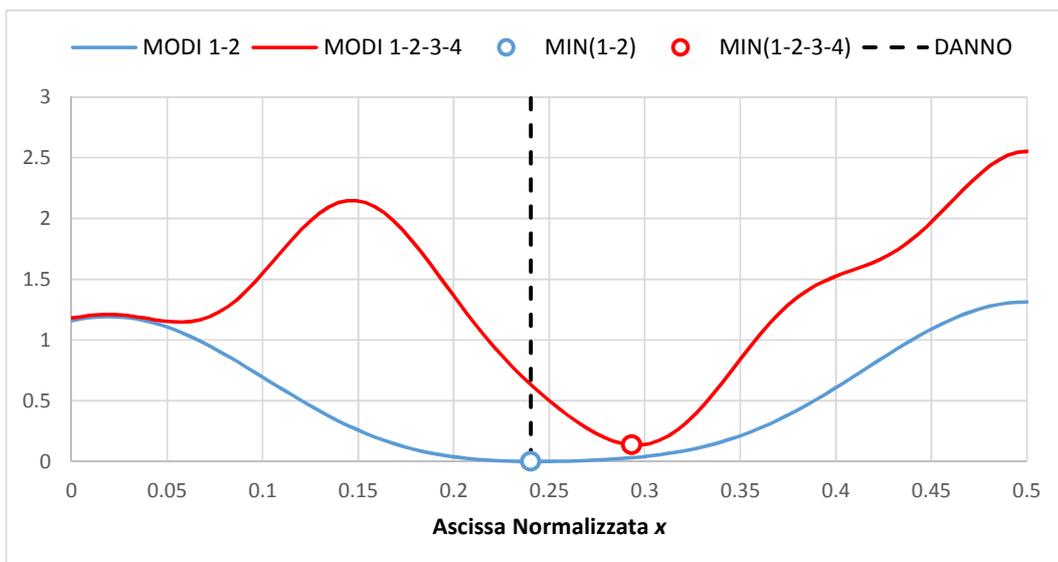


Figura 30 - Determinazione del danno per il modello *Tr\_2D\_1.25m\_50x500* per i modi 1-2-3-4.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.25 m  $\Rightarrow$  err = 0%
- Modi 1-2-3-4: Posizione ottenuta: 1.50 m  $\Rightarrow$  err = 22%

Considerando i primi 4 modi di vibrare risulta un errore sulla determinazione della posizione del 22%, questo è dovuto al fatto di considerare anche le variazioni di frequenza del modo 3 relative ad un modo misto assiale e flessionale (vedi Paragrafo 3.1.1). In Figura 32 e Figura 36 sono rappresentate le funzioni  $\delta(X_D)$  costruite per i modelli *Tr\_2D\_1.80m\_50x500* e *Tr\_2D\_2.60m\_50x500*. In entrambi i casi si ottiene la posizione del danno con un errore massimo pari a 10% e 21% rispettivamente.

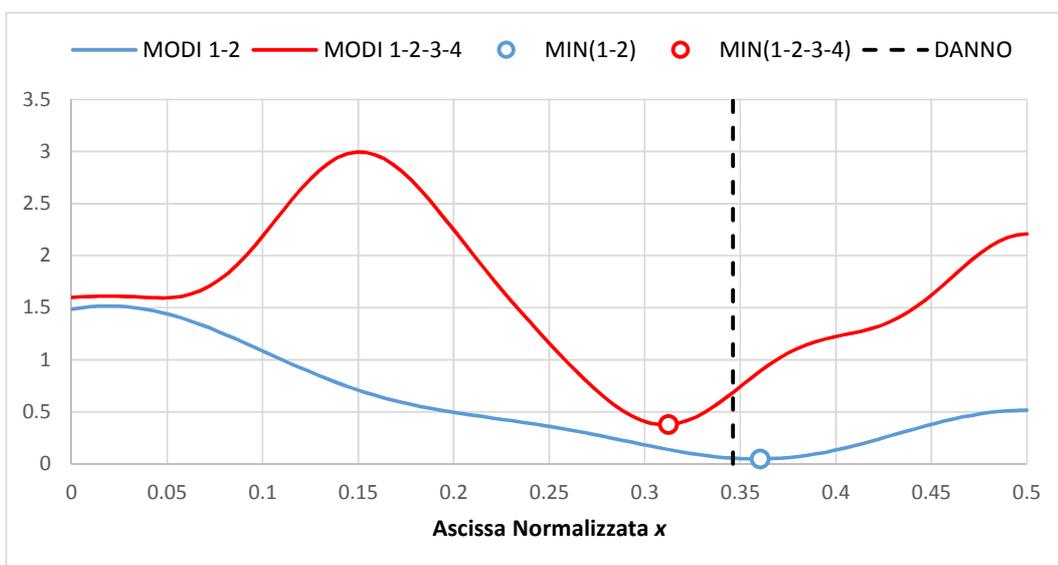


Figura 31 - Determinazione del danno per il modello *Tr\_2D\_1.80m\_50x500*, per i modi 1-2-3-4.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.87 m  $\Rightarrow$  err = 4%
- Modi 1-2-3-4: Posizione ottenuta: 1.90 m  $\Rightarrow$  err = 10%

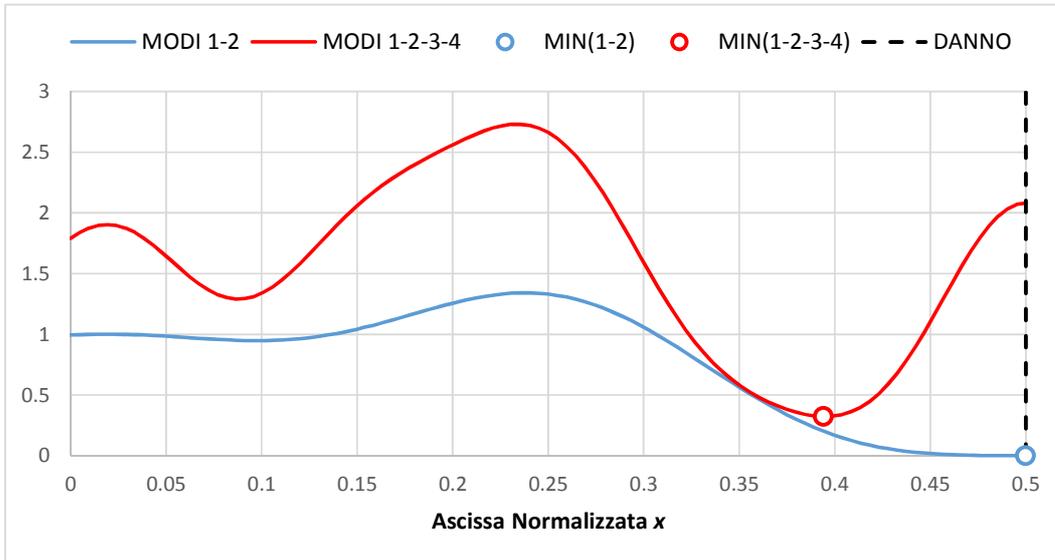


Figura 32 - Determinazione del danno per il modello Tr\_2D\_2.60m\_50x500, per i modi 1-2-3-4.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 2.60 m  $\Rightarrow$  err = 0%
- Modi 1-2-3-4: Posizione ottenuta: 2.80 m  $\Rightarrow$  err = 21%

Sulla base di queste analisi, si ottiene un risultato molto interessante. In particolare si può supporre che le prime due differenze di frequenze, relative ai primi due modi flessionali della trave, siano sufficienti per la determinazione della posizione del danno localizzato. Si ottiene quindi la seguente relazione:

$$\eta_1 = \phi_1(X_D) = \sin^2\left(\frac{\pi(X_D - a)}{L}\right)$$

$$\eta_2 = \phi_2(X_D) = \sin^2\left(\frac{2\pi(X_D - a)}{L}\right)$$

Dividendo termine a termine le due relazioni, è possibile ottenere una relazione in forma chiusa per la determinazione della posizione del danno per il caso semplificato oggetto di studio:

$$X_D = a + \frac{L}{\pi} \arccos\left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{1 - \Delta f_2}{1 - \Delta f_1}}\right)$$

È tuttavia importante considerare che la localizzazione della posizione del danno è definita a meno della simmetria dell'elemento, per cui la relazione in forma chiusa fornisce una doppia soluzione in  $X_D$  e in  $L - X_D$ . Consideriamo ora per la costruzione della funzione di minimo  $\delta(X_D)$  le funzioni di forma per la trave relative ai modi 1-2-4-5. Scartando il contributo relativo al modo misto 3 si ottiene una riduzione degli errori sulla determinazione della posizione del danno (vedi Figura 33, Figura 34, Figura 35).

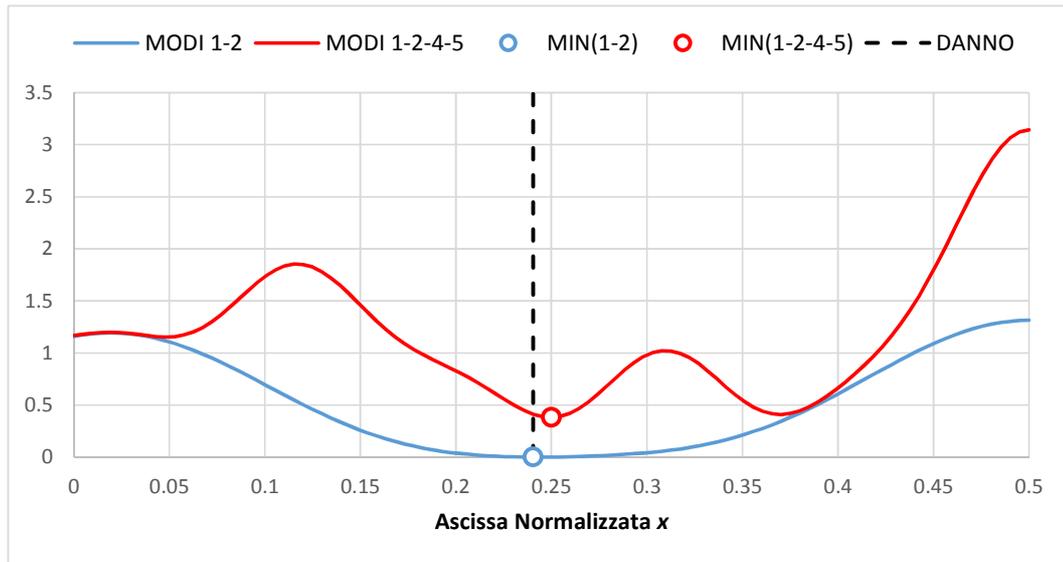


Figura 33 - Determinazione del danno per il modello *Tr\_2D\_1.25m\_50x500*, modi 1-2-4-5.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.25 m  $\Rightarrow$  err = 0%
- Modi 1-2-4-5: Posizione ottenuta: 1.30 m  $\Rightarrow$  err = 4%

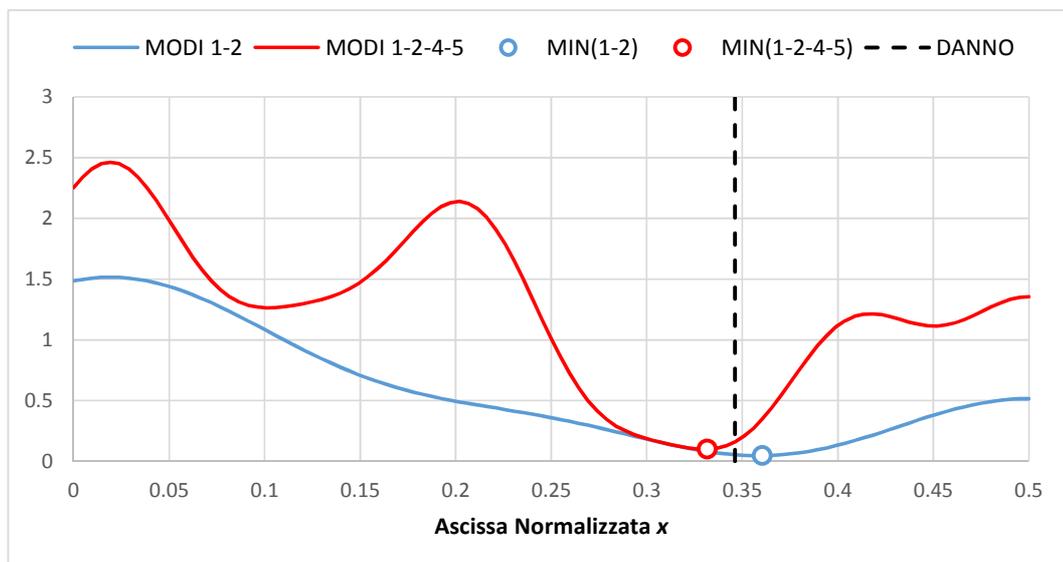


Figura 34 - Determinazione del danno per il modello *Tr\_2D\_1.80m\_50x500*, per i modi 1-2-4-5.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.87 m  $\Rightarrow$  err = 4%
- Modi 1-2-4-5: Posizione ottenuta: 1.87 m  $\Rightarrow$  err = 4%

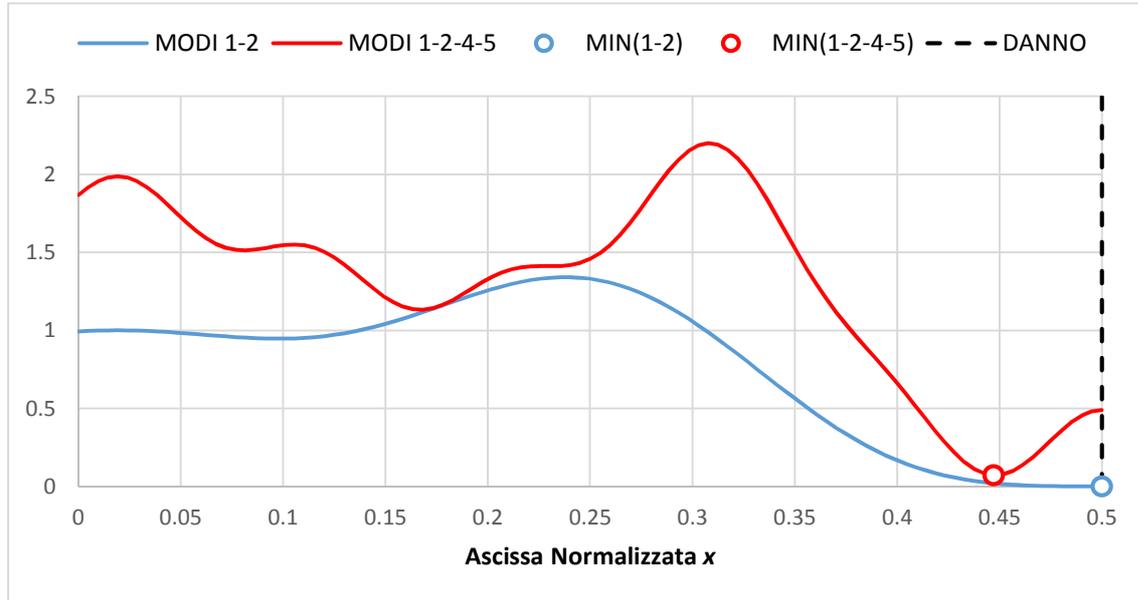


Figura 35 - Determinazione del danno per il modello Tr\_2D\_2.60m\_50x500, per i modi 1-2-4-5.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 2.60 m  $\Rightarrow$  err = 0%
- Modi 1-2-4-5: Posizione ottenuta: 2.33 m  $\Rightarrow$  err = 11%

### 3.3.1. VARIAZIONE DELLE FUNZIONI DI FORMA

In Figura 36 e Figura 37 sono rappresentati il primo e secondo modo di vibrare, relativi ai modelli della trave di riferimento, della trave con danno a 1.25 m, 1.80 m, 2.60 m.

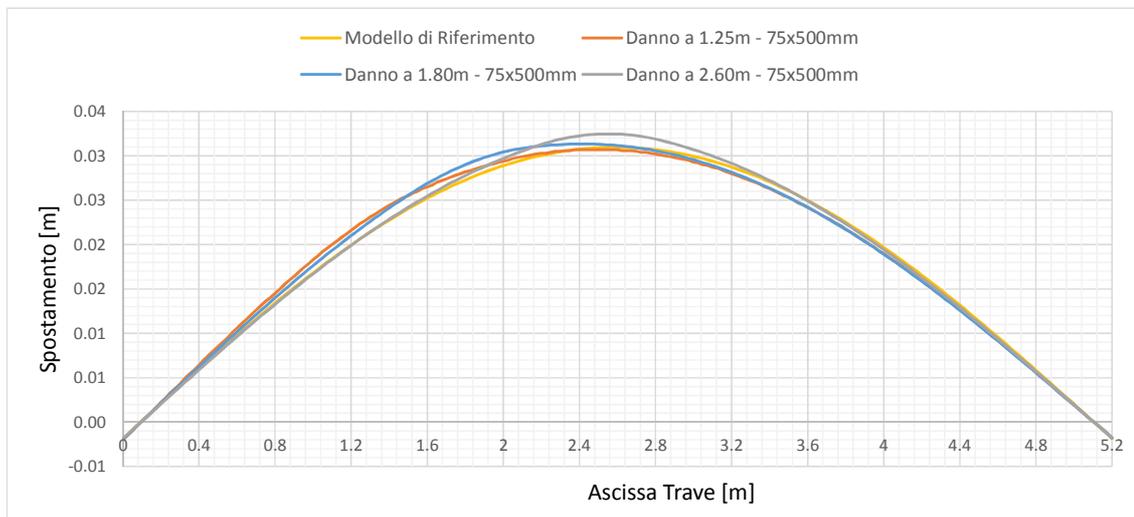


Figura 36 - Variazione della funzione di forma relativa al modo 1.

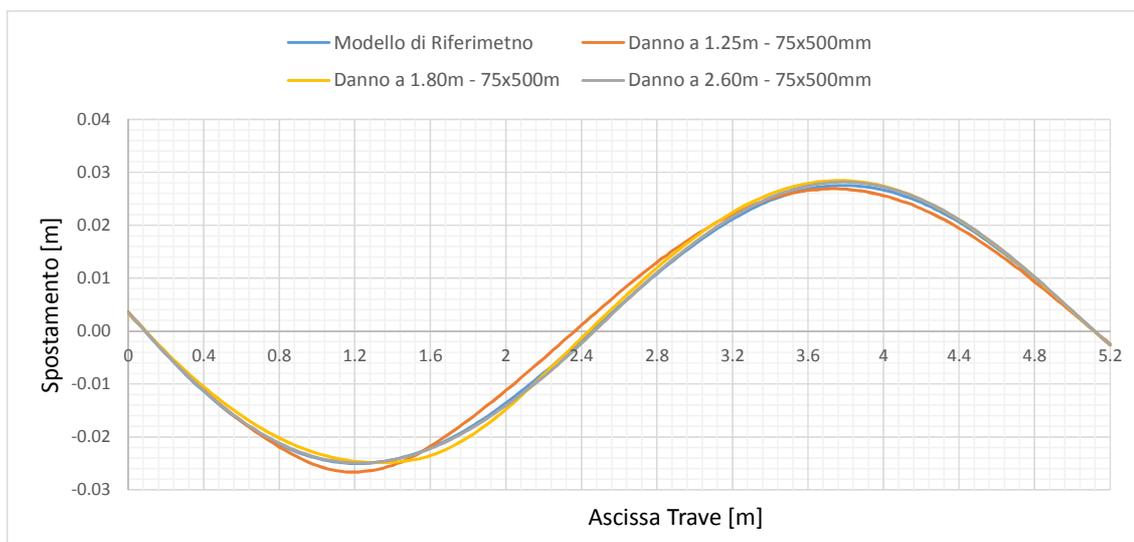


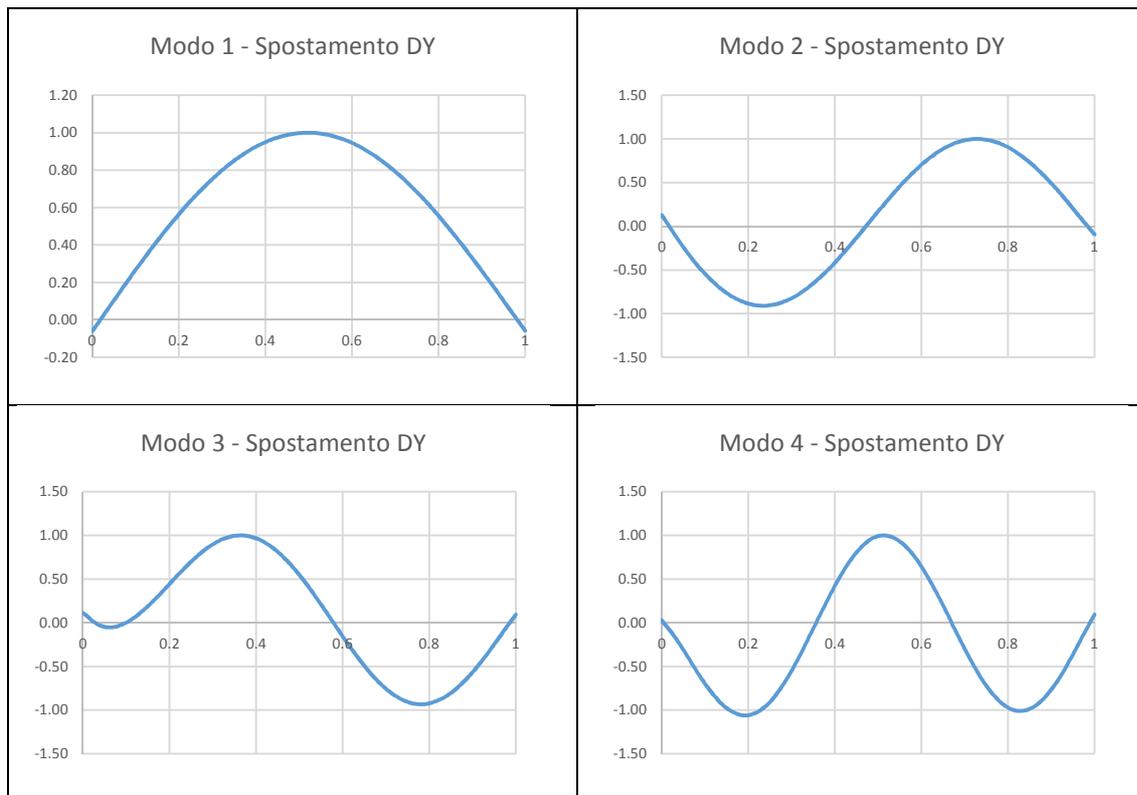
Figura 37 - Variazione della funzione di forma relativa al modo 1.

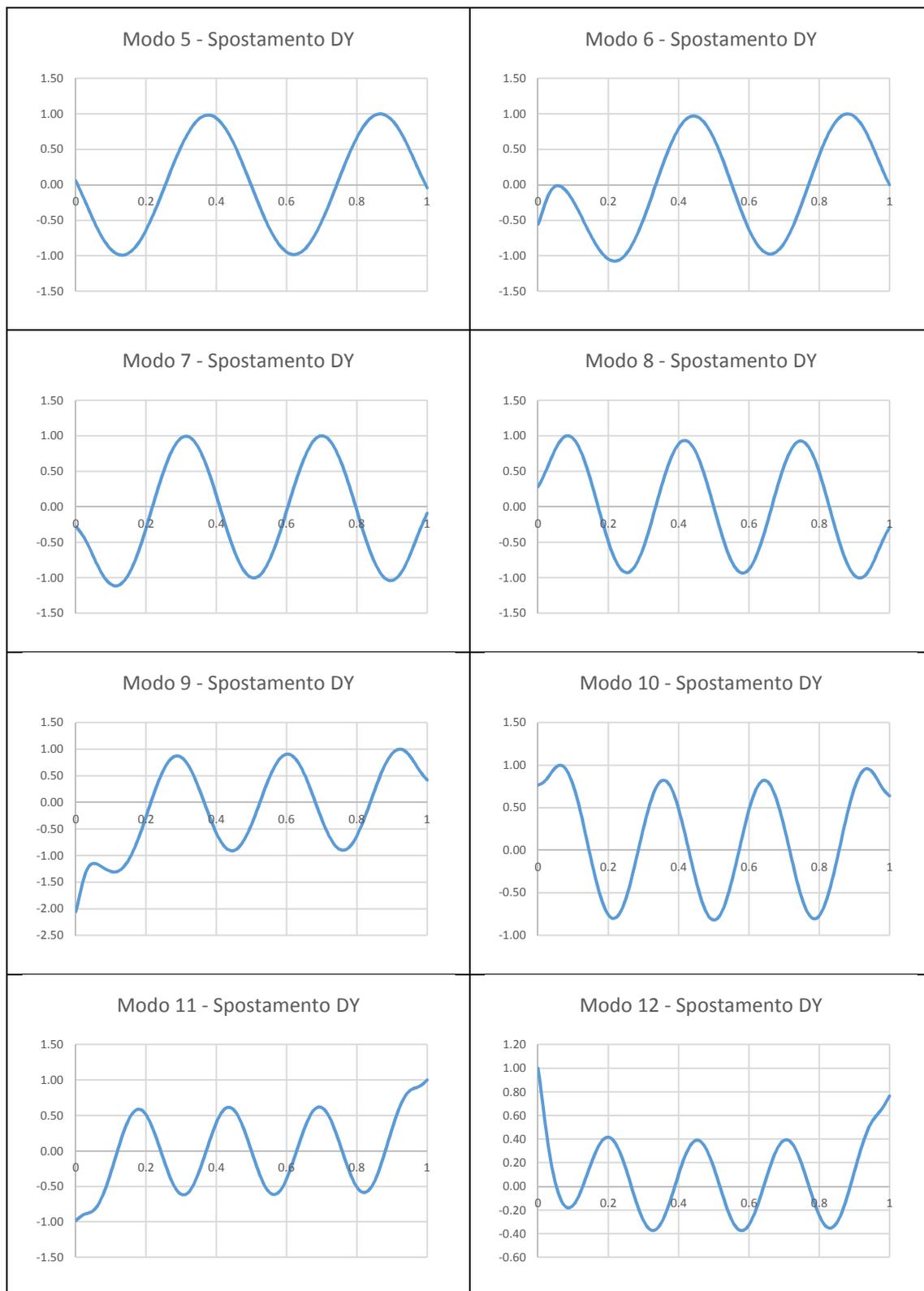
Si nota che in Figura 37 la variazione della funzione del *modo 2* relativo al danno in mezzeria è quasi nulla; questo perché la posizione del danno coincide con il flesso della funzione del *modo 2*. Nonostante i casi confrontati siano molto diversi fra loro, non si hanno grandi variazioni sulle funzioni di forma. E' quindi possibile utilizzare per la determinazione della posizione del danno le funzioni di forma ricavate dal modello di riferimento per la determinazione del danno.

### 3.3.2. DETERMINAZIONE DEL DANNO UTILIZZANDO LE FORME MODALI EFFETTIVE

Considerare le funzioni di forma sinusoidali per la trave ideale, semplicemente appoggiata e di materiale omogeneo può rappresentare una forte semplificazione. Questo perché in generale non è possibile considerare il materiale omogeneo, le geometrie possono essere complesse e i vincoli sono spesso eccentrici. Il modo corretto di affrontare questo problema può essere quello di ricavare le funzioni di forma direttamente dal modello numerico realizzato con l'utilizzo di *Straus7* (G+D Computing 2016). E' sufficiente plottare i valori di spostamento ottenuti dall'analisi modale per i vari modi, normalizzando l'ascissa della trave e i valori di spostamento a 1 (vedi Tabella 3).

Tabella 3 - Funzioni di forma effettive per il modello della trave di riferimento.





Dagli andamenti delle funzioni di forma in Tabella 3, si evince l'effetto dell'eccentricità dei vincoli all'aumentare del numero dei modi di vibrare. Questo effetto non viene tenuto conto considerando le funzioni di forma sinusoidali teoriche a sola flessione per una trave semplicemente appoggiata.

Tuttavia per i primi modi si ha che l'effetto di disturbo dovuto all'eccentricità risulta quasi trascurabile, confermando la bontà dell'ipotesi di funzioni di forma sinusoidali (vedi Figura 38 e Figura 39). Il modo 3, che è un modo assiale fortemente influenzato dall'eccentricità dei vincoli, dovrà essere escluso dal confronto con i modi sinusoidali. Pertanto il terzo modo sinusoidale dovrà essere confrontato con il quarto numerico.

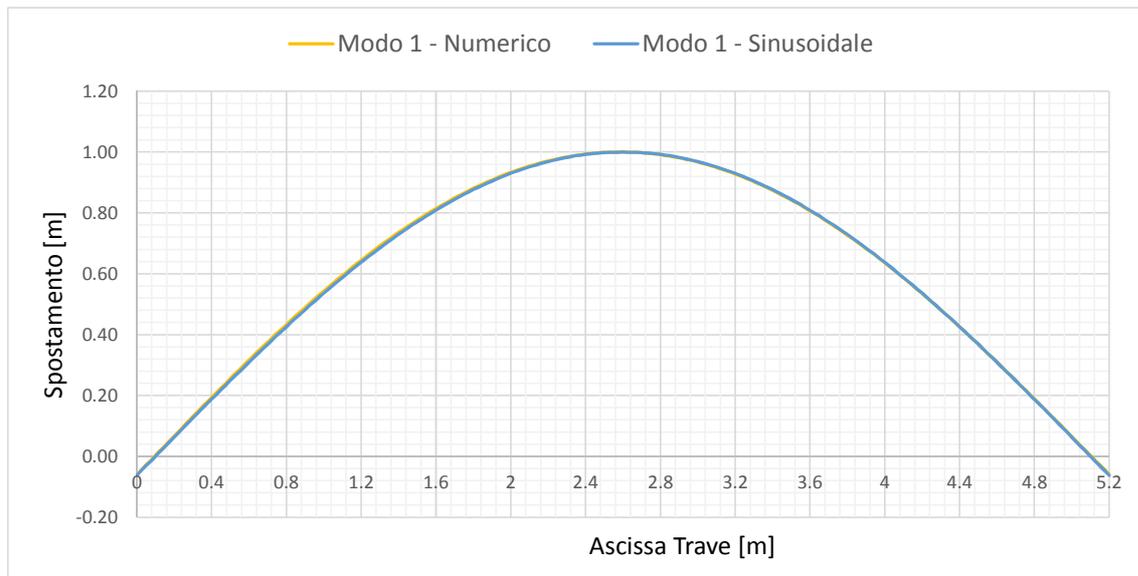


Figura 38 - Confronto fra modo 1 ottenuto dal modello numerico e il corrispondente modo ottenuto dalla relazione sinusoidale semplificata.

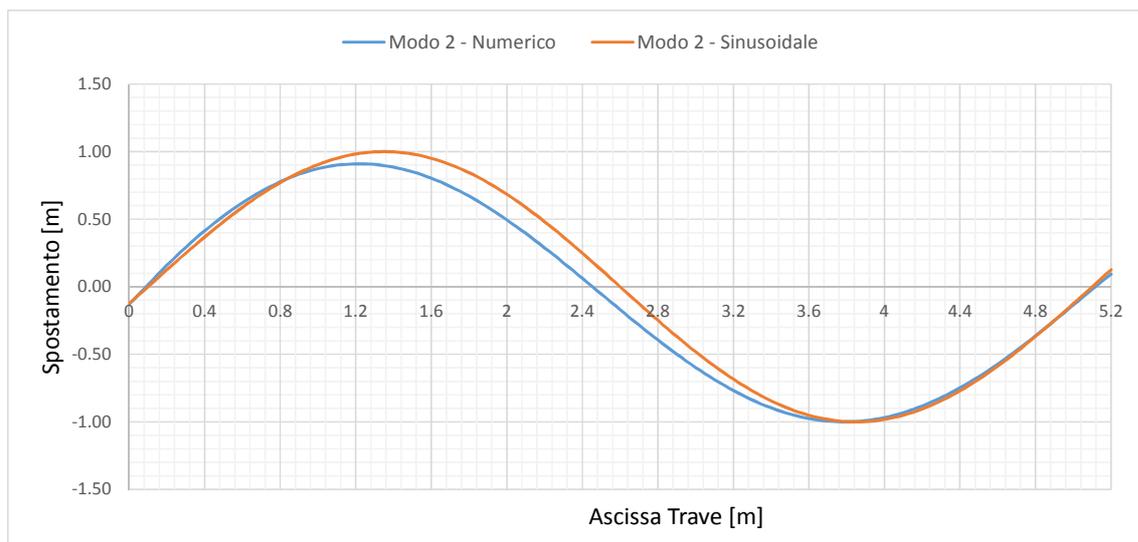


Figura 39 - Confronto fra modo 2 ottenuto dal modello numerico e il corrispondente modo ottenuto dalla relazione sinusoidale semplificata.

Considerando ora  $\phi_i$  (con  $i =$  numero del modo) come vettore degli spostamenti discreti dei punti appartenenti all'asse dell'elemento normalizzati al valore massimo di

frequenza, è possibile costruire la funzione  $\delta(X_D)$  discreta per i modelli di danno Tr\_2D\_1.25m\_50x500, Tr\_2D\_1.80\_50x500, Tr\_2D\_2.60m\_50x500 studiati in precedenza (vedi Figura 40, Figura 41 e Figura 42).

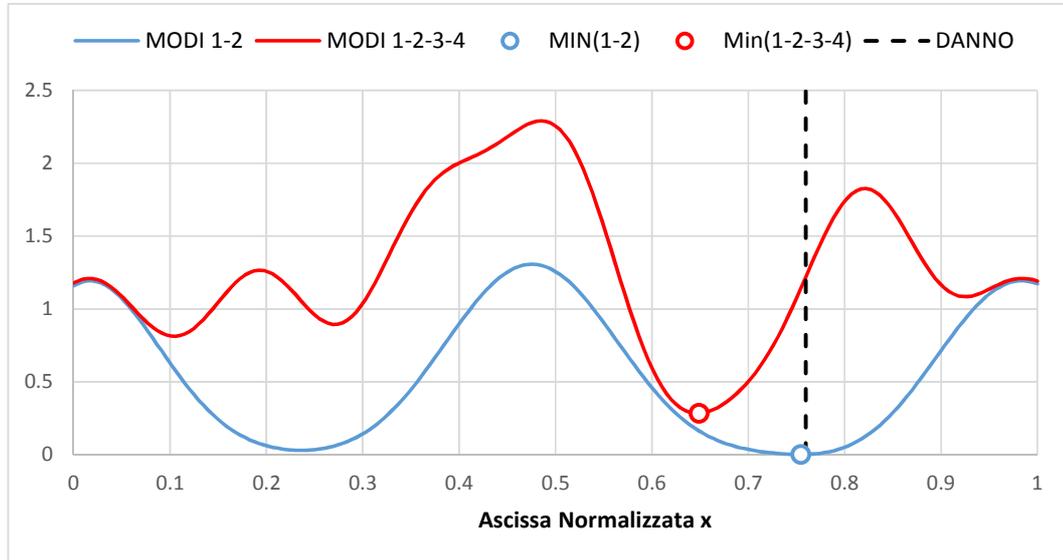


Figura 40 - Determinazione del danno con  $f$ . di forma reali per il modello Tr\_2D\_1.25\_50x500 per i modi 1-2-3-4.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.27 m  $\Rightarrow$  err = 2%
- Modi 1-2-3-4: Posizione ottenuta: 1.82 m  $\Rightarrow$  err = 47%

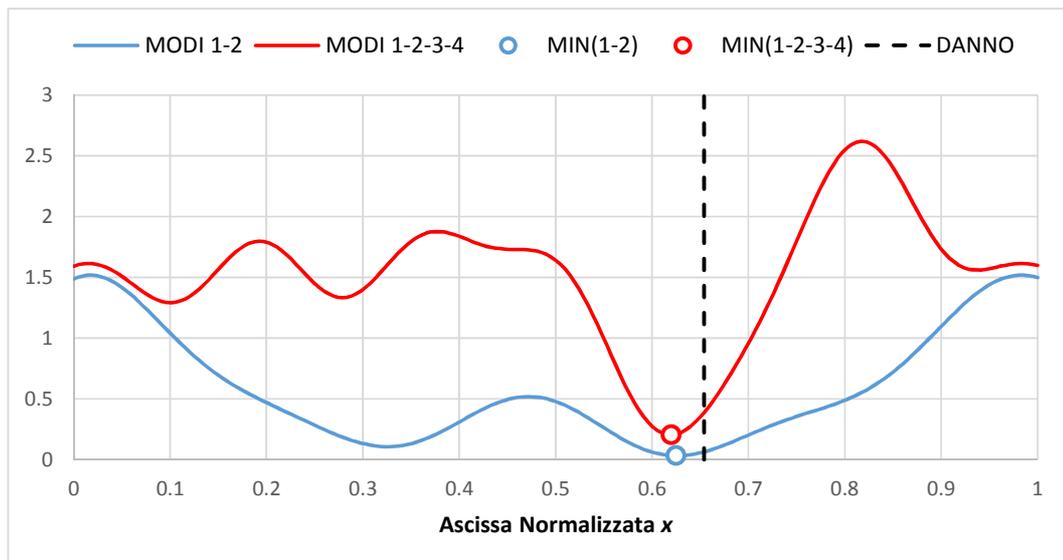


Figura 41 - Determinazione del danno con  $f$ . di forma reali per il modello Tr\_2D\_1.80\_50x500, per i modi 1-2-3-4.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.95 m  $\Rightarrow$  err = 8%
- Modi 1-2-3-4: Posizione ottenuta: 1.97 m  $\Rightarrow$  err = 10%

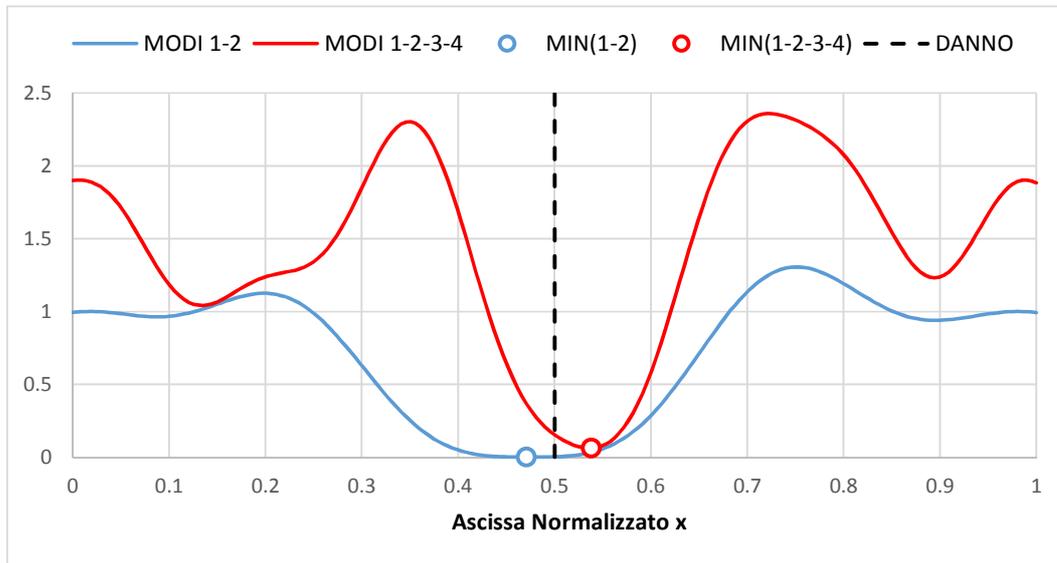


Figura 42 - Determinazione del danno con f. di forma reali per il modello *Tr\_2D\_2.60\_50x500*, per i modi 1-2-3-4.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 2.75 m  $\Rightarrow$  err = 6%
- Modi 1-2-3-4: Posizione ottenuta: 2.40 m  $\Rightarrow$  err = 8%

Risulta subito evidente dagli andamenti ottenuti in Figura 40, Figura 41, Figura 42, che considerando le funzioni di forma reali è necessario considerare lo sviluppo della funzione  $\delta(X_D)$  su tutta la lunghezza della trave. Inoltre, come nel caso precedente, l'uso del modo 3 per il calcolo della posizione del danno ne aumenta in modo significativo l'errore sulla previsione della stessa.

Come nel caso delle funzioni semplificate sinusoidali (vedi Paragrafo 3.3) la procedura di calcolo della funzione di minimo  $\delta(X_D)$  è stata ripetuta utilizzando i primi 4 modi flessionali, corrispondenti ai modi 1-2-4-5 nel modello numerico.

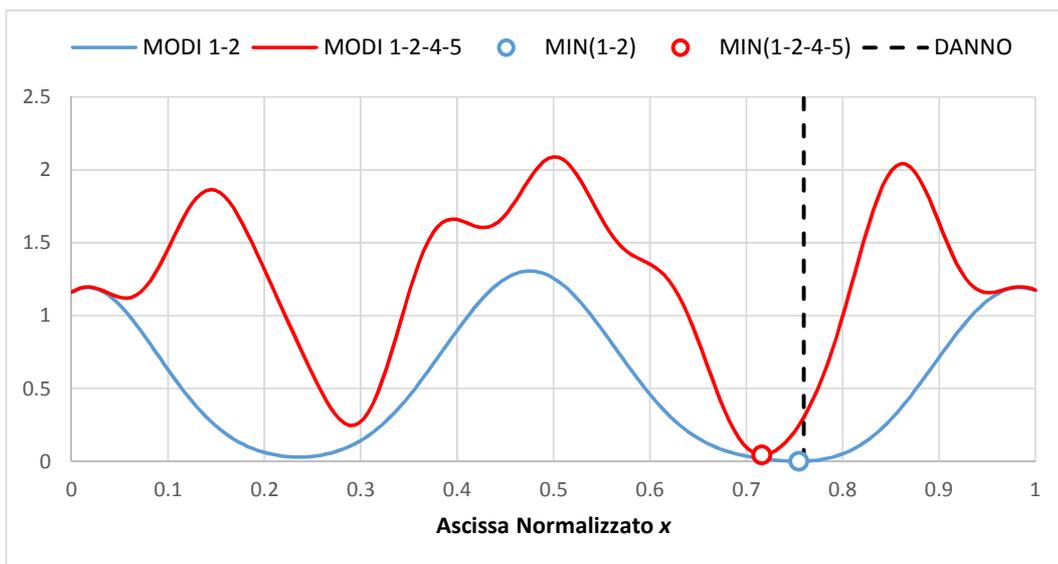


Figura 43 - Determinazione del danno con  $f$ . di forma reali per il modello  $Tr\_2D\_1.25\_50x500$  per i modi 1-2-4-5.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.27 m  $\Rightarrow$  err = 2%
- Modi 1-2-4-5: Posizione ottenuta: 1.82 m  $\Rightarrow$  err = 18%

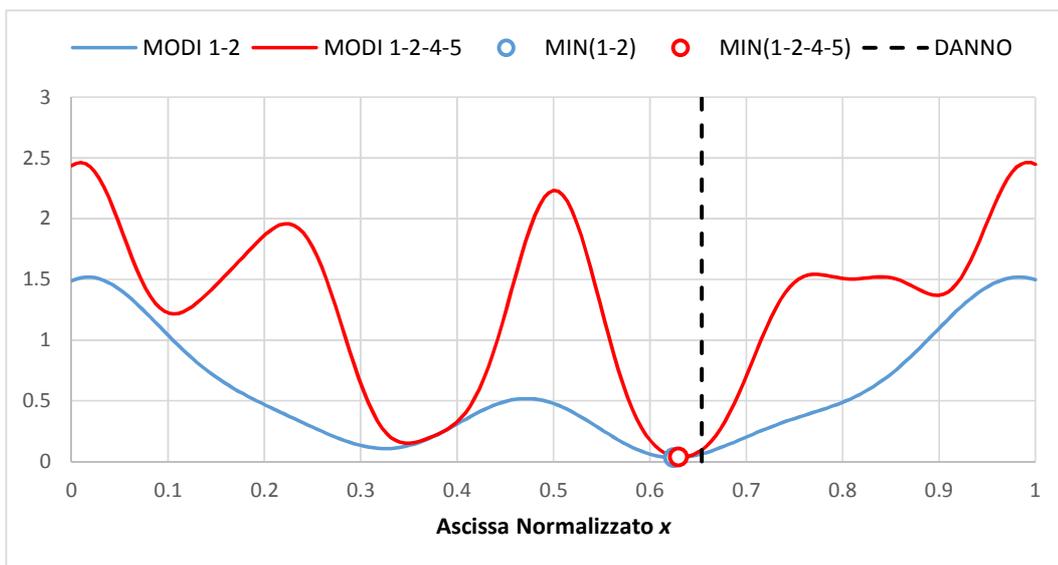


Figura 44 - Determinazione del danno con  $f$ . di forma reali per il modello  $Tr\_2D\_1.80\_50x500$ , per i modi 1-2-4-5.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 1.95 m  $\Rightarrow$  err = 8%
- Modi 1-2-4-5: Posizione ottenuta: 1.92 m  $\Rightarrow$  err = 7%

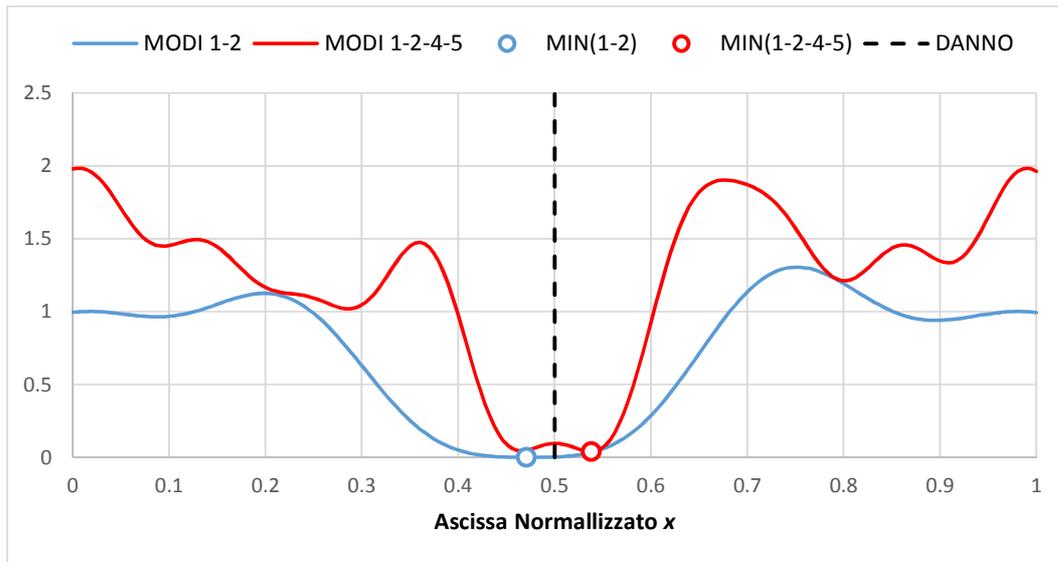


Figura 45 - Determinazione del danno con  $f$ . di forma reali per il modello  $Tr\_2D\_2.60\_50x500$ , per i modi 1-2-4-5.

- Modi 1-2: posizione ottenuta: 2.75 m  $\Rightarrow$  err = 6%
- Modi 1-2-4-5: Posizione ottenuta: 2.40 m  $\Rightarrow$  err = 8%

Le funzioni  $\delta(X_D)$  risultano del tutto simili a quelle ottenute con i modi sinusoidali, con una piccola componente asimmetrica dovuta al disturbo (seppur minimo) delle componenti assiali di vibrazione.

Tabella 4 - Riassunto degli errori sui risultati ottenuti.

<b>Funzioni Sinusoidali</b>				<b>Funzioni Reali</b>			
<i>Posizione del danno</i>	<i>Modi considerati</i>	<i>Posizione ottenuta</i>	<i>Errore</i>	<i>Posizione del danno</i>	<i>Modi considerati</i>	<i>Posizione ottenuta</i>	<i>Errore</i>
1,25 m	1-2	1.25 m	0%	1.25 m	1-2	1.27 m	2%
	1-2-3-4	1.50 m	22%		1-2-3-4	1.83 m	46%
	1-2-4-5	1.30 m	4%		1-2-4-5	1.48 m	18%
1.80 m	1-2	1.87 m	4%	1.80 m	1-2	1.95 m	8%
	1-2-3-4	1.90 m	10%		1-2-3-4	1.98 m	10%
	1-2-4-5	1.73 m	4%		1-2-4-5	1.92 m	8%
2.60 m	1-2	2.60 m	0%	2.60 m	1-2	2.75 m	6%
	1-2-3-4	2.80 m	21%		1-2-3-4	2.40 m	8%
	1-2-4-5	2.87 m	11%		1-2-4-5	2.40 m	8%

I risultati riportati in Tabella 4 mostrano buoni risultati anche con l'utilizzo delle funzioni modali teoriche. Questo perché fino al modo di vibrare 5 le frequenze risentono poco dell'influenza dei vincoli, e le forme modali risultano pressoché identiche (vedi Figura 38 e Figura 39).

Come per le funzioni sinusoidali, l'incertezza legata alla simmetria del problema rimane anche in questo caso. La non simmetria dei modi di vibrare reali infatti restituisce una funzione  $\delta(X_D)$  non più simmetrica, producendo punti di minimo che possono trovarsi nella posizione  $L - X_D$  o  $X_D$  arbitrariamente.

L'analisi degli errori riportati in Tabella 4 dimostra la corretta scelta di scartare il contributo relativo modo di vibrare 3 per la costruzione della funzione di minimo. Gli errori sulla determinazione della posizione del danno risultano infatti sensibilmente ridotti sia nel caso di funzioni di forma sinusoidali sia nel caso di funzioni di forma reali.



## Capitolo 4. CASO DI STUDIO: PONTE IN MURATURA

In questo capitolo viene affrontato il problema del danneggiamento dei ponti in muratura. Nella prima parte del capitolo è indicata una breve introduzione sul ponte oggetto di studio, situato nel comune di *San Marcello Pistoiese (PT)* e delle sue caratteristiche meccaniche. Tale paragrafo è stato redatto sulla base di un precedente studio effettuato sul medesimo ponte (Pelà 2005).

Nella parte finale viene applicato il metodo di determinazione della posizione del danno presentato nel Capitolo 3 al modello del ponte, modellando il danno inteso come distacco di blocchi in pietra dall'arco centrale del ponte.

### 4.1. PONTE DI SAN MARCELLO PISTOIESE

L'oggetto di studio è un ponte ad arco in muratura di pietra, situato nel comune di *San Marcello Pistoiese (PT)*. Esso attraversa il fiume *Lima*, permettendo il collegamento con il paese di *Lizzano*. Le sue caratteristiche tipologiche e formali vengono mostrate in Figura 46, Figura 47 e Figura 48.

Come è stato già evidenziato, lo studio dei ponti ad arco in muratura, come di qualsiasi struttura, è prima di tutto conoscenza dell'opera, delle sue geometrie, dei materiali e delle motivazioni tecniche delle scelte operate dal progettista.



*Figura 46 - Vista del ponte (Pelà et al. 2009).*

Sulla base di tali considerazioni, è stata effettuata una piccola ricerca della documentazione storica riguardante l'opera in esame, cercando di colmare alcune inevitabili incompletezze con l'esame delle indicazioni e delle regole "dell'arte" riportate nei testi dell'epoca per la tipologia di ponte in questione.



*Figura 47 - Particolare dell'intradosso dell'arco centrale (Pelà et al. 2009).*



*Figura 48 - Particolare dell'arco centrale (Pelà et al. 2009).*

#### 4.1.1. RILIEVO STORICO

Dalla documentazione risalente al 1945, riscontrata negli archivi del Genio Civile, si è potuto comprendere che l'opera in esame è il risultato di una ricostruzione avvenuta alla fine della seconda guerra mondiale. Il ponte preesistente, distrutto dai tedeschi durante lo svolgimento della loro ritirata dalla Toscana, era ad arco ribassato, della luce di 21.50 m con una carreggiata di 3.00 m. Nella realizzazione di quello nuovo, si cercò di eseguire un manufatto in grado di soddisfare le esigenze del traffico di allora, prevedendo una carreggiata di 5.00 m, un volto a tutto sesto e un piano portante più rialzato. L'ultimazione del ponte, inizialmente prevista per il 1946 (come indicato sullo stemma in pietra da taglio, lavorato allo scalpello, presente su un parapetto, Figura 49), avvenne l'anno successivo per un'improvvisa sospensione dei lavori in corso d'opera, a causa di una frana di un fronte di scavo, dovuta alle abbondanti precipitazioni.



*Figura 49 - Stemma in pietra del Comune sul parapetto del ponte (Pelà et al. 2009).*

#### 4.1.2. RILIEVO GEOMETRICO

La documentazione storica attualmente a disposizione, riguardante il ponte in esame, risulta essere particolarmente carente per quanto riguarda disegni ed elaborati grafici. Pertanto, l'unico modo che si è reso utile per poter comprendere meglio la geometria e le caratteristiche dimensionali degli elementi strutturali, è stata l'analisi accurata delle quantità di provviste di materiale annotate sul libretto delle misure (Pelà et al. 2009).

Naturalmente, e come accade il più delle volte, tale documento è mancante di alcune pagine; è stato comunque possibile colmare eventuali incompletezze con l'esame delle indicazioni e delle regole "dell'arte" riportate nei testi dell'epoca per la tipologia di ponte in questione. Le principali caratteristiche geometriche per l'opera in esame sono riportate in Tabella 5 e nelle Figura 50, Figura 51, Figura 52.

Tabella 5 - Caratteristiche geometriche principali del ponte e degli elementi principali.

<b>CARATTERISTICHE GENERALI</b>		
Lunghezza totale ponte		72.5 m
Larghezza		5.80 m
Altezza totale fino al piano stradale		23.25 m
Altezza parapetto		1.00 m
Numero arcate		3
<b>PILE</b>		
Larghezza		5.80 m
Lunghezza		7.20 m
Altezza fino all'imposta arco centrale		10.0 m
<b>ARCO CENTRALE</b>		
Luce		21.5 m
Monta		10.75 m
Spessore arco in mattoni	Alle imposte	2.20m
	In chiave	0.90 m
Spessore armille in pietra		0.30 m
Totale spessore arco	Alle imposte	2.50 m
	In chiave	1.20 m
Profondità del riempimento in chiave		1.30 m
<b>ARCHETTI LATERALI</b>		
Luce		8.00 m
Monta		4.00 m
Spessore arco in mattoni		0.40 m
Spessore armille in pietra		0.20 m
Totale spessore arco		0.60 m
Profondità del riempimento in chiave		1.90 m

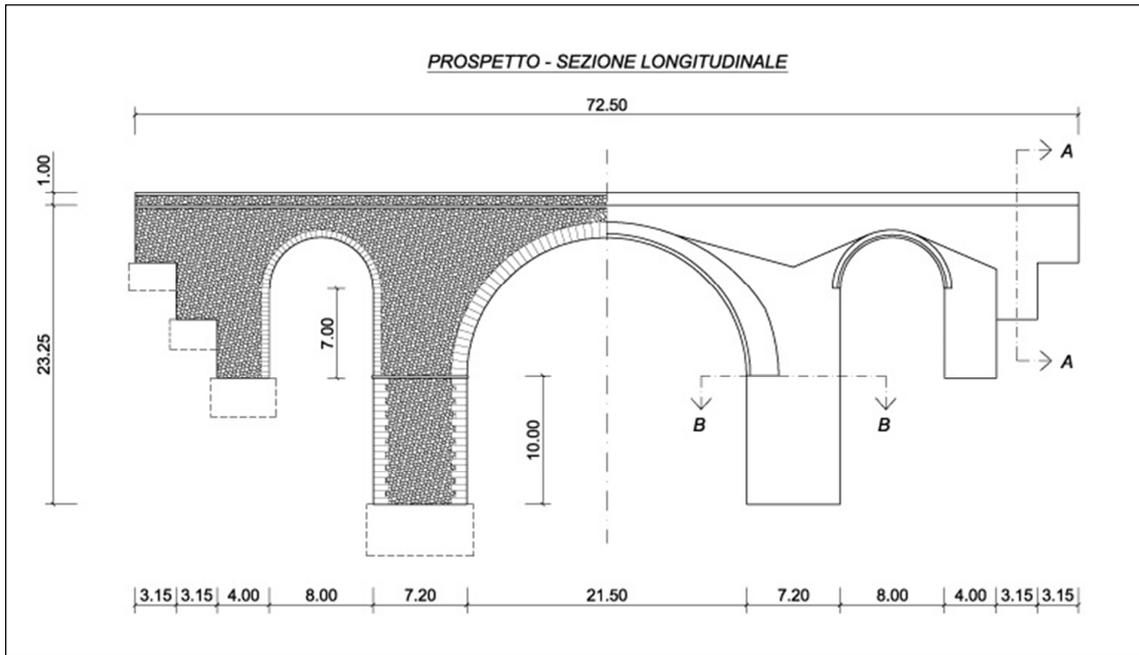


Figura 50 - Prospetto e sezione longitudinale (Pelà et al. 2009).

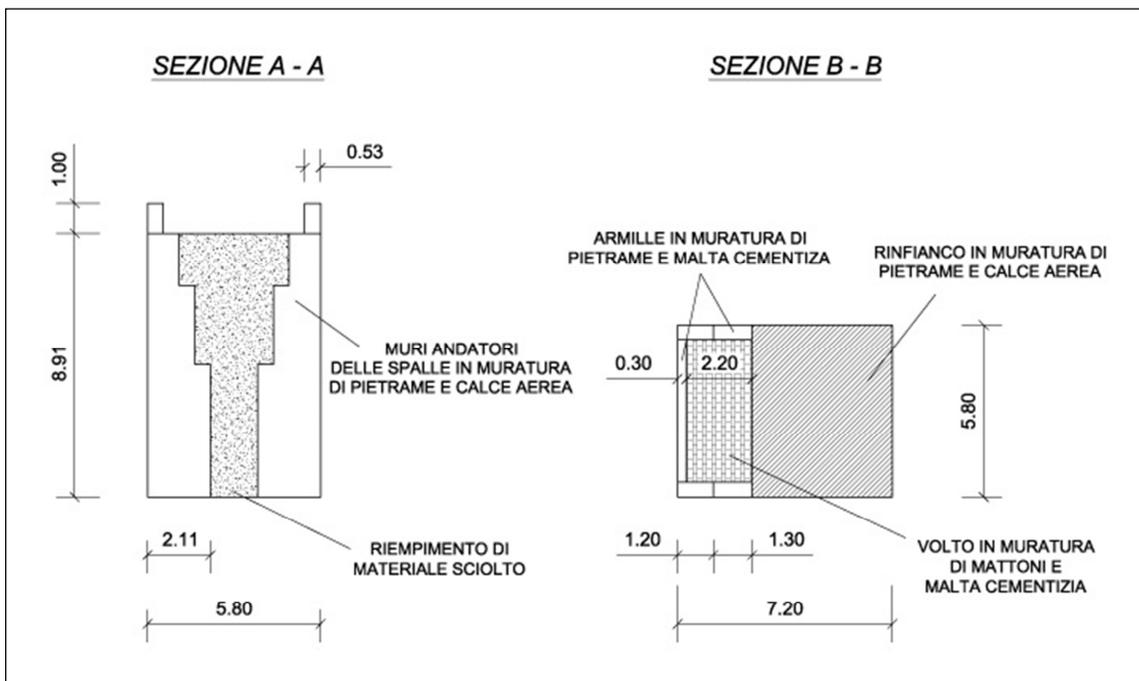


Figura 51 - Sezione e individuazione degli elementi strutturali (Pelà et al. 2009).

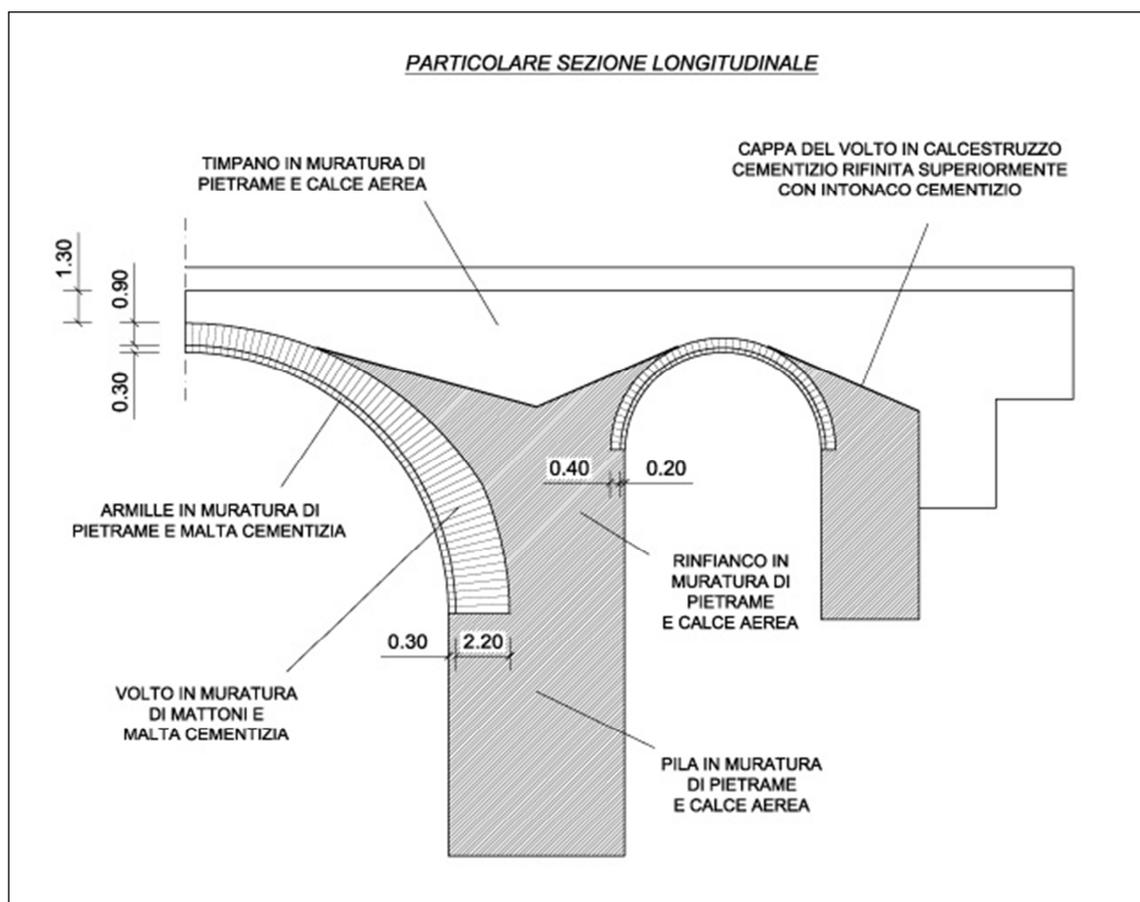


Figura 52 - Sezione longitudinale e individuazione degli elementi strutturali (Pelà et al. 2009).

#### 4.1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEGLI ELEMENTI LAPIDEI MEDIANTE PROVE DI LABORATORIO

Con riferimento al precedente studio effettuato sul ponte di *San Marcello Pistoiese* (Aprile et al. 2006), sono stati prelevati 2 campioni di pietra costituente la muratura; come è stato evidenziato in precedenza, si tratta di grossi massi di arenaria dura (tipicamente detti “macigni”). Sottoponendoli al trattamento di un marmista, sono stati ottenuti, per mezzo della lavorazione con una carotatrice a corona diamantata, sette provini cilindrici di varie dimensioni.

Nella lavorazione, si è ovviamente cercato di tagliare i campioni in modo da ridurre al minimo il danneggiamento e non alterare la struttura originale del materiale.



Figura 53 - Provini cilindrici sottoposti alle prove (Pelà et al. 2009).

I provini ottenuti (vedi Figura 53) sono stati misurati e pesati, al fine di determinarne la densità. Successivamente, sono state condotte prove di compressione e di trazione indiretta per dedurne le caratteristiche meccaniche:

- Prova di compressione (provini C1, C2, C3).
- Prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità (provino M1).
- Prova brasiliana (provini B1, B2, B3).

La prova di compressione consiste nel caricare uniformemente il provino in compressione e registrare, quindi, il massimo valore di carico  $F_{max}$ . Il macchinario applica il carico al provino in modo tale che, attraverso le superfici caricate, gli spostamenti siano uniformi; il provino deve essere centrato nella cella di carico assicurandosi che le basi permettano un contatto uniforme con le piastre della pressa.

La norma relativa alla caratterizzazione della resistenza a compressione dei materiali (EN 772-1:2011 2011) prevede che, nel caso l'altezza dei campioni sia minore di 40mm, o il rapporto fra altezza e larghezza risulti inferiore a 0.4, la prova di compressione debba essere eseguita interponendo uno strato di materiale idoneo a ridurre l'attrito, fra le piastre ed il provino, per ridurre l'effetto di confinamento dato dalle piastre stesse. Nel caso in questione, poiché i provini C1, C2 e C3 risultavano tozzi, è stato disposto un sottile strato di talco.

Il carico deve essere fornito a passi sulla base del carico di rottura; in sito, attraverso la determinazione dell'indice sclerometrico, era stata stimata una resistenza vicina a 50 Mpa. Sulla base di questo valore, la medesima normativa consente la determinazione degli incrementi di carico da adottare nella prova.

Il provino più snello (M1) è stato sottoposto ad una prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità  $E$ ; a tal fine, sono stati utilizzati dei comparatori centesimali di spostamento del tipo a quadrante con movimento montato su rubini, con sensibilità pari a 0.01 mm e portata di 10 mm (vedi Figura 54).



Figura 54 - Disposizione dei comparatori di spostamento per la determinazione del modulo elastico (Pelà et al. 2009).

In questo tipo di prova il carico viene applicato attraverso diversi incrementi, al termine dei quali la forza di compressione va tenuta costante per un intervallo di tempo di 1min per determinare gli spostamenti; il procedimento viene ripetuto fino al raggiungimento della rottura. Il modulo di elasticità è calcolato come modulo secante in corrispondenza di un terzo della resistenza.

Nella prova brasiliana (*splittig test*), il provino cilindrico viene posato orizzontalmente tra le due piastre di carico della pressa e sottoposto ad una forza di compressione, applicata ad una zona ristretta per tutta la lunghezza del provino. La risultante forza di trazione ortogonale provoca la rottura a trazione, caratterizzata tipicamente dalla formazione di una fessura nel piano verticale diametrale.

La normativa di riferimento è la (EN 12390-13:2013 2013), nonostante essa sia riferita al calcestruzzo; nella stessa, viene evidenziato come l'effetto della dimensione dei cilindri non sia significativo.

In Tabella 6 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove sperimentali sui diversi campioni di roccia esaminati.

Tabella 6 - Resoconto complessivo delle prove.

<b>Caratteristica meccanica</b>	<b>Provino</b>	<b>Risultato prova</b>
<i>Resistenza a compressione</i>	C1	100.3 MPa
	C2	52.0 MPa
	C3	44.9 MPa
	M1	86.0 MPa
<i>Modulo di elasticità E</i>	M1	14528 MPa
<i>Resistenza a trazione</i>	B1	13.2 MPa
	B2	15.6 MPa
	B3	14.6 MPa

Dall'analisi dei risultati, si può osservare che l'elemento lapideo costituente la muratura del ponte presenta ottime caratteristiche meccaniche.

Le modalità ed i risultati delle prove sul ponte di *San Marcello Pistoiese* sono illustrati in modo più esaustivo in (Pelà 2005).

#### 4.2. MODELLO TRIDIMENSIONALE

Al fine di poter testare il metodo di determinazione della posizione del danno illustrato nel Capitolo 3 è stato creato un modello tridimensionale del ponte di *San Marcello Pistoiese* con l'utilizzo del software FEM *Straus7* (G+D Computing 2016), partendo dal modello realizzato in (Pelà 2005).

Il modello è stato realizzato mediante l'uso di elementi *brick* a 6 e 8 nodi per un totale di 37468 elementi e 35076 nodi (vedi Figura 55).

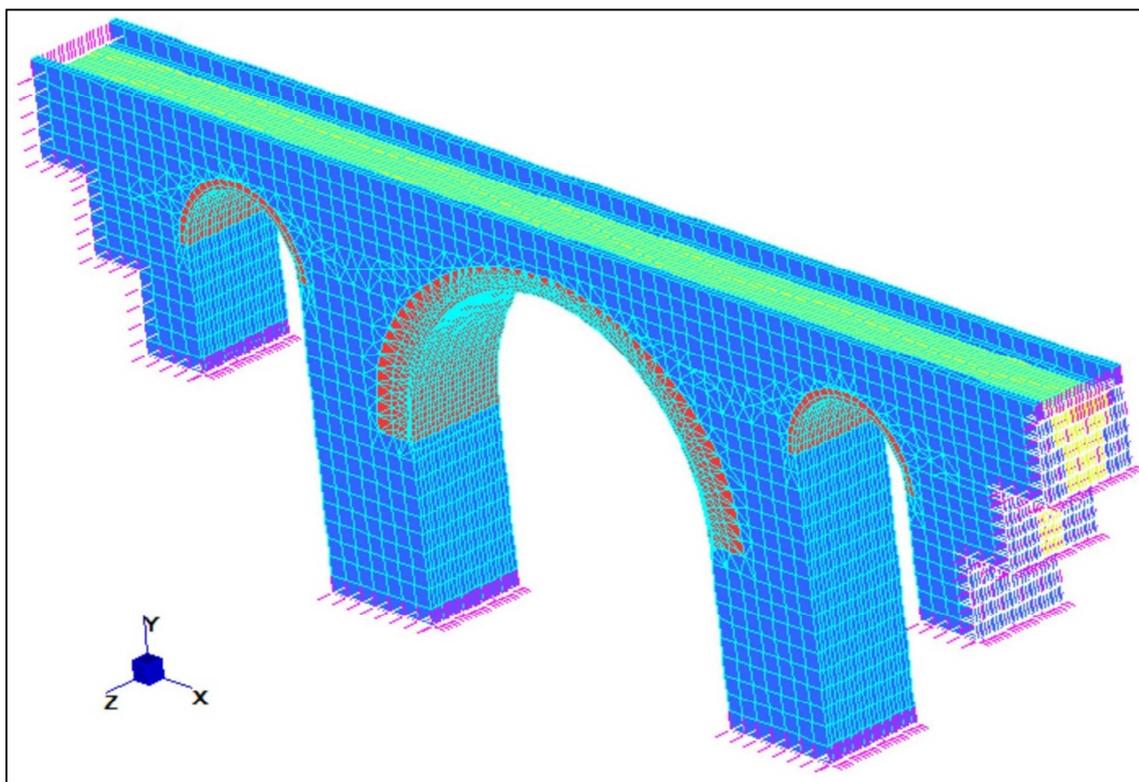


Figura 55 - Modello FEM del ponte di San Marcello Pistoiese.

Il modello originale del ponte è stato modificato in termini di discretizzazione, aumentando il numero di elementi al fine di migliorare la discretizzazione nelle aree oggetto di analisi senza creare un eccessivo incremento degli oneri computazionali. Tale operazione ha comunque richiesto un generale raffittimento della *mesh* per garantire la congruenza tra i nodi delle parti circostanti. In particolare è stato definito un sistema di riferimento cilindrico per l'arco centrale ed è stata modificata la discretizzazione al fine di poter studiare danneggiamenti localizzati e distribuiti sulle armille e il riempimento che compongono dell'arco centrale. Il confronto fra i dati sperimentali e quelli teorici in termini di frequenze e forme modali svolto da (Aprile et al. 2006), ha consentito la calibrazione dei principali parametri meccanici e condizioni di vincolo da adottare nel modello numerico. Tali parametri, ossia il modulo di elasticità normale e le condizioni di vincolo per pile e spalle, sono stati determinati in modo da ottenere la migliore corrispondenza, in termini di forma e frequenza, tra i modi di vibrare determinati teoricamente e quelli identificati sperimentalmente. I restanti parametri, quali ad esempio la densità e il modulo di Poisson, sono stati assunti in base alle caratteristiche dei materiali impiegati ed alle modalità costruttive rilevate.

In Tabella 7 sono riportate le principali caratteristiche strutturali, ipotizzate o indentificate per confronto con i dati sperimentali, adottate nei modelli numerici (Aprile et al. 2006).

Tabella 7 - Caratteristiche strutturali adottate per il ponte di San Marcello Pistoiese.

<i><b>Materiale</b></i>	<i><b>Caratteristica</b></i>		<i><b>Identificato/Ipotizzato</b></i>
Terreno di fondazione	Vincolo alla base di pile e spalle	Rigido x,y,z	Identificato
	Vincolo pareti di estremità delle spalle	Rigido y,z	Identificato
Muratura di pietrame e calce aerea (pile, rinfiacco, spalle, timpani)	$\gamma$ ( kg/m <sup>3</sup> )	2200	Ipotizzato
	E (MPa)	10000	Identificato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato
Muratura di pietrame e malta cementizia (armille)	$\gamma$ ( kg/m <sup>3</sup> )	2200	Ipotizzato
	E (MPa)	12000	Identificato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato
Muratura di mattoni e malta cementizia (volto)	$\gamma$ ( kg/m <sup>3</sup> )	1800	Ipotizzato
	E (MPa)	12000	Identificato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato
Riempimento	$\gamma$ ( kg/m <sup>3</sup> )	1800	Ipotizzato
	E (MPa)	500	Ipotizzato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato

Come evidenziato nello studio di riferimento (Pelà 2005), i confronti tra i dati teorici e sperimentali indicano una buona aderenza tra modello teorico e comportamento reale della struttura, quantomeno nell'ambito elastico-lineare. Inoltre, il comportamento

dinamico di un ponte di questa tipologia non è riconducibile a quello delle strutture ordinarie. Per cui vengono considerate le frequenze proprie di vibrazione relative ai primi 20 modi di vibrare.

In Tabella 8 sono riportate le frequenze di vibrazione naturale relative al modello del ponte non danneggiato, queste verranno considerate come soluzione di riferimento per lo studio dei modelli di danno.

*Tabella 8 - Frequenze naturali di vibrazione relative al modello di riferimento del ponte.*

<b>Modi</b>	<b>Frequenza [rad/s]</b>	<b>Frequenza [Hz]</b>
1	22.39	3.56
2	40.91	6.51
3	64.07	10.20
4	64.93	10.33
5	83.27	13.25
6	90.54	14.41
7	95.68	15.23
8	105.25	16.75
9	109.44	17.42
10	116.62	18.56
11	122.88	19.56
12	134.18	21.36
13	139.63	22.22
14	151.68	24.14
15	151.69	24.14
16	172.64	27.48
17	182.73	29.08
18	184.36	29.34
19	185.07	29.45
20	199.58	31.76

4.2.1. DANNO LOCALIZZATO

Lo studio del danno è stato focalizzato sull'ipotesi di distacco di elementi dall'intradosso del arco centra del modello (*armille*) (vedi Capitolo 2). La simulazione di questo tipo di danneggiamento è stata ottenuta rimuovendo elementi della *mesh* in chiave, ad un quarto e ad un terzo dello sviluppo dell'arco centrale (vedi Figura 56).

Il danno è stato considerato eliminando gli elementi su tutta la profondità del modello al fine di semplificare il problema e mantenere l'*asse X* come asse di simmetria per il ponte.

In Tabella 9 sono riportate le sigle per i identificare i modelli utilizzati per le analisi modali, le relative posizioni di danno e l'area del danno simulato.

Tabella 9 - Nomenclatura per i modelli con danni concentrati

<b>Posizione del danno</b>	<b>Modelli</b>	<b>Area Danno</b>
In chiave (0.50 $L_{\text{arco}}$ )	3D_L1_15x70	15x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L1_30x70	30x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L1_75x70	75x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L1_120x70	120x70 cm <sup>2</sup>
1/3 dell'arco (0.33 $L_{\text{arco}}$ )	3D_L2_15x70	15x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L2_30x70	30x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L2_75x70	75x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L2_120x70	120x70 cm <sup>2</sup>
1/4 dell'arco (0.25 $L_{\text{arco}}$ )	3D_L3_15x70	15x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L3_30x70	30x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L3_75x70	75x70 cm <sup>2</sup>
	3D_L3_120x70	120x70 cm <sup>2</sup>

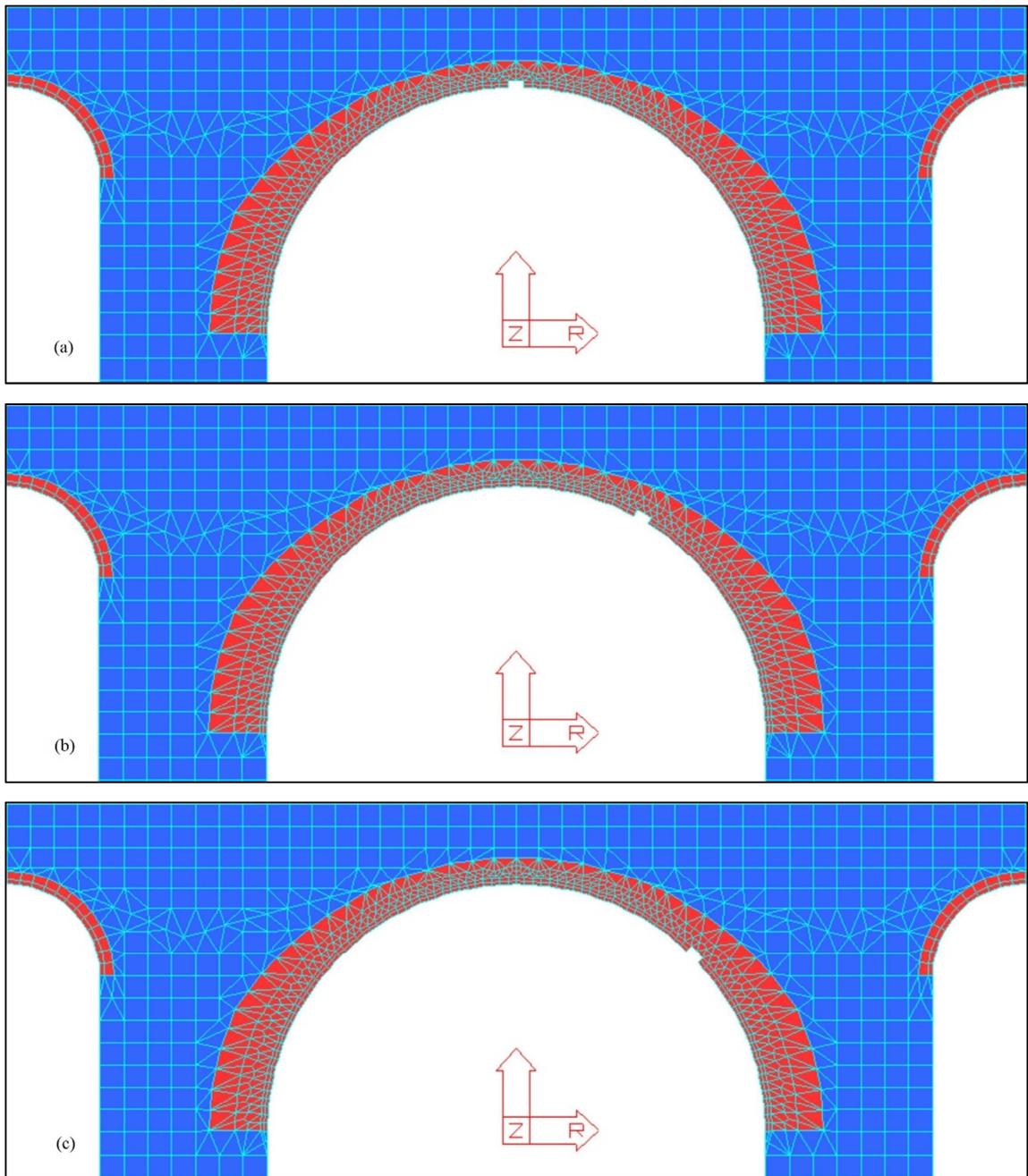


Figura 56 - Posizione dei danni sull'arco centrale: modello 3D\_L1\_30x70 (a), modello 3D\_L2\_30x70 (b), modello 3D\_L3\_30x70 (c)

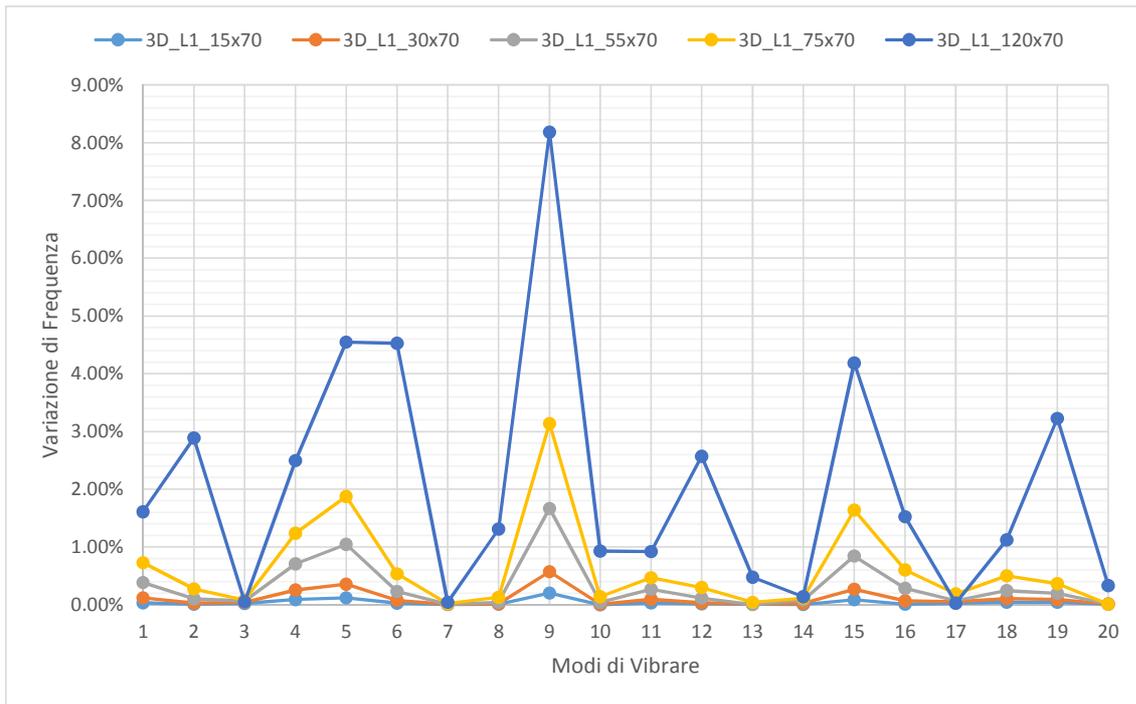


Figura 57 - Variazione delle frequenze proprie per il modello 3D\_L1\_15x70, 3D\_L1\_30x70, 3D\_L1\_75x70, 3D\_L1\_120x70.

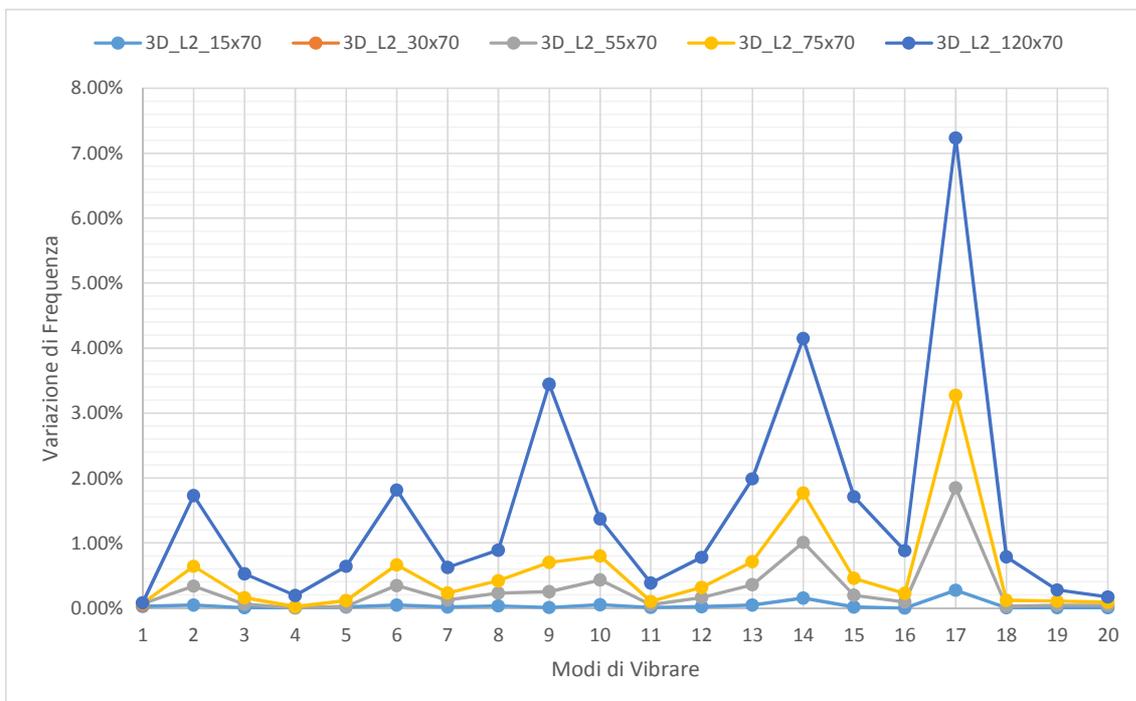


Figura 58 - Variazione delle frequenze proprie per il modello 3D\_L2\_15x70, 3D\_L2\_30x70, 3D\_L2\_75x70, 3D\_L2\_120x70.

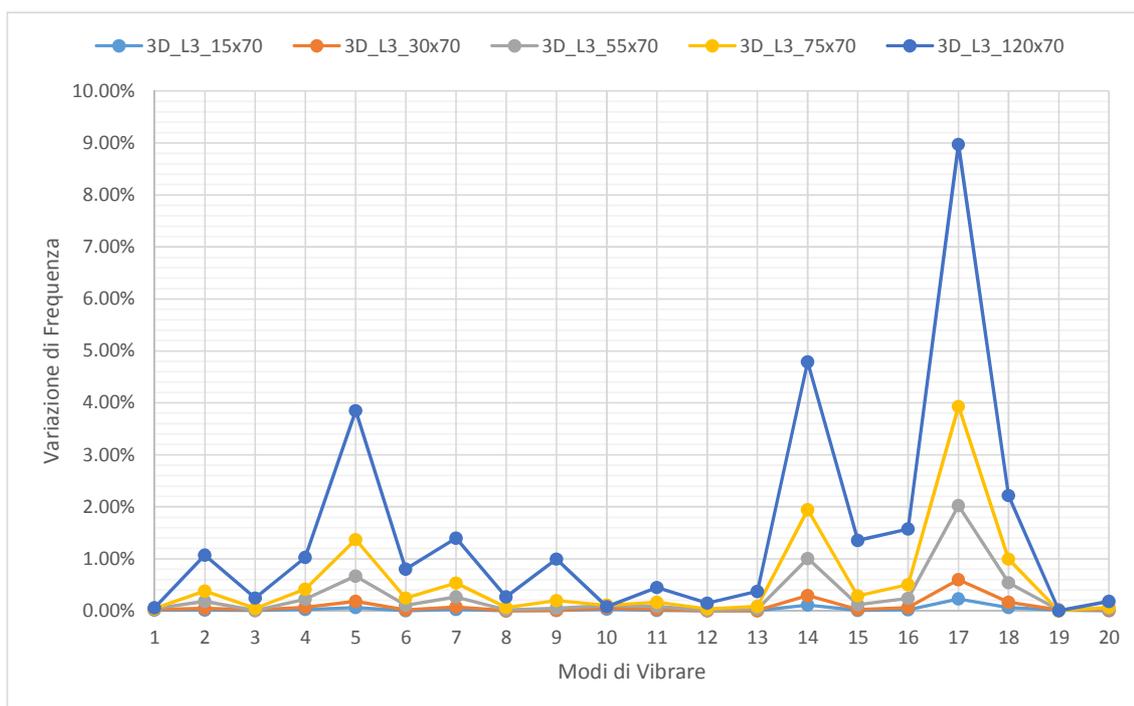


Figura 59 - Variazione delle frequenze proprie per il modello 3D\_L3\_15x70, 3D\_L3\_30x70, 3D\_L3\_75x70, 3D\_L3\_120x70.

In Figura 57, Figura 58, Figura 59 sono rappresentati i risultati ottenuti dalle analisi modali effettuate sui modelli con danni localizzati elencati in Tabella 9. Come per i modelli di trave appoggiata rappresentati nel Capitolo 3 i grafici riportano le differenze sulle frequenze comparate ai valori di riferimento ottenuti dal modello tridimensionale per i primi 20 modi di vibrare (vedi Tabella 8). L'errore percentuale è stato determinato dalla seguente relazione:

$$err\% = \frac{f_i(R) - f_i(D)}{f_i(R)}$$

Dove:

- $f_i(R)$  : frequenza del modello di riferimento del i-esimo modo [Hz].
- $f_i(D)$ : frequenza del modello danneggiato del i-esimo modo [Hz].

E' stato necessario confrontare le deformate modali ottenute dai modelli di danno con quelle del modello di riferimento non danneggiato e riordinare i valori delle relative frequenze proprie.

La posizione del danno può infatti influenzare in misura diversa le frequenze proprie dei modi, nella maggior parte dei casi riducendone il valore. Nei modi consecutivi è quindi possibile che si verifichi uno scambio di posizione, dato che la riduzione in frequenza dell'uno rispetto all'altro non è costante.

#### 4.2.2. APPLICAZIONE DEL METODO DI IDENTIFICAZIONE

Dai grafici riportati in Figura 57, Figura 58, Figura 59 del paragrafo precedente si riconosce un andamento simile della variazione di frequenza per tutti i modelli riferiti ad una medesima posizione. È stata quindi eseguita la normalizzazione della variazione del danno rispetto al loro valore massimo come indicato di seguito:

$$\eta_i = \frac{1 - \Delta f_i}{\max_j (1 - \Delta f_j)}$$

Dove  $\eta_i$  rappresenta la variazione *j-esima* di frequenza  $\Delta f_j$  normalizzata al valore massimo valido per ciascuna estensione di danno *i*. La rappresentazione grafica delle funzioni normalizzate mostra una buona sovrapposizione al variare dell'estensione dell'area danneggiata (vedi Figura 60, Figura 61, Figura 62).

E' quindi possibile affermare che, anche per un caso complesso come può essere il modello di un ponte ad arco in muratura, è possibile definire con una buona approssimazione uno spettro delle variazioni di frequenza che caratterizza la posizione del danno sull'intradosso dell'arco centrale.

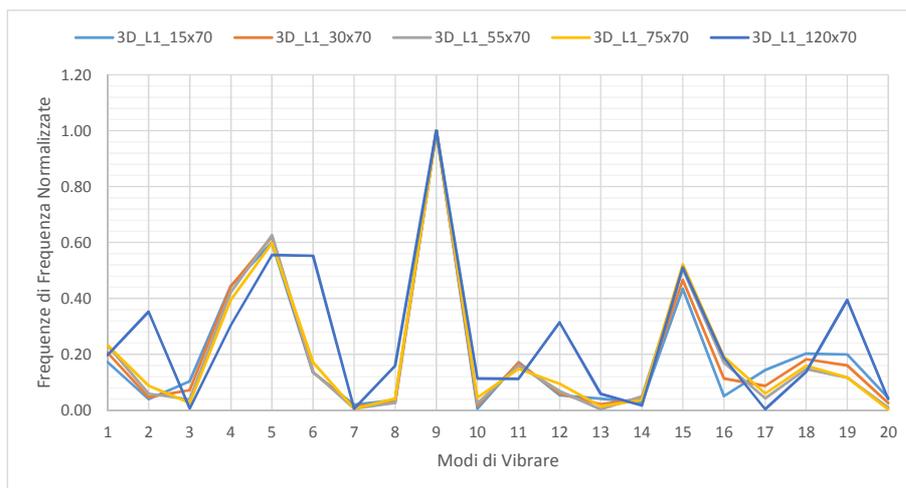


Figura 60 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L1.

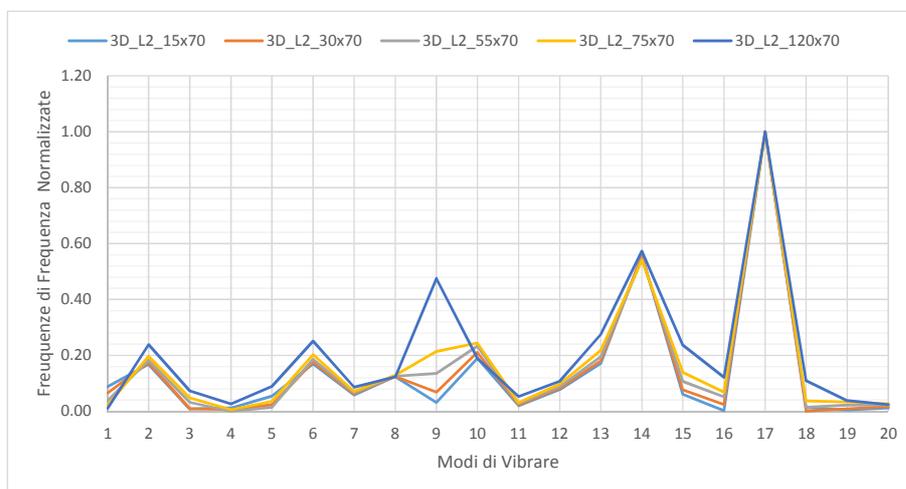


Figura 61 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L2.

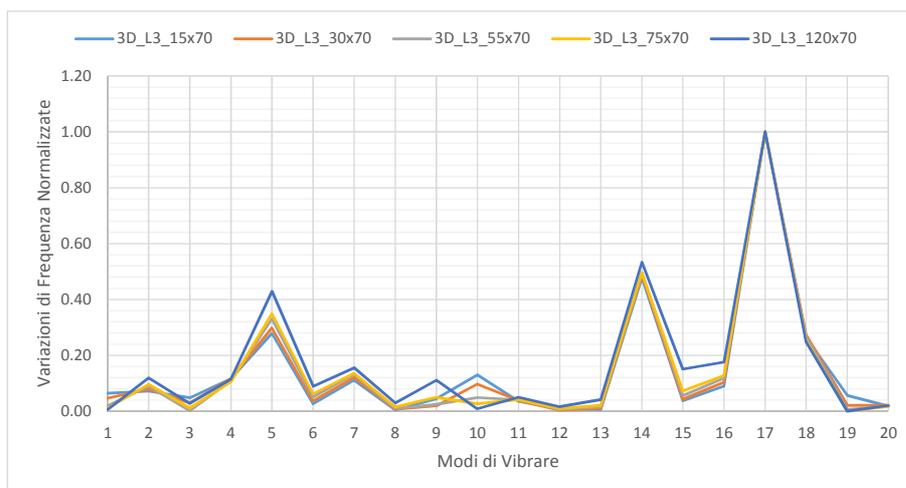


Figura 62 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L3.

Dal confronto delle deformate modali con la soluzione di riferimento emerge che fintanto che la profondità del danno è limitata le forme modali rimangono pressoché invariate, in accordo con le analisi svolte sui modelli di travi semplificati. In un caso realistico di danneggiamento da distacco di materiale, che coinvolge dimensioni paragonabili allo spessore degli strati di rivestimento, lo spettro delle variazioni in frequenza risulta essere un indicatore della posizione del danno.

Una maggiore profondità del danno risulta essere anche causa di variazioni delle forme modali. Questa variazione è visibile analizzando l'andamento della variazione di frequenza normalizzata per alcuni modi.

Ad esempio, il modello 3D\_L2\_120x70 ha mostrato significative discrepanze per il modo 9 (vedi Figura 61), dove la presenza del danno localizzato ha introdotto una forte componente asimmetrica nella deformata modale (vedi Figura 63).

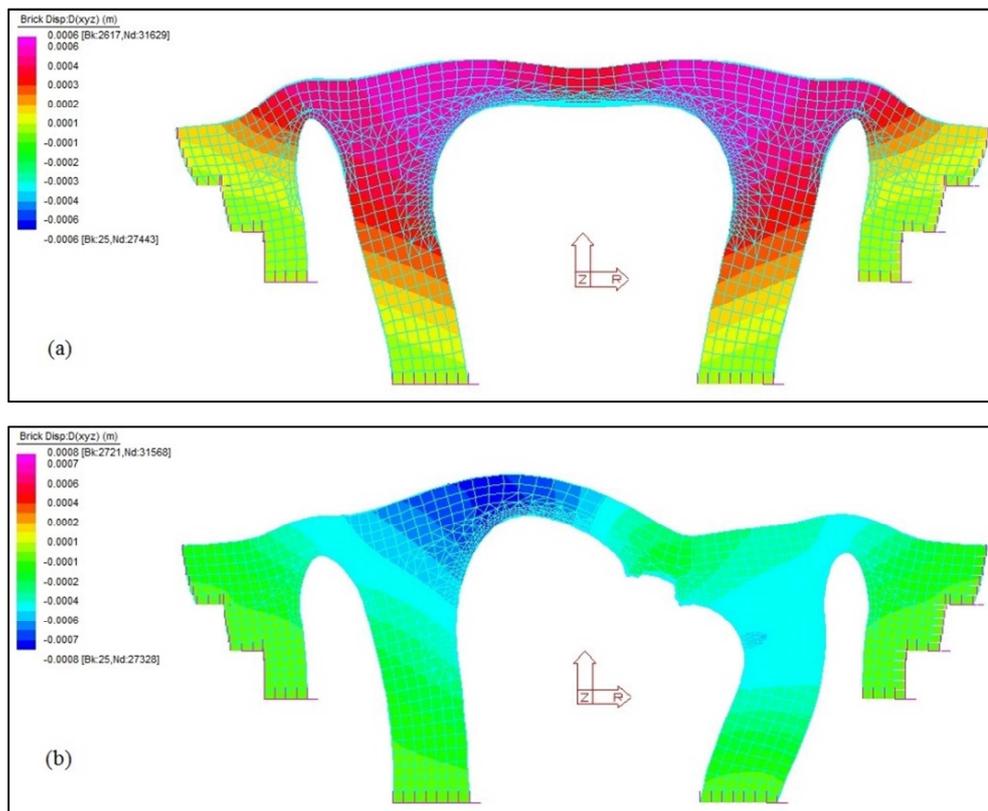


Figura 63 - Deformate relative al modo 9: modello di riferimento (a), modello 3D\_L2\_120x70.

Come illustrato nel Capitolo 3 per la trave bidimensionale, viene applicato il metodo di individuazione del danno ai modelli realizzati per il ponte di *San Marcello Pistoiese*.

Data la complessità del caso di studio non è possibile utilizzare le funzioni di forma sinusoidali utilizzate in precedenza. Per ovviare a questo problema sono state estrapolate le forme modali relative al solo arco centrale per i nodi appartenenti alla mezzeria dell'intradosso (vedi Figura 64). Questo è stato possibile grazie alla ipotesi semplificativa di considerare il danno per tutta la profondità dell'intradosso dell'arco, mantenendo così l'asse x come asse di simmetria del modello tridimensionale del ponte. Per la rappresentazione delle funzioni di forma relative all'arco è stata necessaria la creazione di un foglio di calcolo *Excel*, dove i valori di spostamento DX, DY, DZ ottenuti dal *software FEM* e relativi al sistema di riferimento globale ( $\bar{0},x,y,z$ ) sono stati riferiti al sistema di riferimento cilindrico locale dell'arco.

Così facendo, dopo aver definito una ascissa curvilinea  $s$  per rappresentare la lunghezza dell'arco, è stato possibile studiare gli spostamenti radiali  $\Delta R$  dei nodi e plottare l'andamento delle forme modali normalizzate al valore assoluto massimo.

La procedura di conversione è stata realizzata in vari passi a partire dalle coordinate dei nodi nel sistema di riferimento globale.

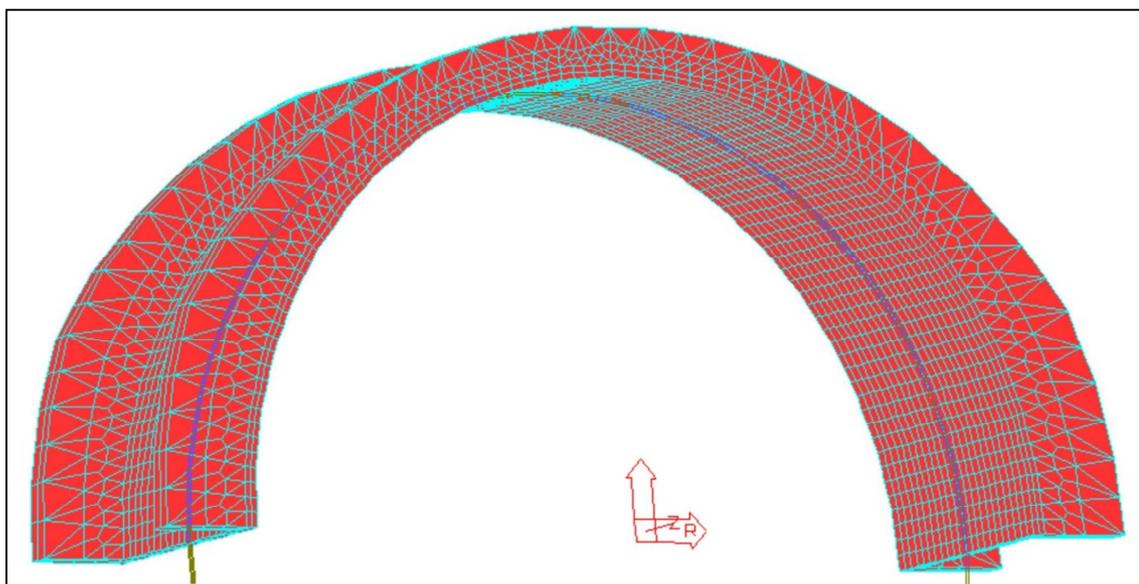


Figura 64 - Nodi selezionati per l'estrapolazione delle forme modali dell'arco centrale.

Il passo successivo è stato depurare le funzioni di forma da eventuali traslazioni rigide ( $X_t, Y_t$ ) dell'arco dovute agli spostamenti delle pile del ponte (vedi Figura 65). Le traslazioni rigide infatti vengono depurate in quanto non coinvolgono deformazioni sulla struttura dell'arco.

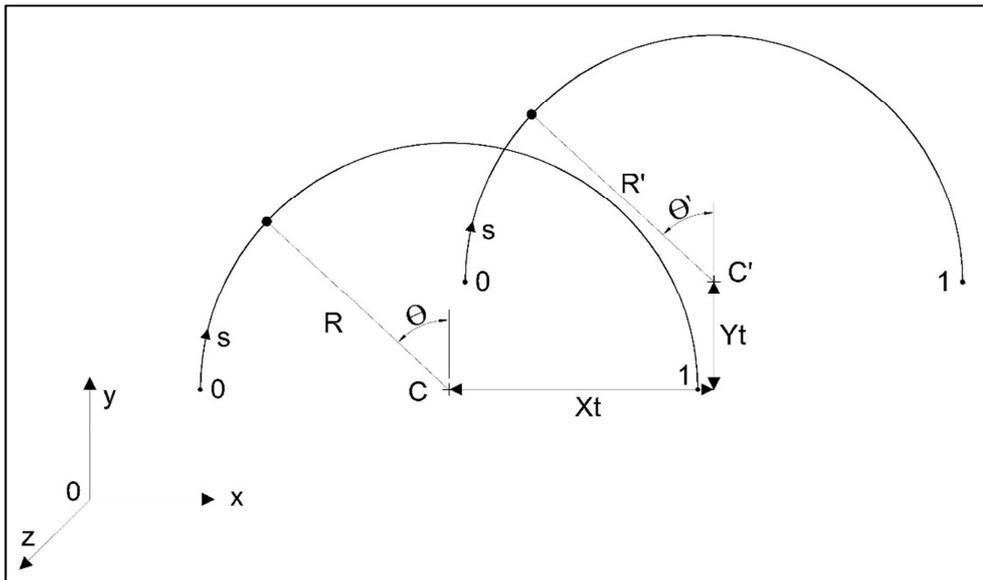


Figura 65 - Sistemi di riferimento e moti rigidi dell'arco.

Questa operazione è stata eseguita calcolando la media degli spostamenti  $DX$  e  $DY$  per gli estremi dell'arco, corrispondenti alle posizioni in coordinata curvilinea  $s=0$  e  $s=1$  dell'arco:

- $\overline{DX} = \frac{DX(0)-DX(1)}{2} = 0$  : Moto rigido nullo in direzione x.
- $\overline{DX} = \frac{DX(0)-DX(1)}{2} \neq 0$  : Moto rigido in direzione x.
- $\overline{DY} = \frac{DY(0)-DY(1)}{2} = 0$  : Moto rigido nullo in direzione y.
- $\overline{DY} = \frac{DY(0)-DY(1)}{2} \neq 0$  : Moto rigido in direzione y.

In sintesi, viene realizzato un nuovo sistema di riferimento solidale con il centro dell'arco indeformato. In presenza di moti rigidi infatti, questi vengono sottratti ai valori di spostamento nel sistema di riferimento globale  $(\bar{0}, x, y, z)$ , sovrapponendo il centro  $C'$  dell'arco in configurazione deformata a quello in configurazione iniziale  $C$ .

E' possibile quindi calcolare i valori di spostamento radiale  $\Delta R$ , così da rappresentare solamente le forme modali dovute solo alla effettiva deformazione dell'arco stesso (vedi Figura 66).

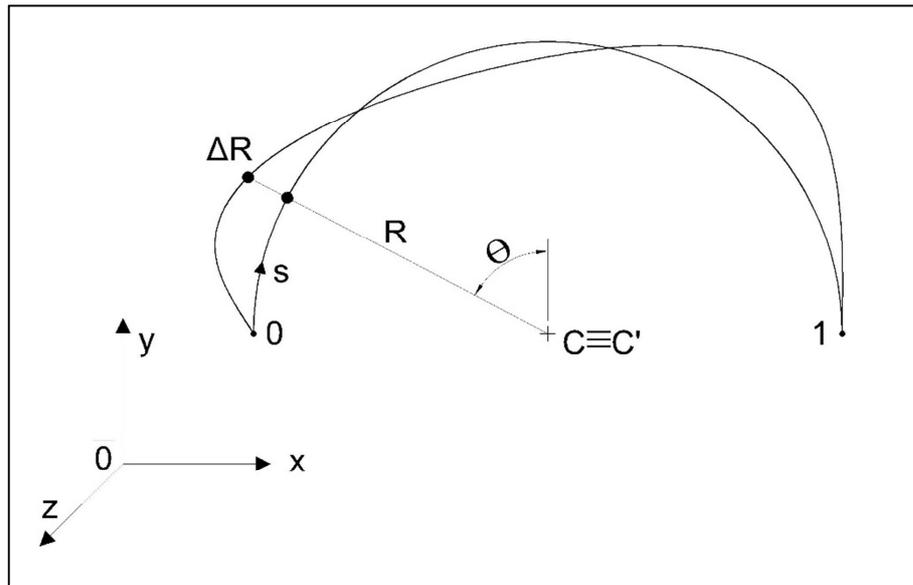
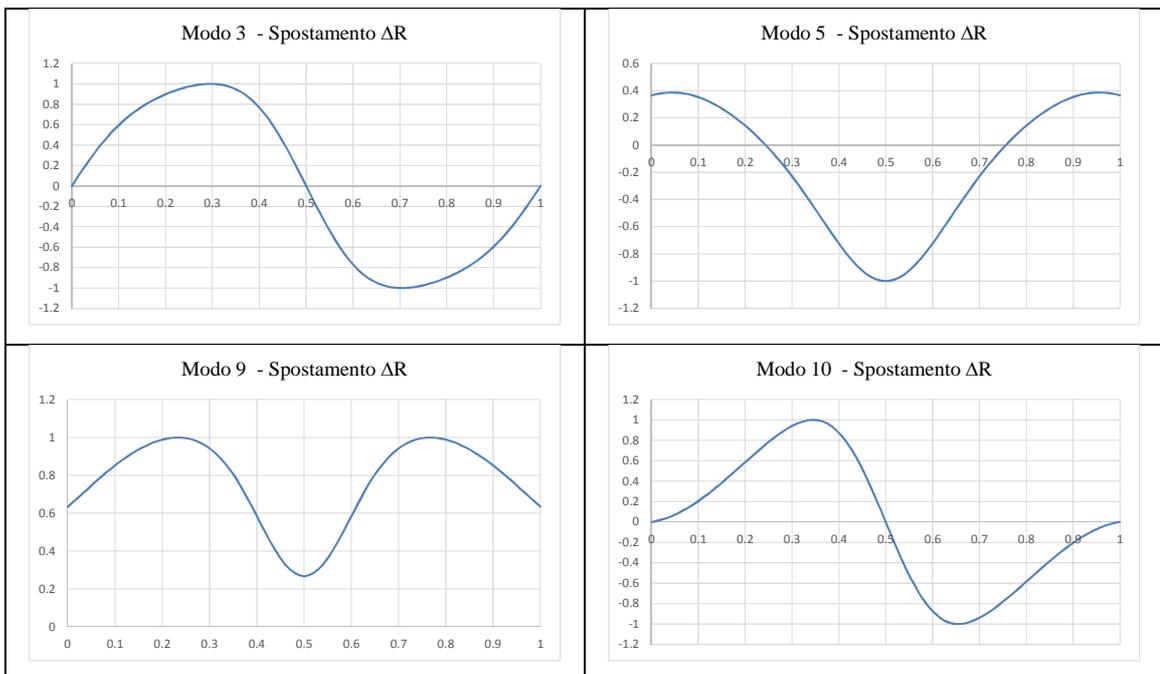
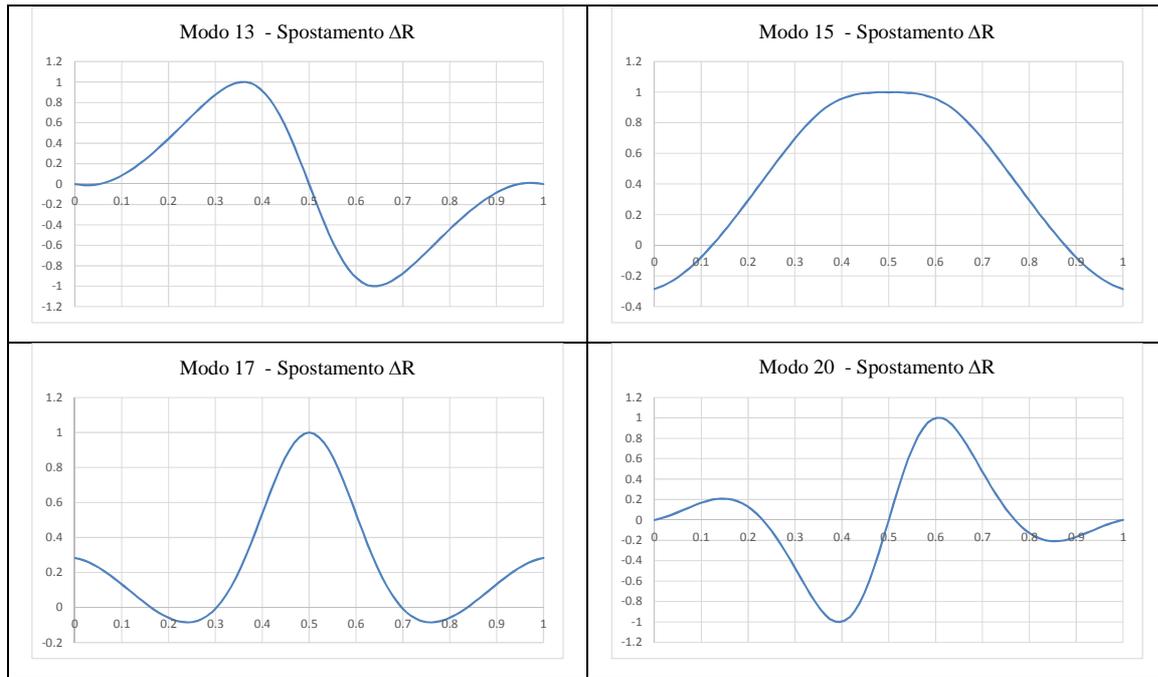


Figura 66 - Sovrapposizione dell'arco in configurazione iniziale e deformata.

In Tabella 10 sono rappresentate le funzioni di forma ottenute per l'arco centrale del modello FEM. Queste sono state estrapolate dalle forme modali del ponte che meglio deformano l'arco a flessione nel proprio piano X-Y.

Tabella 10 - Forme modali ricavate per l'arco centrale del modello FEM.





A causa della complessità della geometria ma soprattutto del vincolamento, non esistono modi puramente flessionali per l'arco centrale. Questo comporta la scelta di forme modali miste che, per quanto detto nel Capitolo 3, andrebbero scartate.

In Figura 67/ Figura 71 sono rappresentate le funzioni di forma considerate per la costruzione della funzione  $\delta(X_D)$ .

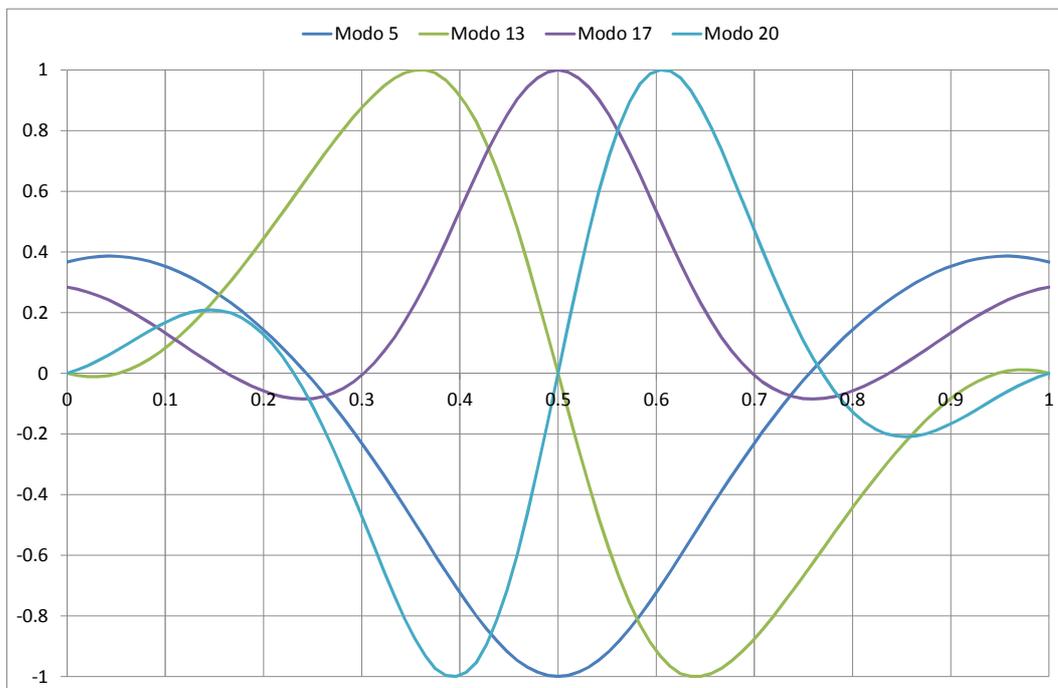


Figura 67 - Forme modali considerate per l'applicazione del metodo.

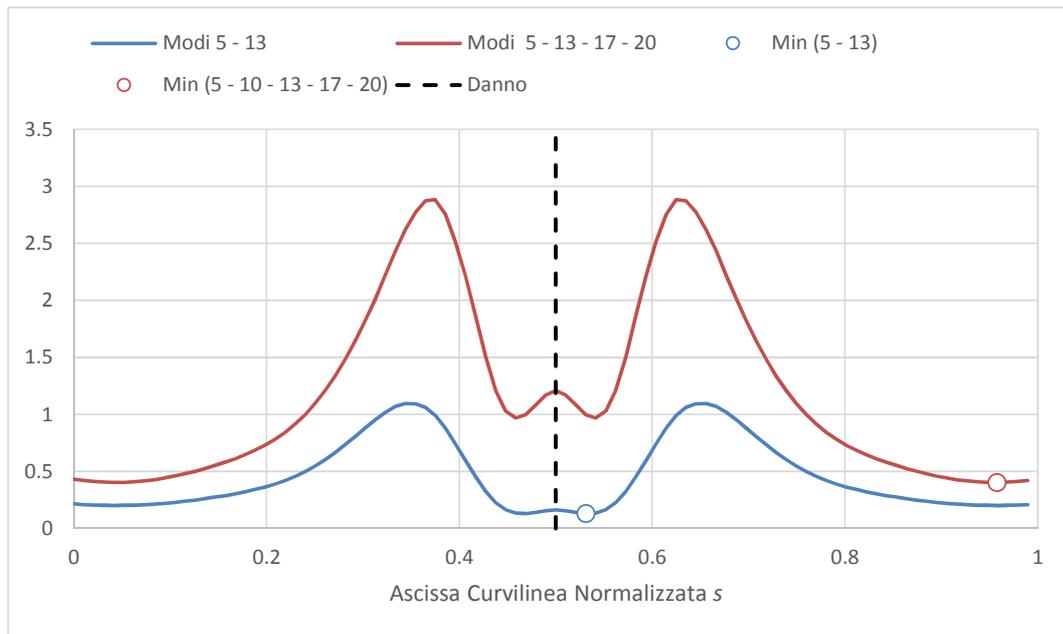


Figura 68 - Determinazione del danno per il modello 3D\_L1\_75x70.

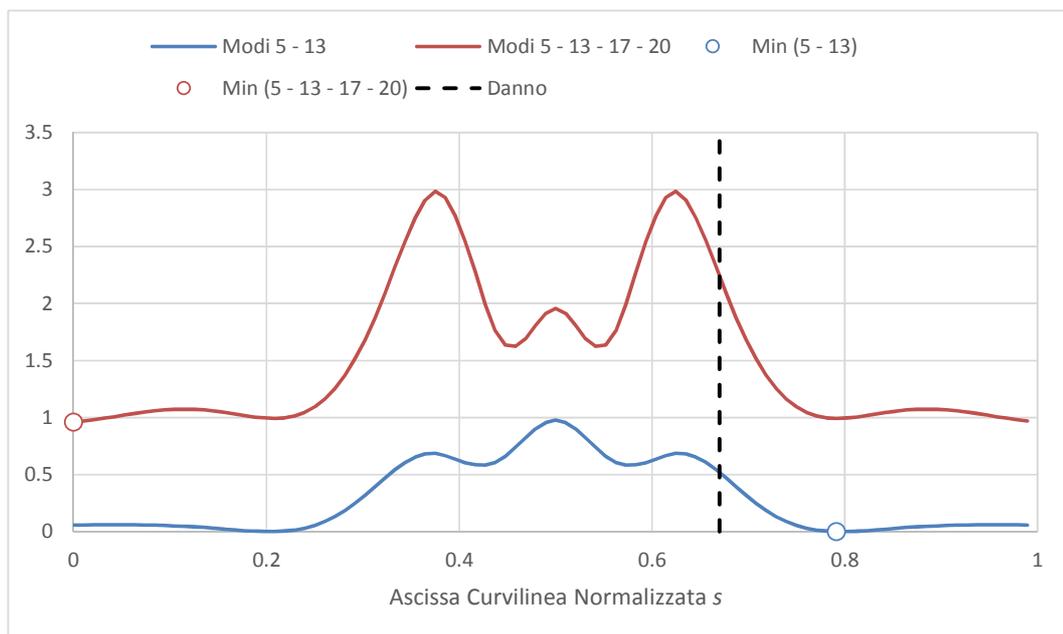


Figura 69 - Determinazione del danno per il modello 3D\_L2\_75x70.

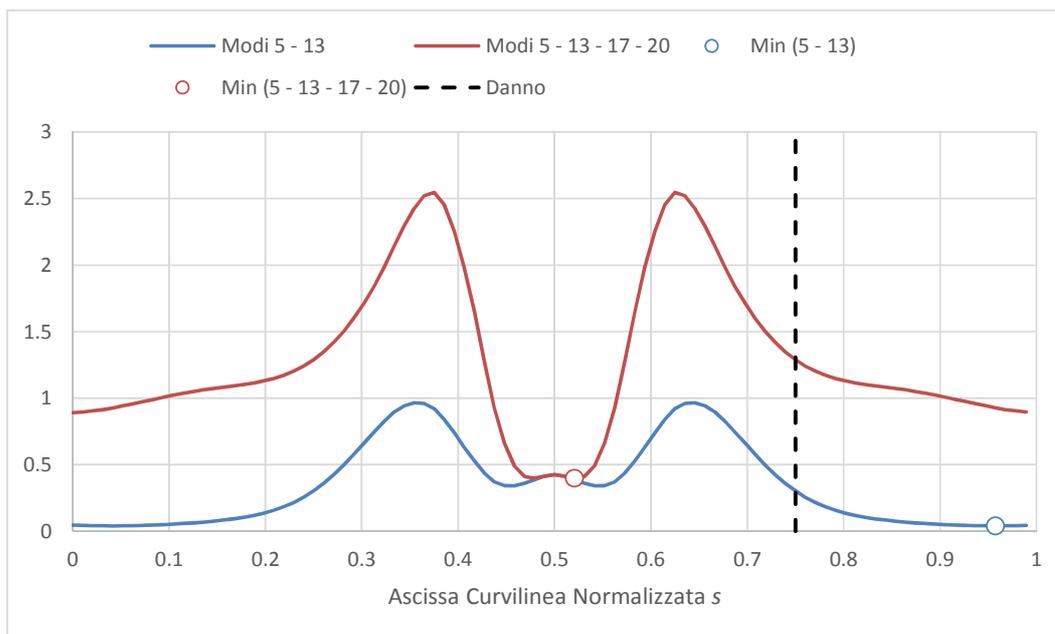


Figura 70 - Determinazione del danno per il modello 3D\_L3\_75x70.

Nei grafici di Figura 68, Figura 69, Figura 70 sono rappresentate le funzioni  $\delta(X_D)$  per i modello di danno 3D\_L1\_75x70, 3D\_L2\_75x70, 3D\_L3\_75x70, utilizzando le forme modali 5-13-7-20 rappresentate in Figura 67. In Tabella 11 sono ripostati i risultati ottenuti dall'applicazione del metodo.

Tabella 11 - Risultato ottenuti considerando i modi 5-13-17-20.

<i>Modello</i>	<i>Posizione del danno</i>	<i>Modi considerati</i>	<i>Posizione ottenuta</i>	<i>Errore</i>
3D_L1_75x70	0.50	5 - 13	0.53	6%
		5 -13 - 17 - 20	0.95	92%
3D_L2_75x70	0.33	5 - 13	0.20	37%
		5 -13 - 17 - 20	0.00	100%
3D_L3_75x70	0.25	5 - 13	0.05	83%
		5 -13 - 17 - 20	0.48	92%

Dai risultati riportati in Tabella 11, risulta sbagliata la scelta delle funzioni di forma 5-13-17-20, in particolare si ha un aumento di errore considerando la funzione 17. L'aumento di errore è dovuto al fatto che la forma 17 è una forma mista con una forte componente assiale e si discosta molto dall'andamento delle classiche funzioni di forma a flessione.

In Figura 71 sono è rappresentato il nuovo *set* di forma 3-10-13-20 considerate per la costruzione della funzione  $\delta(X_D)$ . Le forme modali, questa volta, sono state scelte considerando le funzioni con antisimmetria (modi pari), così da ridurre l'influenza della deformazione assiale (Radice 2012).

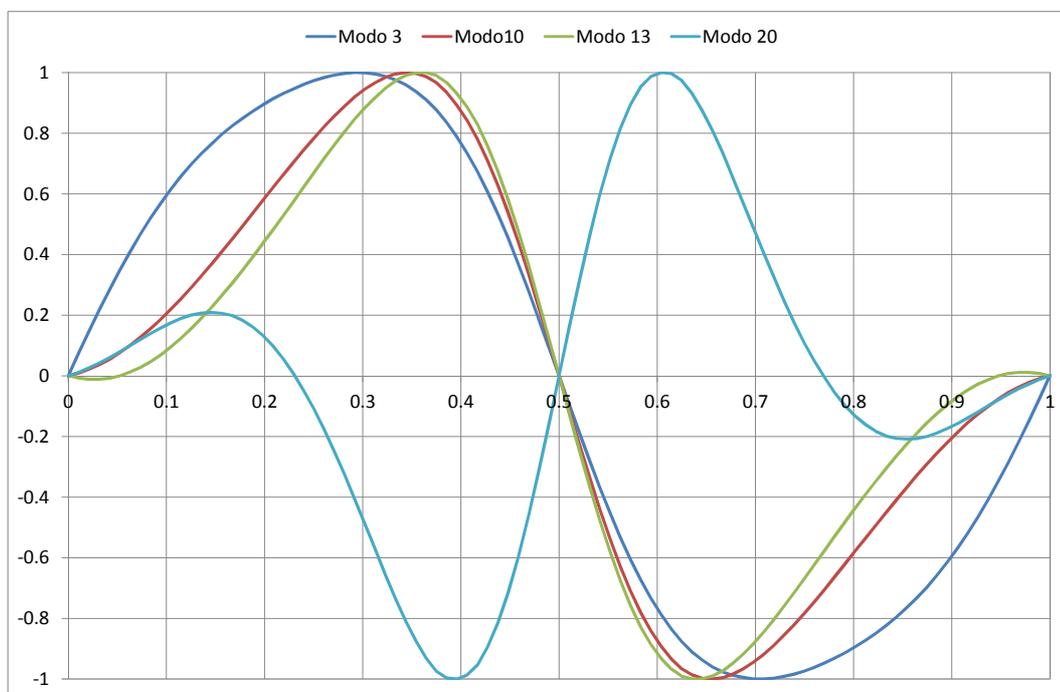


Figura 71 - Forme modali considerate per l'applicazione del metodo.

Nei grafici di Figura 72, Figura 73, Figura 74 sono rappresentate le funzioni  $\delta(X_D)$  per i modello di danno 3D\_L1\_75x70, 3D\_L2\_75x70, 3D\_L3\_75x70.

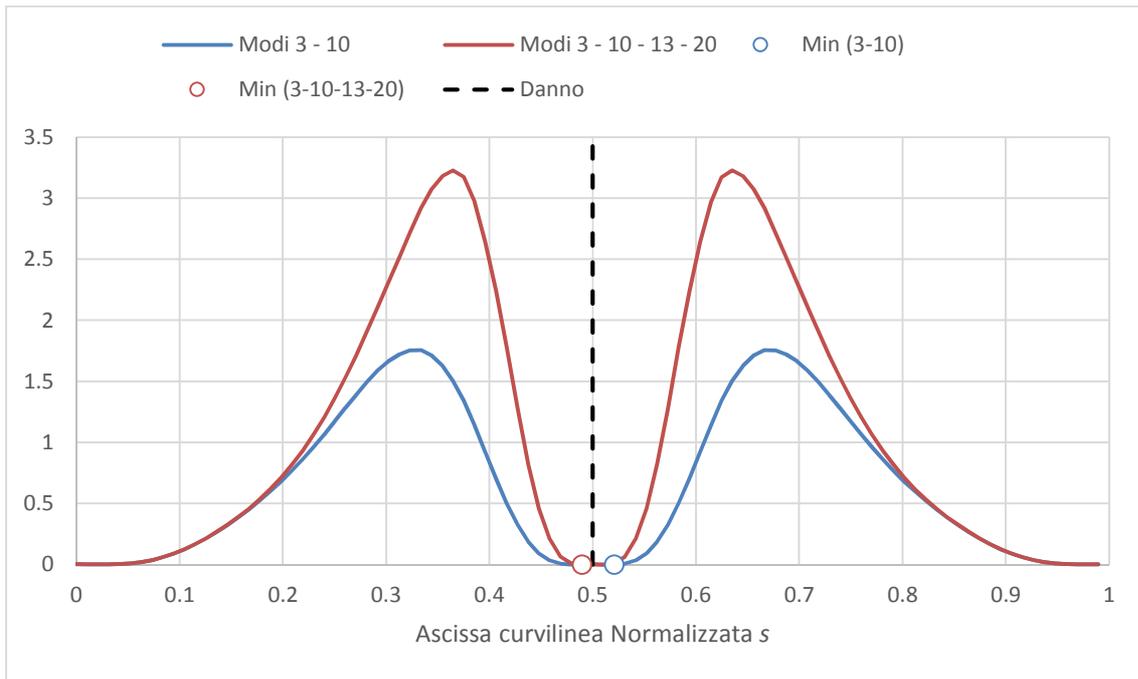


Figura 72 - Determinazione del danno per il modello 3D\_L1\_75x70.

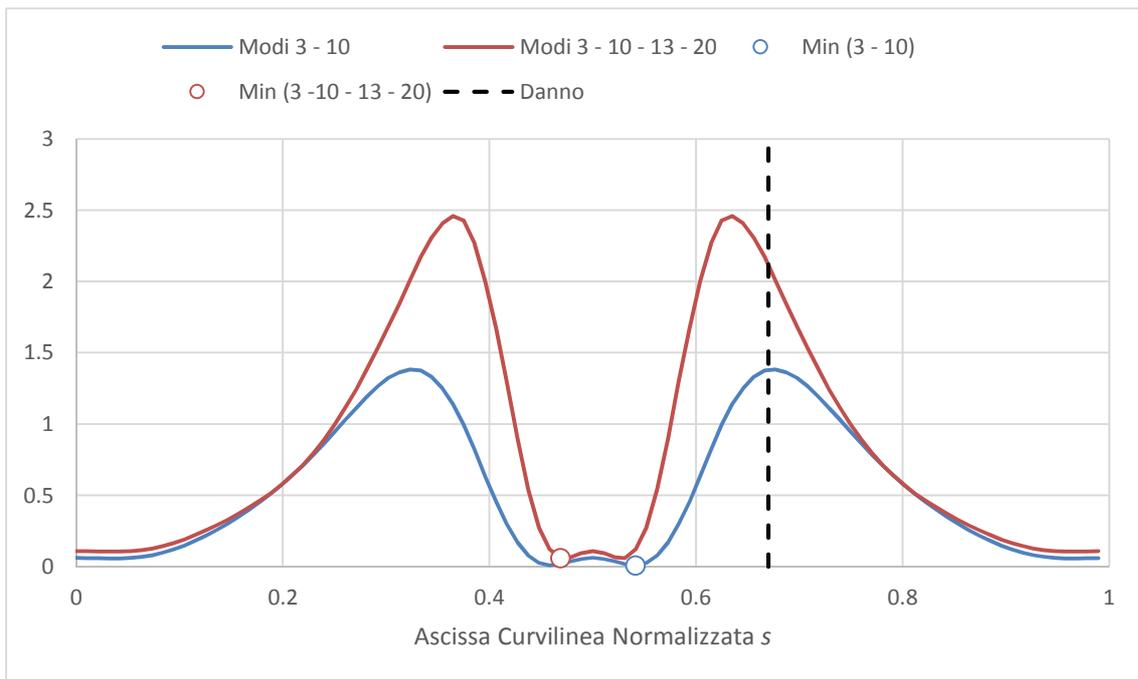


Figura 73 - Determinazione del danno per il modello 3D\_L2\_75x70.

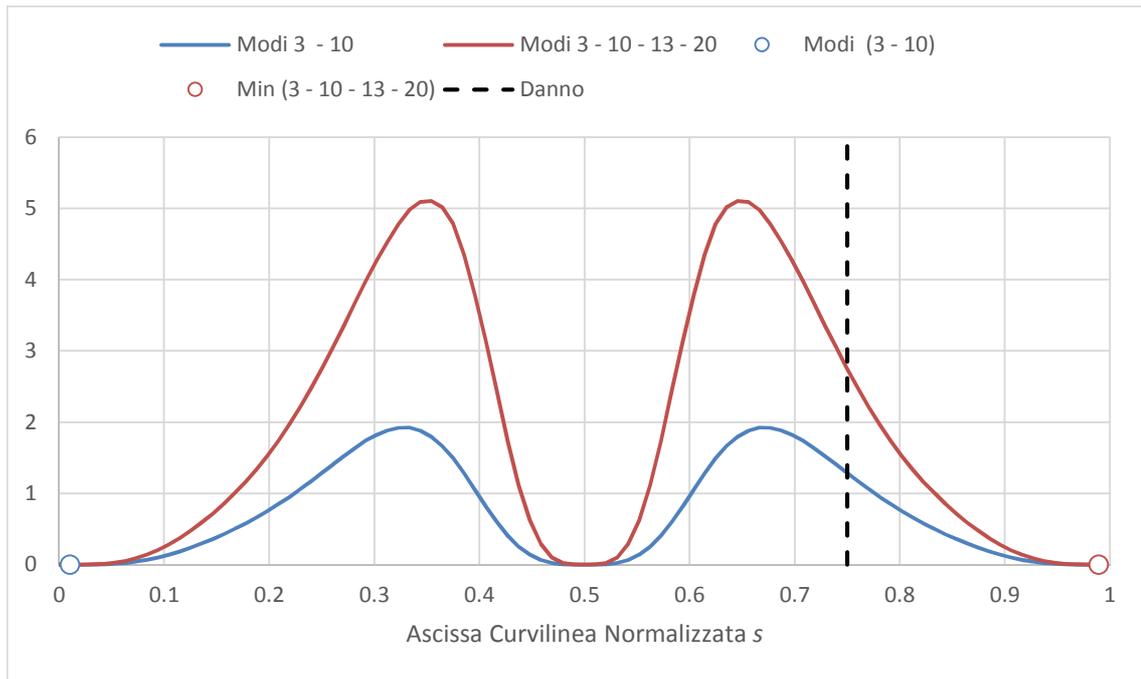


Figura 74 - Determinazione del danno per il modello 3D\_L3\_75x70.

Tabella 12 - Risultato ottenuti considerando i modi 3-10-13-20.

<b>Modello</b>	<b>Posizione del danno</b>	<b>Modi considerati</b>	<b>Posizione ottenuta</b>	<b>Errore</b>
3D_L1_75x70	0.50	3 - 10	0.49	1%
		3 -10 - 13 - 20	0.52	4%
3D_L2_75x70	0.33	3 - 10	0,45	38%
		3 -10 - 13 - 20	0.47	41%
3D_L3_75x70	0.25	3 - 10	0,01	96%
		3 -10 - 13 - 20	0,01	96%

Come si vede dai risultati riassunti in Tabella 12 per i modi 3-10-13-20, anche in questo non si ottengono risultati positivi con l'applicazione del metodo di determinazione della posizione del danno. Questo può essere dovuto a molti fattori, *in primis* la grande complessità del caso di studio del ponte di *San Marcello Pistoiese*. La complessa geometria, ma soprattutto la disposizione dei vincoli generano forme modali miste fra vibrazioni flessionali, assiali e torsionali; rendendo errata l'applicazione del metodo di individuazione del danno.

L'analisi degli andamenti in Tabella 10 mostra funzioni di forma in totale disaccordo con i primi 4 modi di vibrare flessionali.

### 4.2.3. VARIAZIONI DI FREQUENZA DOVUTE A DANNI DISTRUBUITI

In questo paragrafo vengono studiate le variazioni di frequenza dovute a danni distribuiti sull'arco centrale. I danni sono stati modellati considerando una riduzione del 50% del modulo elastico E delle armille dell'arco, mantenendo quindi la massa totale del modello inalterata. In Tabella 13 sono riportate le sigle dei modelli realizzati con danni distribuiti ed una breve descrizione, per ogni posizione sono state considerate 3 profondità di danno.

*Tabella 13 - Nomenclatura per i modelli con danno distribuito.*

<i>Modello</i>	<i>Descrizione</i>
3D_L1-1	Danno distribuito su tutto l'arco.
3D_L1-2	
3D_L1-3	
3D_L2-1	Danno distribuito su metà arco.
3D_L2-2	
3D_L2-3	
3D_L3-1	Danno distribuito sui due quarti centrali dell'arco.
3D_L3-2	
3D_L3-3	
3D_L4-1	Danno distribuito sui due quarti agli estremi dell'arco
3D_L4-2	
3D_L4-3	
3D_L5-1	Danno distribuito su un quarto all'estremo dell'arco
3D_L5-2	
3D_L5-3	

In Figura 75 sono rappresentate le posizioni dei danni per i modelli 3D\_D1-3, 3D\_D2-3, 3D\_D3-3, 3D\_D4-3, 3D\_D5-3 in cui il danno è rappresentato dagli elementi finiti di colore ciano. Anche per questi modelli il danno è esteso per tutta la profondità dell'arco, così da mantenere l'asse x come asse di simmetria per il modello del ponte.

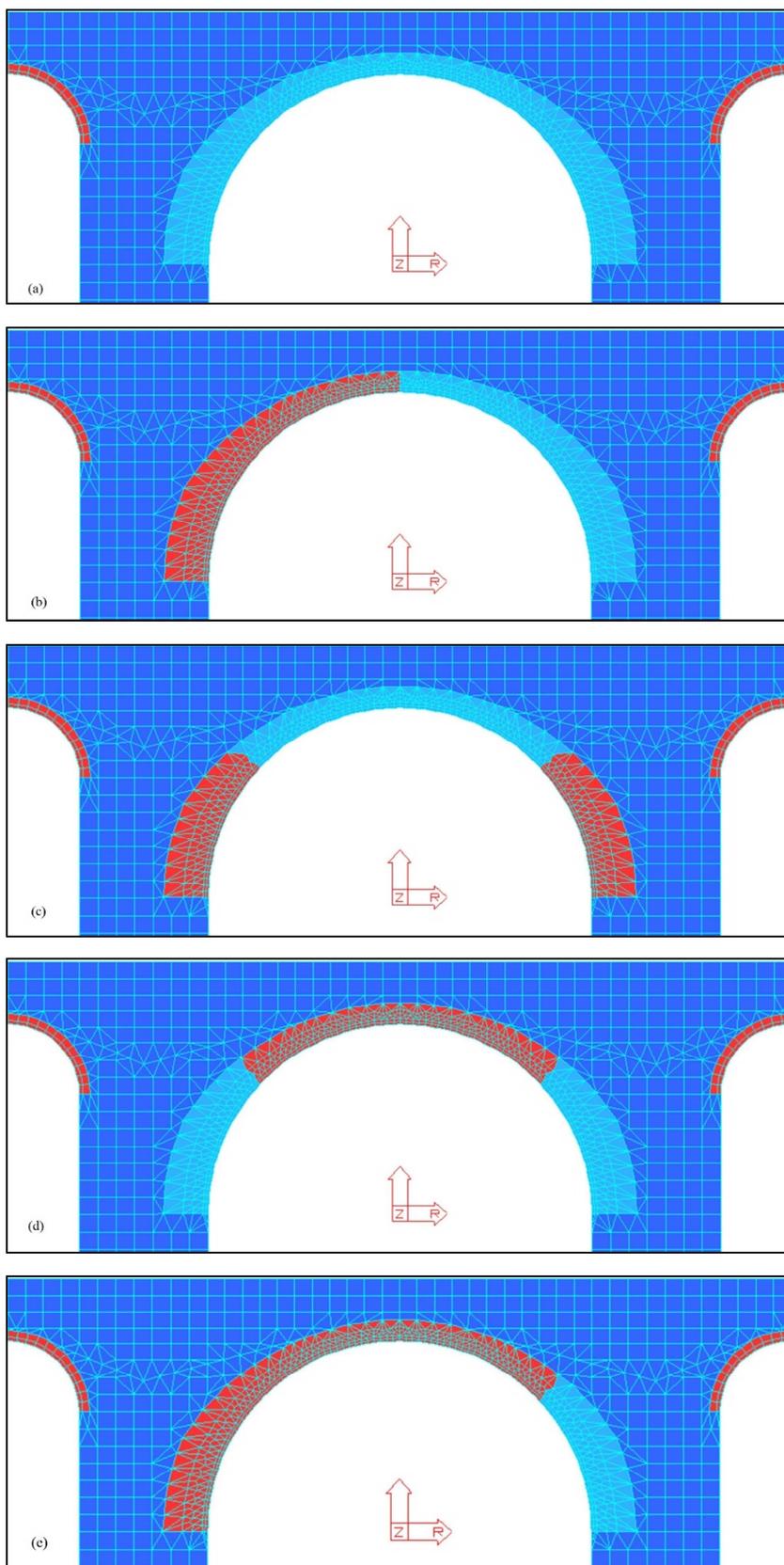


Figura 75 - Posizione dei danni sull'arco centrale del ponte: 3D\_L1-3 (a), 3D\_L2-3 (b), 3D\_L3-3 (c), 3D\_L4-3 (d), 3D\_L5-3 (e).

Come per i casi di danno localizzato visti nel paragrafo precedente, nei grafici riportati da Figura 76 a Figura 80 sono rappresentati i risultati ottenuti dalle analisi modali effettuate sui modelli con danni localizzati elencati in Tabella 13. L'errore percentuale è stato determinato dalla seguente relazione sui primi 20 modi di vibrare del modello del ponte:

$$err\% = \frac{f_i(R) - f_i(D)}{f_i(R)}$$

Dove:

- $f_i(R)$ : frequenza del modello di riferimento del i-esimo modo [Hz].
- $f_i(D)$ : frequenza del modello danneggiato del i-esimo modo [Hz].

Anche considerando danni distribuiti è necessario riordinare le deformate modali al fine di poter confrontare le variazioni di frequenza correttamente. Questo perché, come per i danni localizzati, anche in questo caso si generano scambi di posizione fra due modi di vibrare successivi.

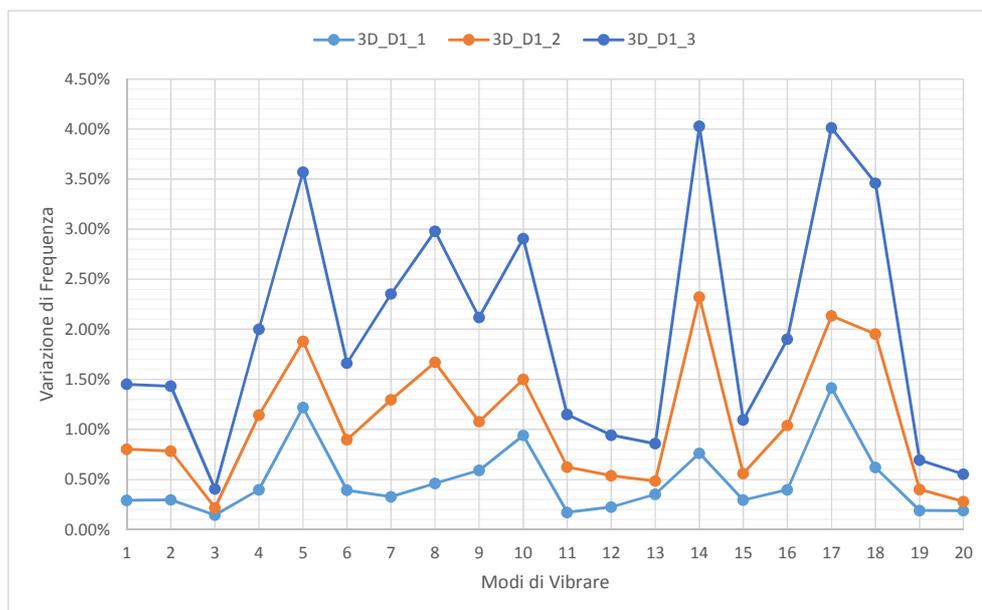


Figura 76 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L1.

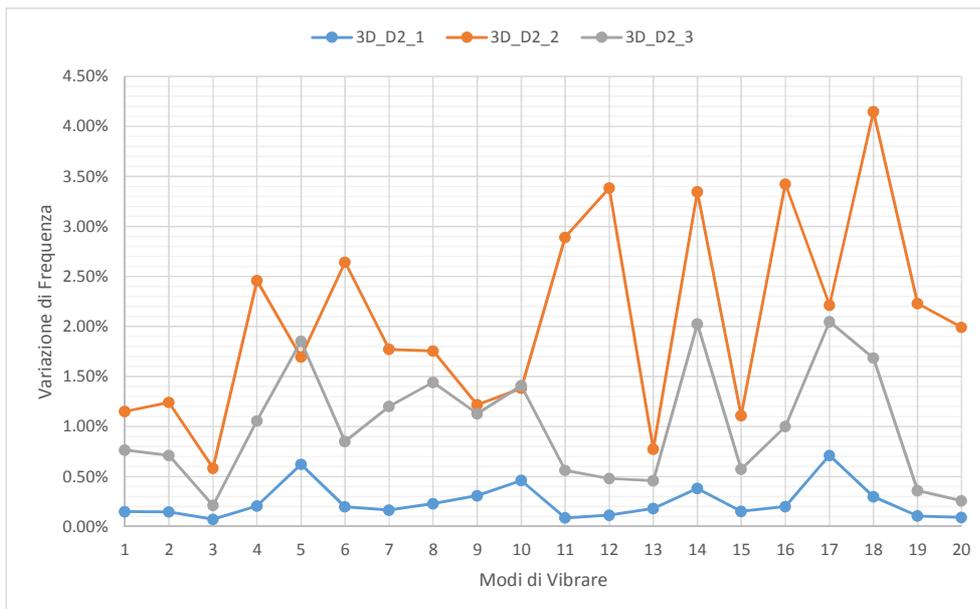


Figura 77 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L2.

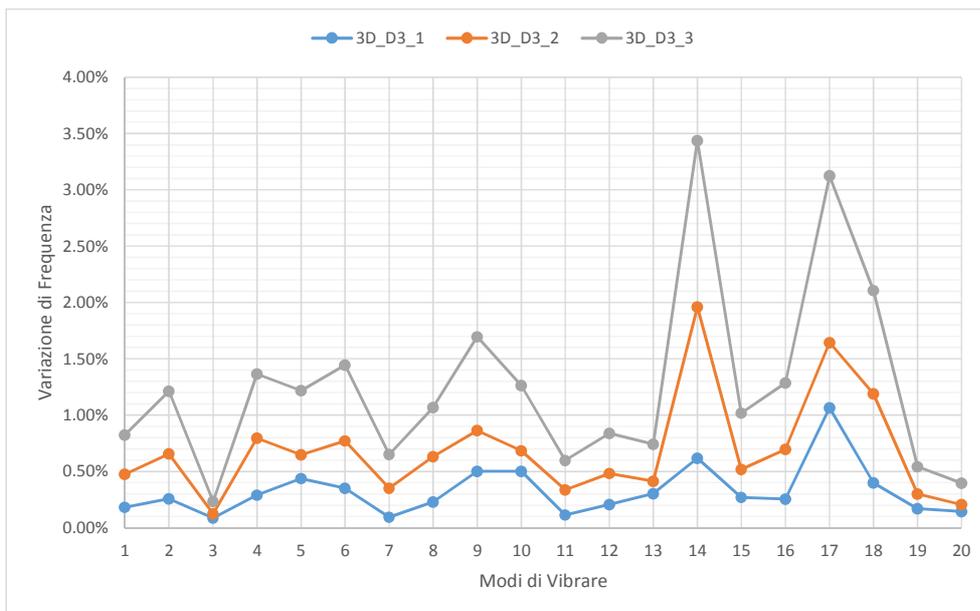


Figura 78 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L3.

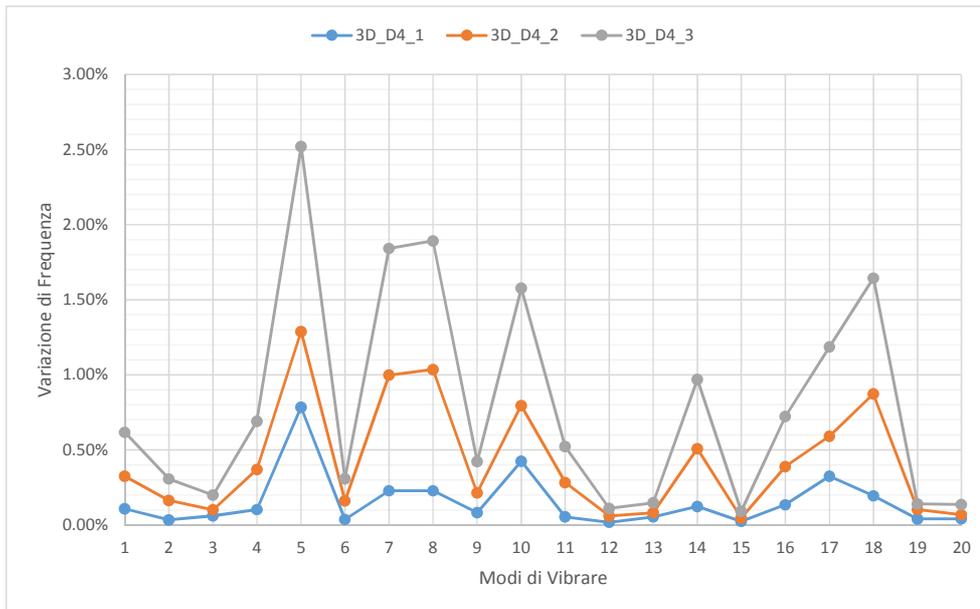


Figura 79 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L4.

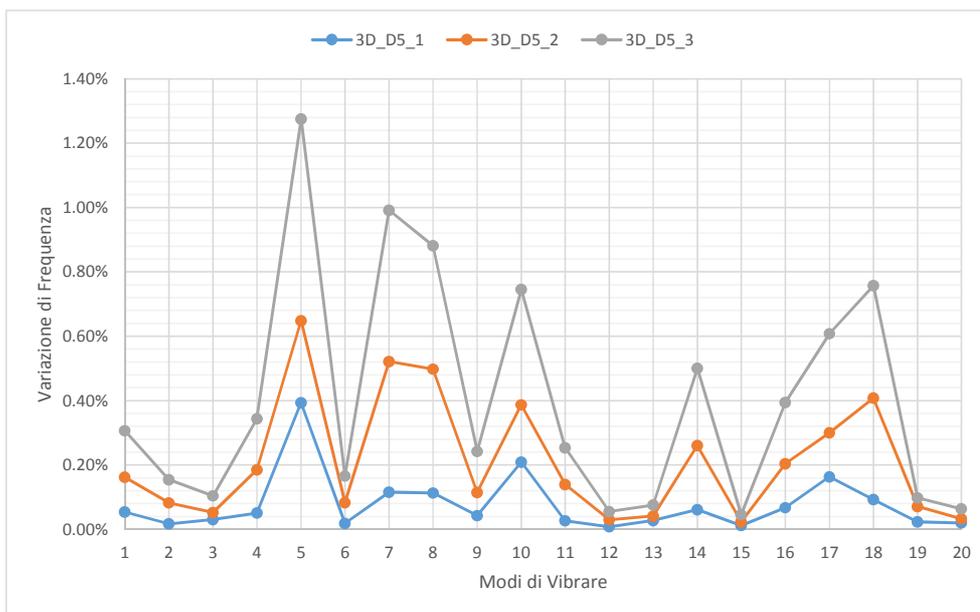


Figura 80 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D\_L5.

Nei grafici riportati da Figura 76 a Figura 80 l'andamento della variazione di frequenza non varia sempre regolarmente con l'incremento di danno per tutti i modelli come succede per i danni concentrati. Questo viene confermato andando a normalizzare le variazioni di frequenza (vedi Figura 81, Figura 82, Figura 83, Figura 84, Figura 85).

Il caso peggiore risulta essere con il danno distribuito su metà della lunghezza dell'arco, in questo caso infatti si perde completamente il concetto di spettro di variazione delle frequenze definito nei capitoli precedenti.

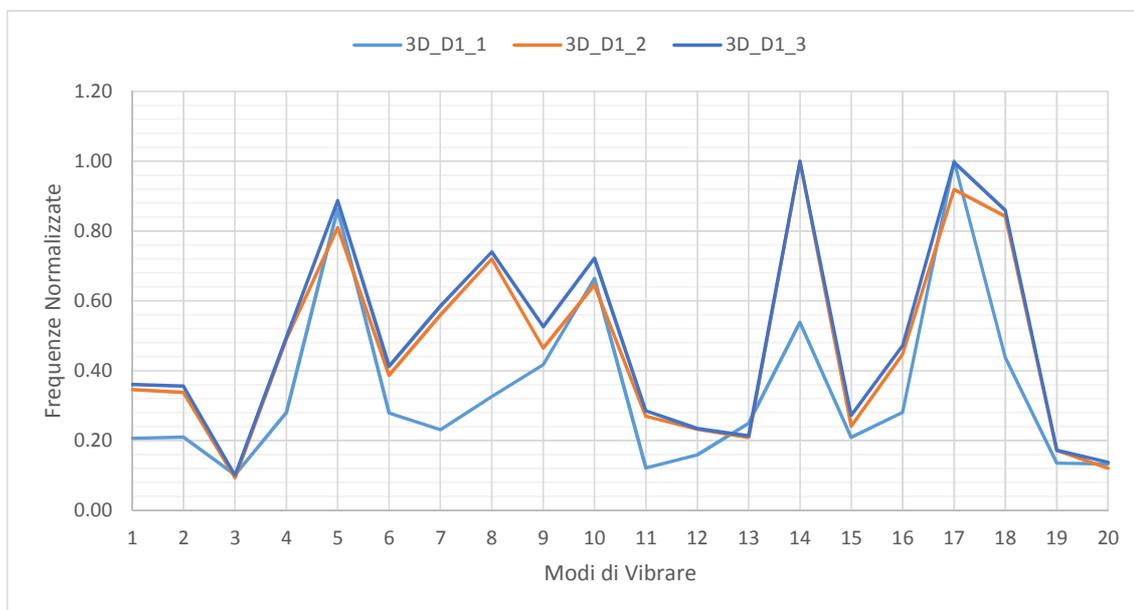


Figura 81 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_D1.

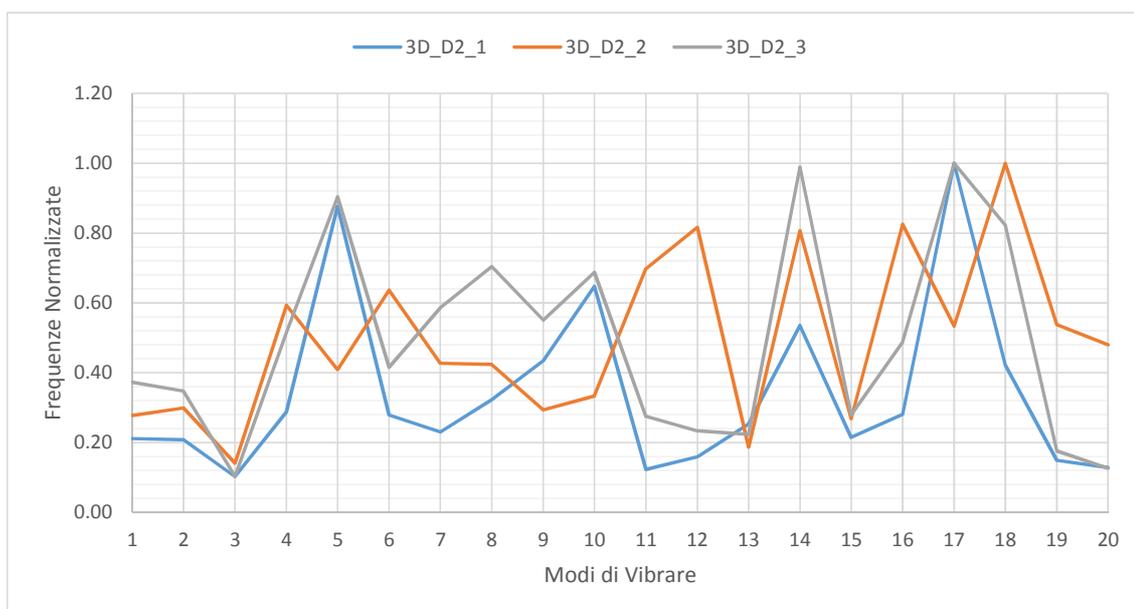


Figura 82 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_D2.

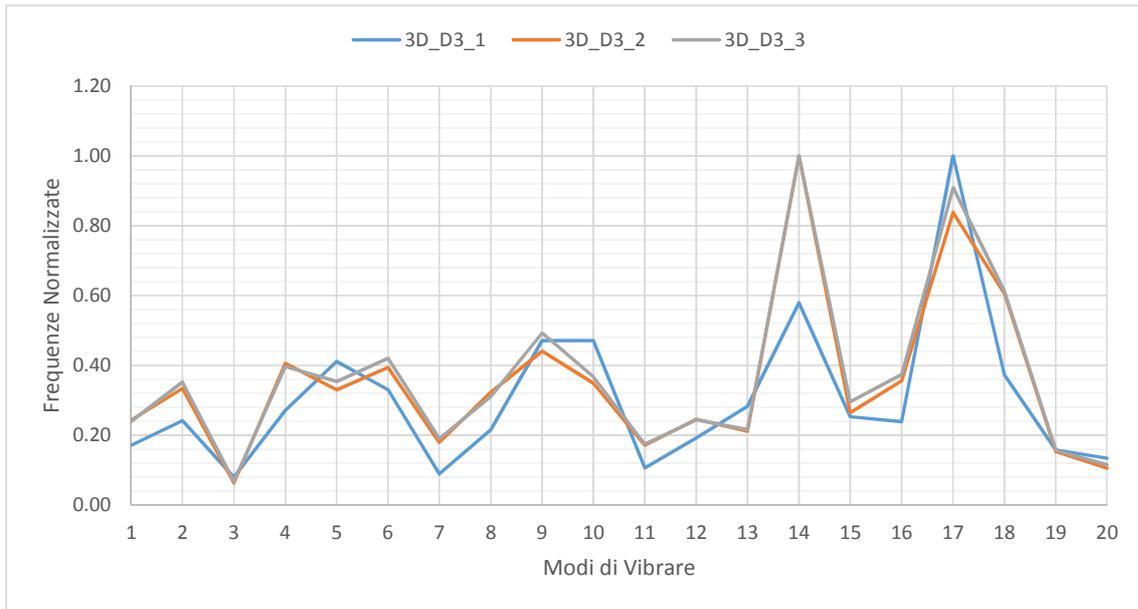


Figura 83 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_D3.

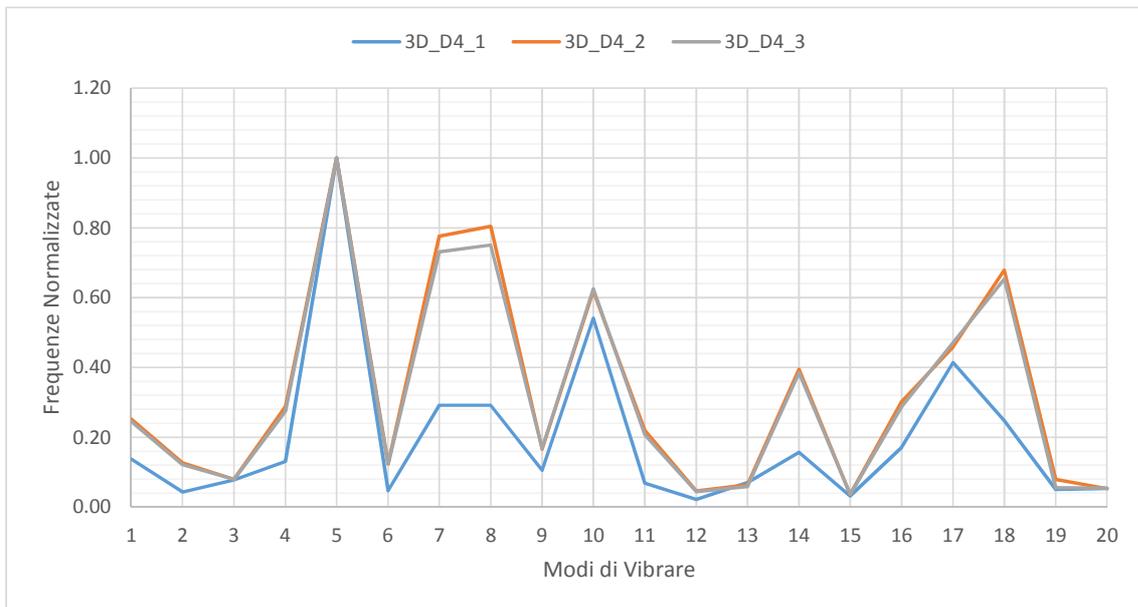


Figura 84 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_D4.

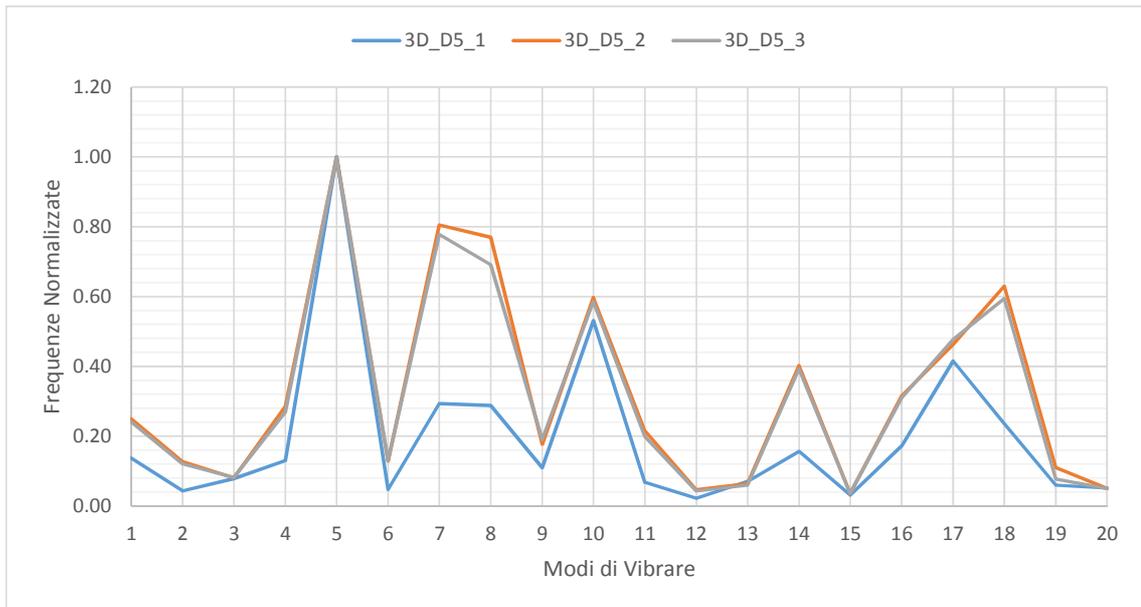


Figura 85 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D\_D5.

#### 4.3. MODELLO SEMPLIFICATO BIDIMENSIONALE

Lo scopo di questa modellazione è quella di semplificare il comportamento del ponte eliminando i movimenti fuori dal suo piano, così da semplificare la determinazione di funzioni di forma flessionali, indispensabili per l'applicazione del metodo di individuazione del danno.

La prima fase della realizzazione del modello è stata l'omogenizzazione delle caratteristiche meccaniche che compongono il ponte, indicati in Tabella 7. Essendo lo studio rivolto a danni localizzati che interessano l'arco centrale, il modulo elastico  $E$  è stato omogenizzato a quello delle *armille* che rivestono l'arco tramite la seguente relazione (vedi Figura 86):

$$k_i = \frac{E_i}{E_a}$$

Con:

- $k_i$ : Coefficiente di omogenizzazione.
- $E_i$ : Modulo elastico del materiale  $i$ -esimo.
- $E_a = 1,2 \cdot 10^{10} \text{Pa}$ : Modulo elastico delle armille.

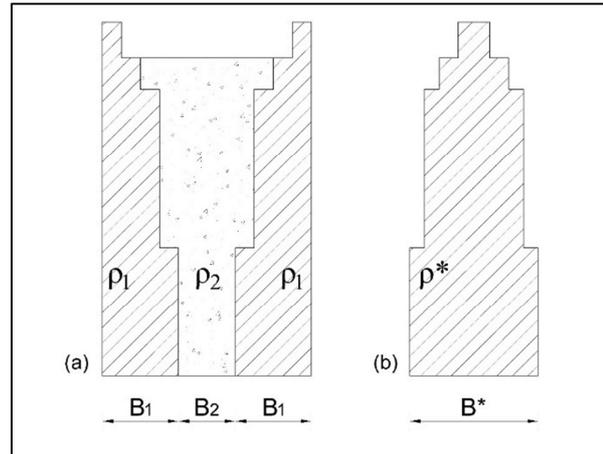


Figura 86 - Sezione del ponte: modello tridimensionale (a), sezione equivalente omogenizzata (b).

Al fine di mantenere costante la massa del modello tridimensionale è stata definita una densità omogenea con la seguente relazione:

$$\rho^* = \frac{2B_1\rho_1 + B_2\rho_2}{B^*}$$

Dove  $B_1$ ,  $\rho_1$  sono rispettivamente la base e la densità del materiale 1,  $B_2$ ,  $\rho_2$  sono l'area e la densità del materiale 2.

L'analisi modale del modello bidimensionale è stata sviluppata con *Straus7*, codice di calcolo strutturale agli elementi finiti (FEM). Prima di arrivare ad utilizzare il programma è stato necessario ricostruire la geometria della vista frontale del ponte attraverso AutoCAD, suddividendo in regioni ogni suo elemento strutturale.

In seguito è stato esportato in formato *IGES* per semplificare la definizione delle regioni create nel programma *GiD* (CIMNE 2002) (vedi Figura 87).

La vista frontale del ponte è stata disegnata su *AutoCAD* suddividendo in regioni ogni suo elemento strutturale. In seguito è stato esportato in formato *IGES* per semplificare la definizione delle regioni create nel programma *GiD* (CIMNE 2002) (vedi Figura 87).

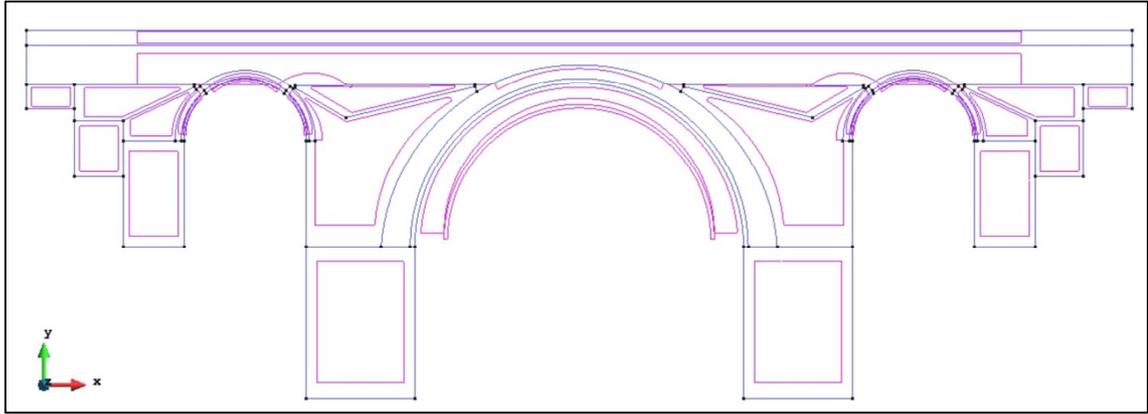


Figura 87 - Suddivisione del prospetto del ponte in regioni.

Il comando di *automeshing* contenuto in *Straus7* non ha fornito buoni risultati, quindi è stato necessario considerare altri *software*. A tal fine si è scelto di *GiD*, programma di *pre* e *post processor* adatto anche alla modellazione geometrica. Il programma permette di modificare la discretizzazione agendo sulle regioni o sui bordi delle regioni, impostando il numero di elementi da inserire o la dimensione dell'elemento medio. Tramite un algoritmo di ottimizzazione, il programma realizza una mesh sulle regioni selezionate.

È stata creata una discretizzazione con elementi quadrati a quattro nodi di circa 10 cm di lato, per un totale di 37254 elementi e 38150 nodi (vedi Figura 88).

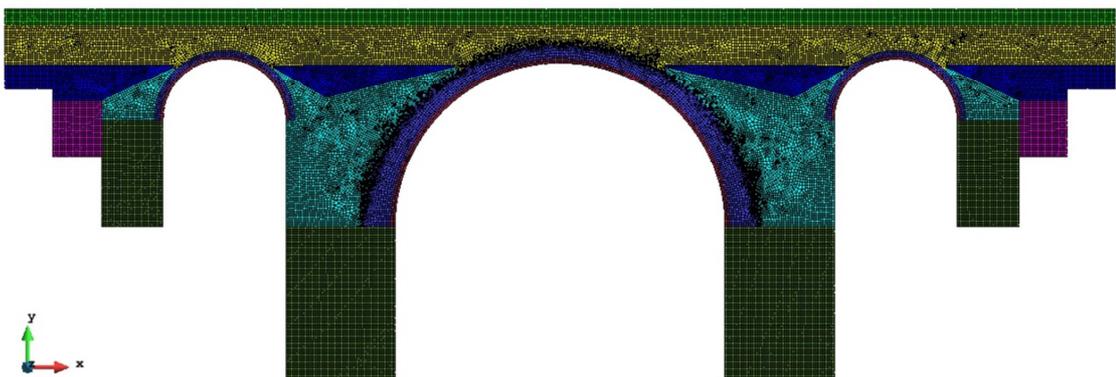


Figura 88 - Modello 2D realizzato con il software GiD.

L'utilizzo di *GiD* per la realizzazione della mesh è stato fondamentale in quanto, una volta importata la geometria di base costituita da regioni, è possibile assegnarvi delle proprietà che vengono poi associate a tutti gli elementi della mesh racchiusi dalla regione. Esportando quindi la geometria in formato *NASTRAN*, tali campi di proprietà vengono rilevate come materiali.

Per garantire compatibilità tra i modelli 2D e 3D, le analisi modali sono state eseguite in ambiente *Straus7*. L'importazione della geometria creata precedentemente restituisce un modello completo, in cui sono già presenti tutti i materiali indicati in precedenza assegnati correttamente agli elementi. Tramite *Straus7* sono poi inserite le caratteristiche dei materiali omogenizzate e sono state eseguite le analisi modali. In Tabella 14 sono riportati i risultati in termini di frequenza confrontati con i risultati del modello di riferimento tridimensionale.

Tabella 14 - Confronto fra le frequenze del modello 2D e 3D.

<i>Modello 2D</i>		<i>Modello 3D</i>		<i>Errore</i>
<i>Modi</i>	<i>Frequenze [Hz]</i>	<i>Modi</i>	<i>Frequenze [Hz]</i>	
1	10.03	3	10.20	2%
2	13.01	5	13.30	2%
3	17.50	9	17.42	0%
4	18.49	10	18.61	1%
5	22.28	13	22.26	0%
6	24.65	15	24.17	2%
7	29.28	17	29.19	0%
Errore medio sulle frequenze				1%

Dai risultati riportati si vede che l'errore medio sulle frequenze è pari a 1%. Il modello semplificato bidimensionale può considerarsi corretto, in quanto restituisce la spetta risposta dinamica del modello tridimensionale.

La realizzazione del modello bidimensionale ha semplificato il problema eliminando i modi di vibrare fuori dal piano (x,y), ma le forme modali estratte dall'estradosso dell'arco rimangono invariate. Applicando il metodo di determinazione del danno rimangono quindi invariati i problemi legati alla scelta delle forme modali da utilizzare.

## Capitolo 5. PROGETTAZIONE DI MODELLI FINALIZZATI ALL'ANALISI

Parallelamente allo sviluppo dei modelli numerici per l'applicazione del metodo di individuazione del danno presentato, sono stati redatti gli elaborati grafici relativi alla progettazione di due ponti modello all'interno del *progetto SHAPE*. Questi, una volta realizzati, saranno finalizzati ad analisi dinamiche sperimentali e allo studio delle variazioni dei parametri dinamici dovute ai danneggiamenti. I modelli sono stati realizzati in scala 1:4 (vedi Figura 89 e Figura 90) e la progettazione della parte strutturale è stata definita al fine di garantire la capacità portante del ponte quando questo è soggetto ad un carico concentrato di intensità nota nella mezzeria dell'impalcato.

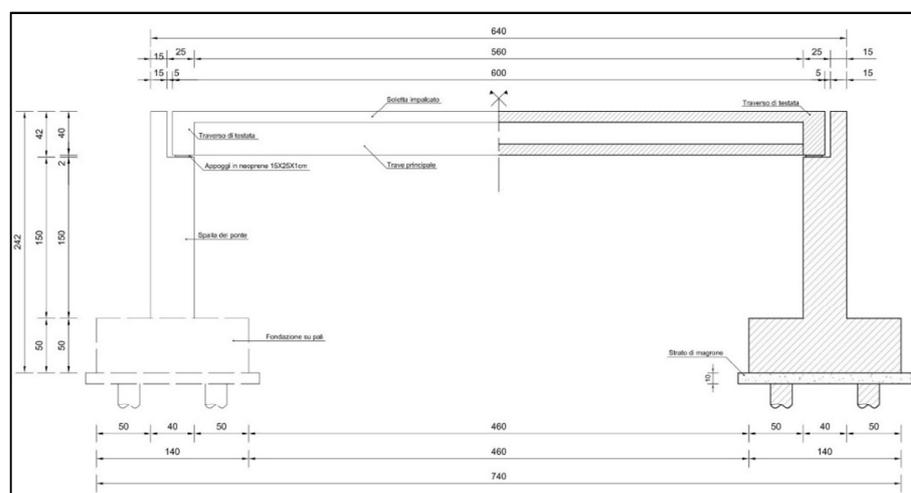


Figura 89 - Prospetto e sezione longitudinale del modello del ponte.

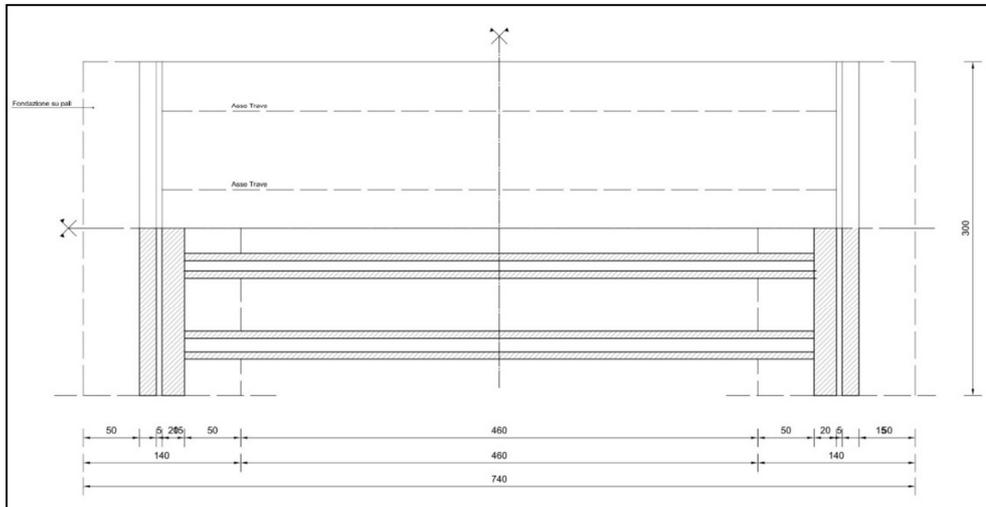


Figura 90 - Pianta e sezione longitudinale del ponte.

Tali modelli sono rappresentativi di due ponti esistenti:

- *Ponte in calcestruzzo armato precompresso*: situato nell'abitato di Vignola, cavalcavia di via montanara. L'impalcato è realizzato con travi a  $\Omega$  in cemento armato precompresso, composto da un'unica campata di 25.60 m ed una sezione trasversale di 11.10 m.
- *Ponte a sezione mista acciaio-calcestruzzo*: situato lungo l'autostrada A14 nel tratto Borgo Panigale - Caselle. L'impalcato è a sezione mista acciaio-calcestruzzo, composto da un'unica campata di 26.20 m ed una sezione trasversale di 12.50 m.

### 5.1. IMPALCATO IN CALCESTRUZZO ARMATO

Il modello del ponte con impalcato in calcestruzzo armato precompresso è stato progettato mantenendo le proprietà geometriche principali (l'impalcato è formato da una soletta in calcestruzzo portata da quattro travi), ma utilizzando barre di armatura lenta al posto dei trefoli per la precompressione (vedi Figura 91).

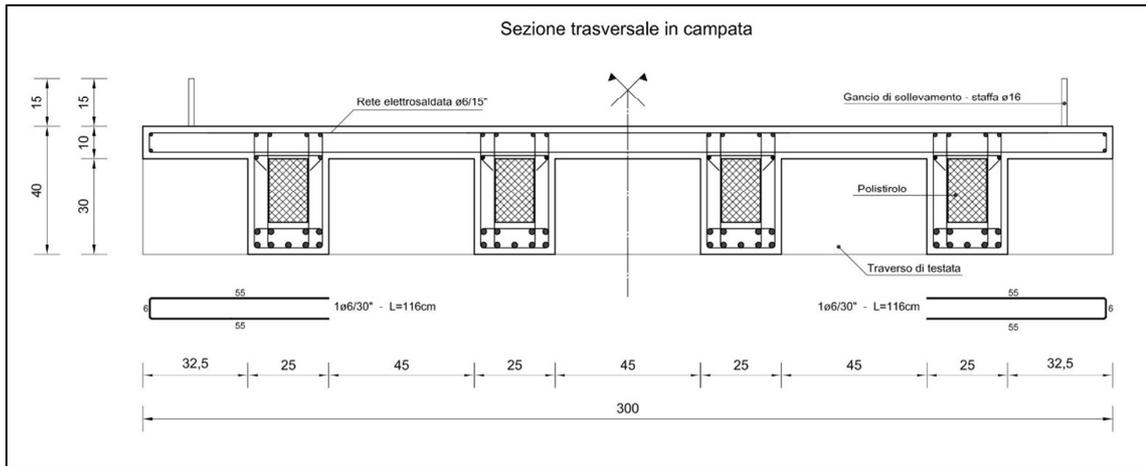


Figura 91 - Sezione trasversale del modello del ponte con impalcato in c.c.a.

Le travi a  $\Omega$  del ponte esistente forniscono un notevole contributo di rigidità torsionale all'impalcato grazie alla loro sezione sottile chiusa (Petrangeli 1998), al fine di ottenere il medesimo beneficio in termini di rigidità le travi del modello sono state realizzate con un nucleo rettangolare in polistirolo (vedi Figura 92). L'impalcato è formato da una unica campata di 6.00 m ed una sezione trasversale di 3.00 m.

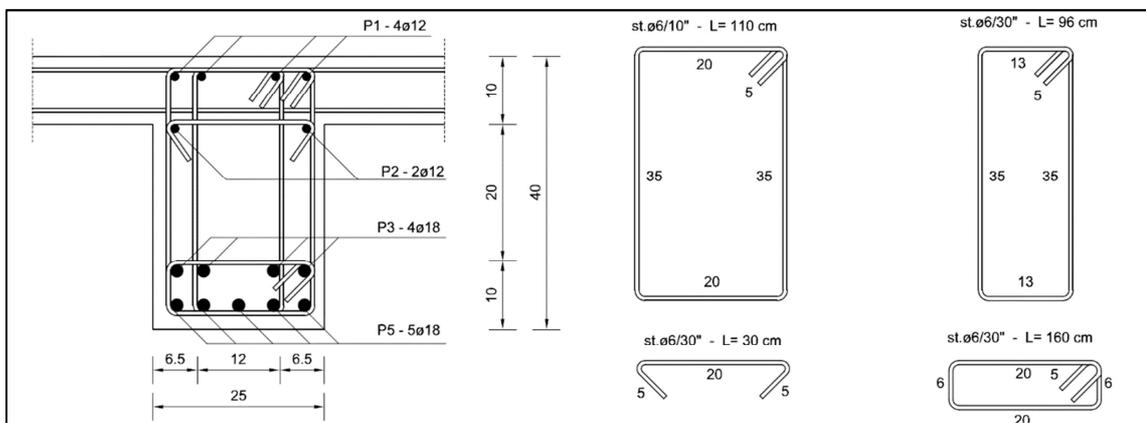


Figura 92 - Sezione e distinta armature della trave in c.c.a. tipo.

Il calcolo delle barre d'armatura resistenti è stato effettuato mediante l'utilizzo del software *VcaSlu* sviluppato dal Prof. Pietro Gelfi dell'Università di Brescia, utilizzando un calcestruzzo di classe C28/35 ed una acciaio per armatura B450C (vedi Figura 93).

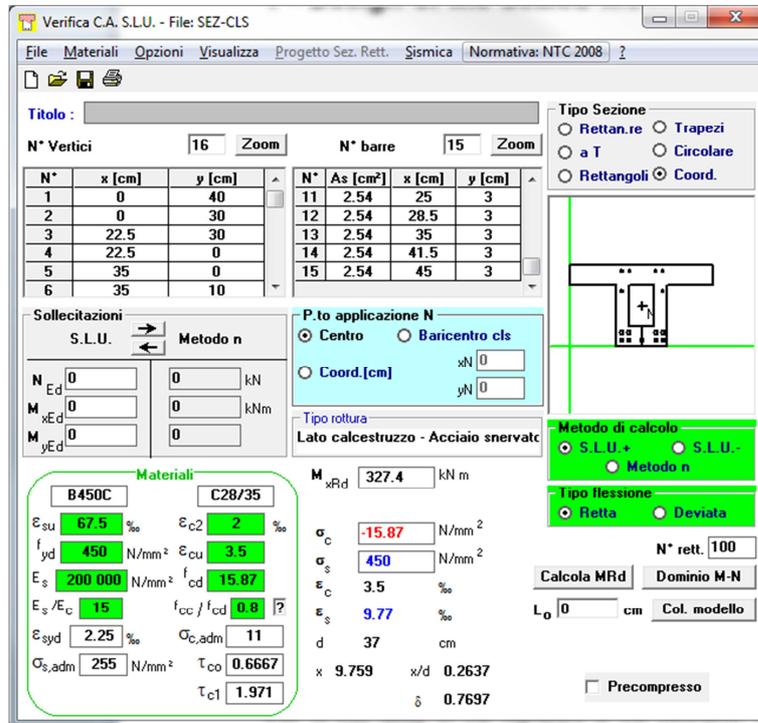


Figura 93 - Momento ultimo per la trave in c.c.a. mediante l'utilizzo del software *VcaSlu*.

Il momento resistente totale dell'impalcato è dato dalla somma dei momenti resistenti delle quattro travi ( $M_{Rd}=1308$  kNm). La forza massima che porta al collasso l'impalcato è ottenuta semplicemente invertendo la relazione che fornisce il momento massimo per una trave semplicemente appoggiata soggetta a forza concentrata ( $F_{max}=828$  kN). Nel calcolo della forza massima è stato considerato anche il peso proprio.

La resistenza al taglio è stata calcolata combinando la resistenza al taglio del calcestruzzo a quella delle barre d'armatura mediante le seguenti relazioni fornite dalle norme vigenti (D.M. 14/01/2008 2008; Circolare 02/02/2009 n. 617 2009) :

$$V_{Rd,C} = 0.18k(100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}}b_w d = 200 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,S} = 0.9d \frac{A_s}{S} f_{yd} = 388 \text{ kN}$$

## 5.2. IMPALCATO A SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Il modello dell'impalcato a sezione mista è stato progettato mantenendo inalterate le proprietà geometriche (impalcato formato da una soletta in calcestruzzo portata da tre travi in acciaio). L'impalcato è formato da un'unica campata di 6.00 m ed una sezione trasversale di 3.00 m (vedi Figura 94).

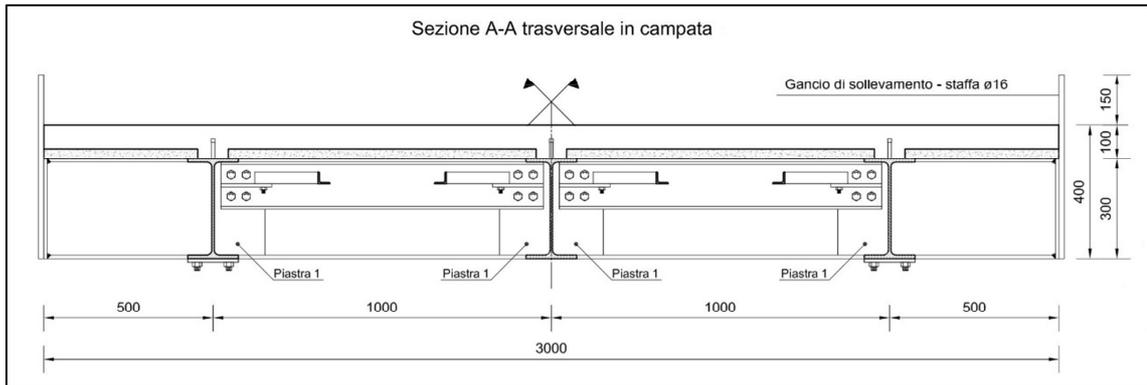


Figura 94 - Sezione trasversale del modello del ponte con impalcato sezione mista.

Per le travi longitudinali dell'impalcato sono stati considerati profili IPE300 casse s275. Il calcolo della capacità resistente ultima della sezione mista acciaio-calcestruzzo è stato eseguito mediante l'utilizzo del software *Profili\_v6* del Prof. Piero Gelfi dell'Università di Brescia (vedi Figura 95).

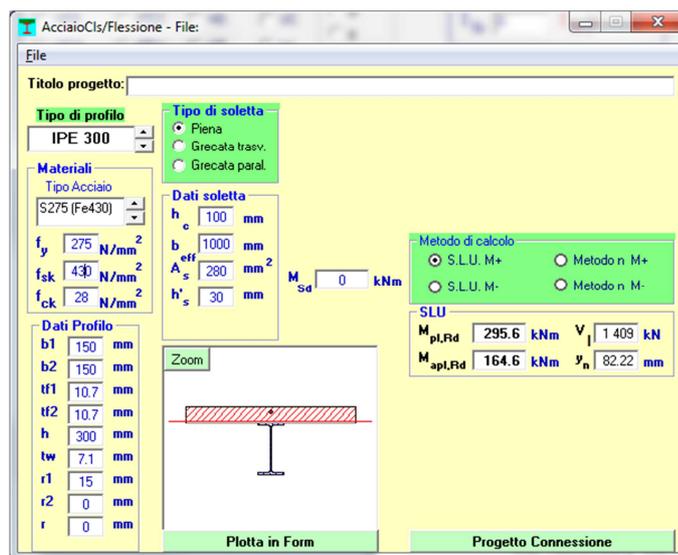


Figura 95 - Momento resistente ultimo per la sezione mista acciaio-calcestruzzo mediante l'utilizzo del software *Profili\_v6*.

Il momento resistente totale dell'impalcato è dato dalla somma dei momenti resistenti delle travi principali. Analogamente al modello in c.c.a. del paragrafo precedente, la forza massima che porta l'impalcato al collasso è ottenuta invertendo la relazione che fornisce il momento massimo per una trave semplicemente appoggiata soggetta a forza concentrata ( $F_{\max}=590 \text{ kN}$ ).

La capacità resistente a taglio per la sezione composta risulta  $V_{Rd}=4227 \text{ kN}$ .

Al fine di simulare un danno concentrato sull'impalcato a sezione mista, le travi principali in acciaio sono state progettate considerando una connessione imbullonata ad un terzo della luce, così da poterla allentare prima di eseguire le analisi (vedi Figura 96). Queste connessioni sono state progettate in modo da ripristinare la capacità a flessione e taglio della trave continua.

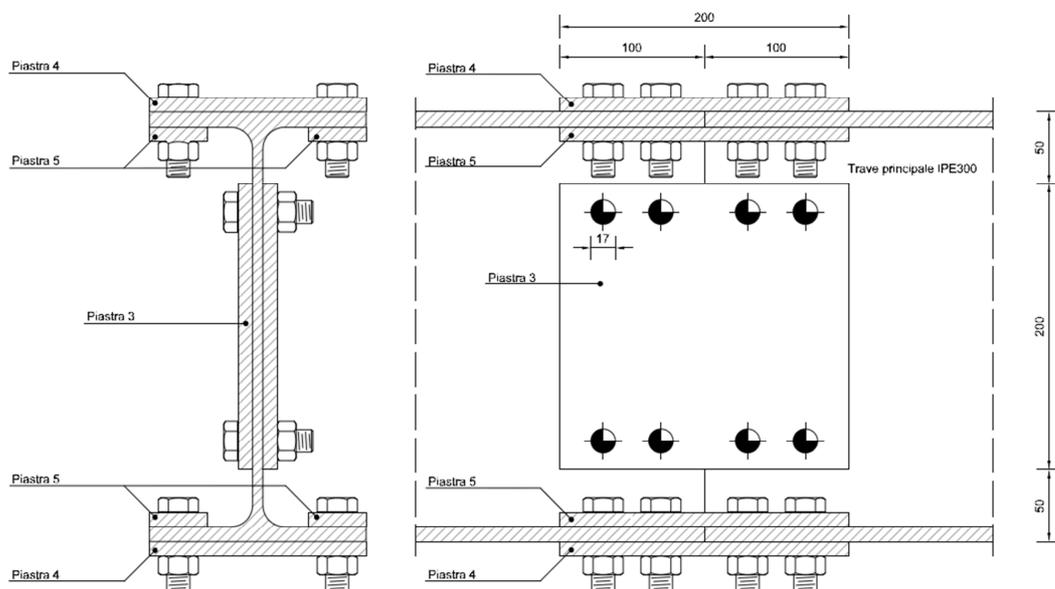


Figura 96 - Connessione bullonata realizzata per simulare i danni concentrati sulle travi principali dell'impalcato a sezione mista.

### 5.3. SPALLE E FONDAZIONI SU PALI

I due modelli di impalcato sono stati progettati per essere costruiti a terra ed, una volta maturato il calcestruzzo, sollevati mediante ganci ed appoggiati sulle spalle. In questo modo si riducono i tempi di realizzazione per spalle, fondazioni e impalcato.

Le spalle sono state realizzate su un'unica trave continua di fondazione al fine di ridurre i costi di realizzazione, mantenendole però separate fra loro per evitare ogni possibile interazione tra in due impalcato durante le analisi (vedi Figura 97).

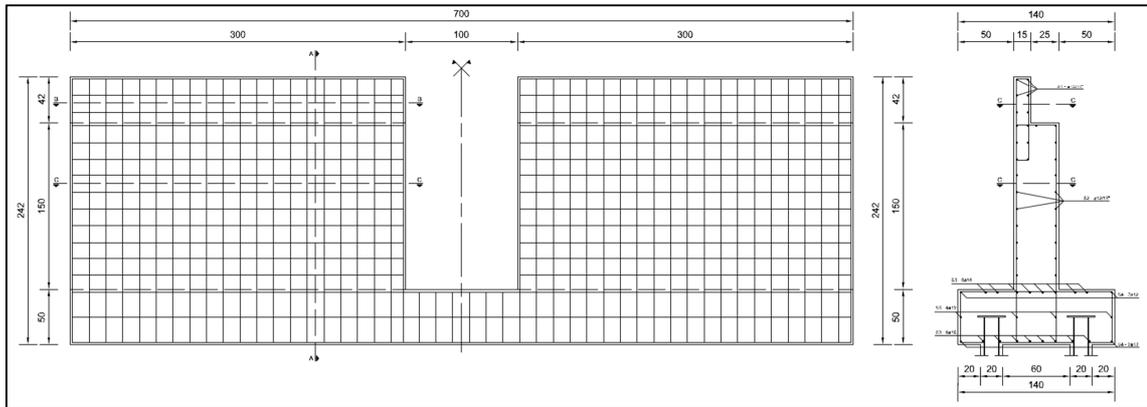


Figura 97 - Prospetto, sezione e armature per la spalla dell'impalcato.

Le due travi di fondazione appoggiano su 6 micropali di 6.00 m di lunghezza, in modo da fornire la massima rigidezza durante le analisi dinamiche. Il micropalo è del tipo TUBIFIX: con diametro nominale di 200 mm, diametro del tubo in acciaio 127 mm e spessore di 5 mm (vedi Figura 98).

La capacità portante del singolo palo è stata calcolata utilizzando la seguente relazione:

$$Q_{lim,P} = \frac{\pi \alpha D L C_u}{\gamma_R} = 132 \text{ kN}$$

Dove:

- $\alpha D$ : Diametro effettivo del palo, con  $\alpha = 1.2$ .
- $L$ : Lunghezza del palo.
- $C_u=50$  kPa: Coesione del terreno in condizione non drenata.
- $\gamma_R$ : Fattore di sicurezza.

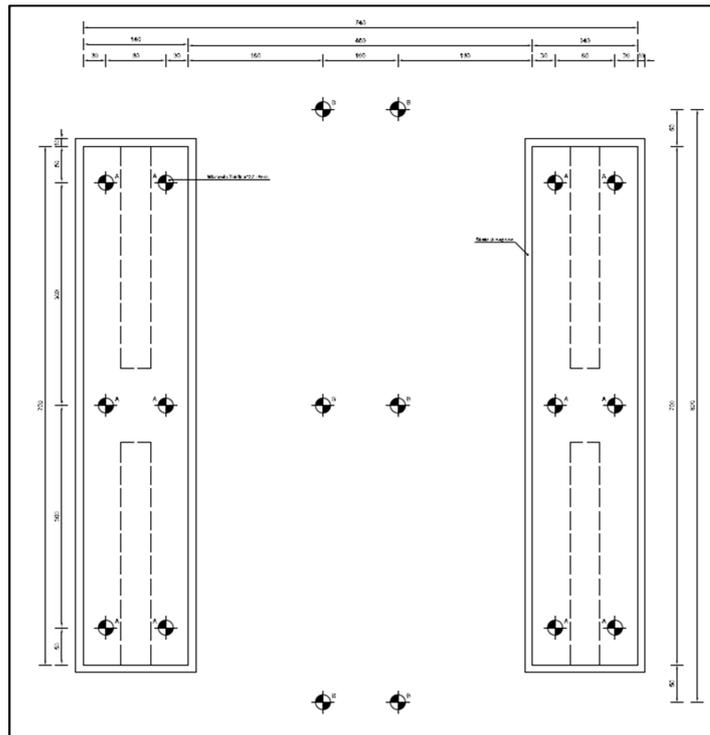


Figura 98 - Planimetria delle fondazioni.

In accordo con la teoria di Terzaghi (Viggiani 1993), la capacità resistente del terreno al livello della trave di fondazione è data da:

$$Q_{lim,F} = \frac{5.14C_u}{\gamma_R} A_F$$

Dove  $A_F$  area della trave di fondazione a contatto con il terreno. La capacità del terreno è pari a  $Q_{lim}=1470$  kN, il peso di tutta la struttura ( $W=616$  kN) viene ripartito sulle due travi di fondazione esercitando una forza di 308 kN.

La capacità portante dei micropali e della trave di fondazione vengono combinate per determinare la capacità portante del sistema globale di fondazione (Viggiani 1993). Il coefficiente di sicurezza usato per la combinazione delle capacità portanti è  $\gamma_R = 2.3$ . La capacità portante del sistema di fondazione risulta quindi  $Q_{lim}=1670$  kN.

La forza applicata alle fondazioni è data dalla somma del peso totale delle spalle, dei due impalcati e del carico che verrà applicato per danneggiare il singolo impalcato:

$$F_{tot} = \frac{W + F_{max}}{2} = 722 \text{ kN}$$

Il sistema di caricamento è sorretto da 6 micropali TUBIFIX di lunghezza 10.00 m (vedi Figura 98). In base alle considerazioni precedenti la capacità portante di ogni micropalo risulta  $Q_{lim}=220$  kN e la forza applica al singolo impalcato  $F_{max}=880$  kN.

In allegato alla tesi di laurea sono riportati gli elaborati grafici realizzati.



## Capitolo 6. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di tesi, svolto all'interno del "Progetto SHAPE (acronimo di *Safety, Hazard, and Poly-harmonic Evaluation*) facente parte della Call INFRAVATION del programma ERA-NET della Comunità Europea", è stato presentato un nuovo metodo per la determinazione del danno localizzato basato sull'analisi delle frequenze proprie ottenute dal monitoraggio delle vibrazioni dei ponti stradali.

Nella prima parte dell'elaborato viene riportata una breve descrizione dei caratteri comuni ai ponti in muratura, alle principali tipologie di danneggiamento a cui sono soggetti e alle tecniche di monitoraggio. Questa breve descrizione risulta necessaria al fine di comprendere la terminologia e le principali motivazioni che hanno portato allo studio di una tecnica di individuazione del danno. La parte introduttiva termina con l'illustrazione del processo di identificazione dinamica, che rappresenta il passaggio fra il monitoraggio della struttura e la determinazione delle caratteristiche dinamiche, ed una panoramica di quelle che sono le principali tecniche di identificazione della posizione del danno esistenti, basate sulla analisi delle vibrazioni e sull'analisi del segnale.

In una prima fase del Capitolo 3 sono stati analizzati i risultati delle analisi modali effettuate su modelli bidimensionali di trave semplicemente appoggiata a sezione rettangolare, rappresentativi delle travi utilizzate negli impalcati in calcestruzzo armato. L'attenzione è stata rivolta ai problemi legati all'eccentricità dei vincoli che causa la formazione di forme modali miste, ovvero genera interazione fra vibrazione flessionale

ed assiale (vedi paragrafo 3.1.1). Lo studio del danno localizzato è stato analizzato sull'ipotesi di distacco di elementi dall'intradosso della trave modello, la simulazione di questo tipo di danneggiamento è stata sviluppata rimuovendo parte della *mesh* in posizioni scelte arbitrariamente.

Lo studio effettuato sulla variazione delle frequenze proprie di vibrazione ha rivelato una stretta relazione fra la posizione del danno e l'andamento della variazione di frequenza che rimane invariata per tutti i modelli relativi ad una stessa posizione del danno.

Come ci si aspetterebbe, infatti, la variazione di frequenza dipende dall'incremento di danno ed è bassa tanto più il danno è vicino ad un punto di flesso della forma modale, dove la curvatura flessionale della trave è zero. Questo ha portato alla definizione di spettri di variazione di frequenza che caratterizzano la posizione del danneggiamento.

Queste considerazioni hanno portato alla definizione del metodo di identificazione presentato in questo lavoro di tesi, basato sulla costruzione di una funzione  $\delta(X_D)$  utilizzando esclusivamente le forme modali e le variazioni di frequenza propria. La ricerca del minimo della funzione fornisce la posizione del danno.

Dalla applicazione del metodo a modelli semplificati sono state sviluppate le seguenti conclusioni:

- È possibile utilizzare le forme modali relative al modello di riferimento non danneggiato per la costruzione della funzione di minimo, in quanto non si hanno grandi variazioni delle funzioni di forma nel passaggio dalla configurazione iniziale a quella danneggiata (vedi paragrafo 3.3.1).
- La scelta delle forme modali da considerare per la funzione  $\delta(X_D)$  risulta preponderante. Dai risultati riportati al paragrafo 3.3.2, utilizzando le prime quattro forme modali a flessione (scartando quindi il modo misto 3) è possibile determinare la posizione del danno con un errore medio pari al 8%.
- Per il caso di una trave da ponte semplicemente appoggiata si ottengono buoni risultati anche con l'utilizzo delle funzioni modali approssimate. Questo perché le prime quattro forme modali a flessione relative ai modi 1-2-4-5 (il modo 3 è relativo ad una forma modale mista) risentono poco dell'influenza dei vincoli e risultano pressoché identiche alle funzioni sinusoidali teoriche.

Il metodo proposto è applicabile con ottimi risultati anche considerando solo i primi due modi di vibrare flessionali. Da cui si ricava la relazione analitica proposta al paragrafo 3.3. Nella seconda parte del lavoro di tesi, il metodo proposto è stato testato su modelli

più complessi che tengono conto della tridimensionalità del problema, oltre alle variazioni sezionali e di materiali degli elementi che lo compongono. Come caso di studio è stato considerato il ponte ad arco in muratura situato nel comune di *San Marcello Pistoiese (PT)*, le cui caratteristiche meccaniche e di vincolamento del ponte sono relative ad un precedente studio effettuato sul medesimo ponte (Pelà 2005).

Lo studio del danno è stato focalizzato sull'ipotesi di distacco di elementi dell'intradosso del arco centrale del modello (*armille*). Dai grafici riportati nel paragrafo 4.2.1 e 4.2.2 si riconosce un andamento simile della variazione di frequenza per tutti i modelli riferiti ad una medesima posizione del danneggiamento. E' quindi possibile affermare che, anche per un caso complesso come può essere il modello di un ponte ad arco in muratura, è possibile definire con buona approssimazione uno spettro delle variazioni di frequenza che caratterizza la posizione del danno sull'intradosso dell'arco centrale.

Le forme modali relative al solo arco centrale sono state estrapolate per i nodi appartenenti alla mezzeria dell'intradosso. Questo è stato possibile grazie alla ipotesi semplificativa di considerare il danno per tutta la profondità dell'intradosso dell'arco, mantenendo così l'asse *X* come asse di simmetria del modello tridimensionale del ponte.

L'applicazione del metodo non ha portato risultati positivi con le varie combinazioni di forme modali considerate (vedi paragrafo 4.2.2). Questo può essere dovuto a molti fattori, in *primis* alla grande complessità del caso di studio del ponte di *San Marcello Pistoiese (PT)*. La complessa geometria, ma soprattutto la disposizione dei vincoli generano forme modali miste fra vibrazione assiale, flessionale e torsionale facendo saltare le ipotesi alla base dell'applicazione del metodo di individuazione del danno. Inoltre, la valutazione delle funzioni di forma estrapolate dall'estradosso dell'arco (vedi Tabella 10, paragrafo 4.2.2) mostra come non risultino funzioni di forma compatibili con i primi 4 modi di vibrare del modello di Eulero-Bernoulli.

Allo scopo di semplificare il comportamento del ponte è stato realizzato un modello bidimensionale dello stesso. Il modello è stato realizzato omogeneizzando le caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono il ponte.

La realizzazione del modello bidimensionale ha semplificato il problema eliminando i modi di vibrare fuori dal piano (x,y), ma le forme modali estratte dall'estradosso dell'arco rimangono invariate. Applicando il metodo di individuazione rimangono quindi invariati i problemi legati alla scelta delle forme modali da utilizzare. Tuttavia la

realizzazione preliminare di un modello 2D omogeneizzato ha dimostrato una perfetta aderenza con le frequenze modali dei principali modi di vibrare nel piano. L'utilizzo di un modello bidimensionale può escludere dalla scelta dei modi di vibrare quelli affetti da componenti torsionali o di flessione fuori dal piano, nonostante i problemi legati all'interazione con le vibrazioni assiali rimangano invariati.

Infine sono state studiate le variazioni di frequenza dovute a danni distribuiti sull'arco centrale. I danni sono stati modellati considerando una riduzione del 50% del modulo elastico  $E$  delle armille dell'arco, mantenendo quindi la massa totale del modello inalterata. Quello che risulta è che:

- Nel caso di danni distribuiti su tutta lo sviluppo dell'arco non è possibile definire uno spettro di variazione di frequenza come nel caso di danni localizzati.
- I risultati ottenuti hanno però permesso di definire dei limiti di estensione del danno per testare il metodo di determinazione. Ovvero risulta che per un danno distribuito su un quarto dello sviluppo dell'arco la variazione delle frequenze inizia ad essere regolare con l'aumento della profondità del danno, ed è quindi possibile definire uno spettro di variazione delle frequenze.

Parallelamente allo sviluppo di modelli numerici per l'applicazione del metodo di individuazione del danno presentato, sono stati redatti gli elaborati grafici relativi alla progettazione di due ponti modello all'interno del *progetto SHAPE*. Questi, una volta realizzati, saranno finalizzati ad analisi dinamiche sperimentali e allo studio delle variazioni dei parametri dinamici dovute ai danneggiamenti. Permetteranno anche di studiare il metodo presentato su di essi, e di migliorare e ridefinire le ipotesi sulla scelta delle forme modali da utilizzare per la determinazione del danno.

## BIBLIOGRAFIA

- Abdel Wahab, M.M. & De Roeck, G., 1999. Damage Detection in Bridges Using Modal Curvatures: Application to a Real Damage Scenario. *Journal of Sound and Vibration*, 226(2), pp.217–235. Available at: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X99922952>.
- Aprile, A., Pelà, L. & Benedetti, A., 2006. Analisi Pushover di Ponti in Muratura. *Ponti e Viadotti: Aspetti Progettuali, Strutturali e di Manutenzione*, p.[In Italian].
- Blasi, C., Collini, L. & Garziera, R., IDENTIFICAZIONE DINAMICA DELLE CARATTERISTICHE STRUTTURALI DI UN ANTICO CASTELLO NELLA PROVINCIA DI PIACENZA. , pp.1–8.
- Cerri, M.N. & Vestroni, F., 2000. Detection of Damage in Beams Subjected to Diffused Cracking. *Journal of Sound and Vibration*, 234(2), pp.259–276. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0022460X99928870>.
- Chang, C.C. & Sun, Z., 2005. Structural damage localization using spatial wavelet packet signature. *Smart Structures and Systems*, 1(1), pp.29–46. Available at: [http://www.koreascience.or.kr/article/ArticleFullRecord.jsp?cn=KJKHFZ\\_2005\\_v1n1\\_29](http://www.koreascience.or.kr/article/ArticleFullRecord.jsp?cn=KJKHFZ_2005_v1n1_29) [Accessed May 29, 2016].
- CIMNE, 2002. GiD: the personal pre and post-processor. Available at: <http://gid.cimne.upc.es>.
- Circolare 02/02/2009 n. 617, 2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Coifman, R.R. & Wickerhauser, M.V., 1992. Entropy-based algorithms for best basis

- selection. *IEEE Transactions on Information Theory*, 38(2), pp.713–718. Available at: <http://ieeexplore.ieee.org/articleDetails.jsp?arnumber=119732> [Accessed May 29, 2016].
- Cruz, P.J.S. & Salgado, R., 2009. Performance of Vibration-Based Damage Detection Methods in Bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 24(1), pp.62–79. Available at: <http://doi.wiley.com/10.1111/j.1467-8667.2008.00546.x>.
- D.M. 14/01/2008, 2008. Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- EN 12390-13:2013, 2013. Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression.
- EN 772-1:2011, 2011. Methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength.
- Fabbrocino, G., Rainieri, C. & Verderame, G.M., L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti. , pp.1–15. Available at: [http://www.reluis.it/doc/pdf/Pubblicazioni/Bari\\_Fabbrocino.pdf](http://www.reluis.it/doc/pdf/Pubblicazioni/Bari_Fabbrocino.pdf).
- Furlan, M., 2015. *Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio* , Verona. Università degli Studi di Padova.
- G+D Computing, 2016. Straus7. Available at: <http://www.straus7.com/>.
- Maeck, J., 2003. *Damage assessment of civil engineering structures by vibration monitoring*. Catholic University of Leuven, Leuven, Belgium. Available at: <https://lirias.kuleuven.be/handle/123456789/212296> [Accessed May 25, 2016].
- Mallat, S., 1999. *A Wavelet Tour of Signal Processing* Second Edi. P. Academic, ed., Available at: <https://books.google.com/books?hl=it&lr=&id=hbVOfWQNtB8C&pgis=1> [Accessed May 29, 2016].
- Ndambi, J.-M., Vantomme, J. & Harri, K., 2002. Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives. *Engineering Structures*, 24(4), pp.501–515. Available at: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029601001171> [Accessed May 25, 2016].
- Pandey, A.K., Biswas, M. & Samman, M.M., 1991. Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145(2), pp.321–332. Available at: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0022460X9190595B> [Accessed March 21, 2016].

- 
- Pelà, L., 2005. *COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA VULNERABILITA ' SISMICA DI UN PONTE STRADALE AD ARCO*. Università degli Studi di Ferrara.
- Pelà, L., Aprile, A. & Benedetti, A., 2009. Seismic assessment of masonry arch bridges. *Engineering Structures*, 31(8), pp.1777–1788. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.012>.
- Petrangeli, M.P., 1998. *Progettazione e costruzione di ponti: con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti* IV edizion. C. E. Ambrosiana, ed., Available at: [https://scholar.google.it/scholar?q=petrangeli+progettazione+e+costruzione+di+ponti&btnG=&hl=it&as\\_sdt=0%2C5#1](https://scholar.google.it/scholar?q=petrangeli+progettazione+e+costruzione+di+ponti&btnG=&hl=it&as_sdt=0%2C5#1).
- Radice, J.J., 2012. On the effect of local boundary condition details on the natural frequencies of simply-supported beams: Eccentric pin supports. *Mechanics Research Communications*, 39(1), pp.1–8. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.mechrescom.2011.08.007>.
- Venturato, M., 2011. *INTERVENTI DI RINFORZO PER PONTI AD ARCO IN MURATURA*. Università degli Studi di Padova.
- Viggiani, C., 1993. *Fondazioni* Hevelius, ed., Available at: <https://scholar.google.it/scholar?hl=it&q=viggiani+fondazioni&btnG=&lr=#0> [Accessed June 6, 2016].
- Viola, E., 2001. *Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture (Volume secondo: Sistemi continui)* P. Editrice, Bologna, ed.,



## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Nomenclatura del ponte in muratura (Pelà et al. 2009). .....	9
Figura 2 - Esempio di distacco dell'arco (Venturato 2011).....	10
Figura 3 - Esempio di fessure ad andamento longitudinale rispetto alla generatrice dell'arco (Venturato 2011).....	11
Figura 4 - Esempio di porzione di muratura mancante.....	12
Figura 5 - Esempio di polverizzazione dell'arco del ponte. ....	13
Figura 6 - Esempio di esfoliazione della muratura (Venturato 2011). ....	13
Figura 7 - Schema di funzionamento di un accelerometro piezoelettrico (Furlan 2015). .....	17
Figura 8 - Schema di funzionamento di un accelerometro capacitivo (Furlan 2015).....	17
Figura 9 - Schema del processo di identificazione dinamica sperimentale (Blasi et al. n.d.). ....	19
Figura 10 - WPT al 3° livello di decomposizione. ....	25
Figura 11 - Modello di trave da ponte. ....	28
Figura 12 - Modo 3 per la trave con vincoli ideali. ....	30
Figura 13 - Modo 3 per la trave con vincoli eccentrici.....	30
Figura 14 - Modelli utilizzati per le analisi: Tr_2D_1.25m (a), Tr_2D_1.80m (b) e Tr_2D_2.60m (c). ....	31
Figura 15 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 25 mm e larghezza variabile. ....	32
Figura 16 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 50 mm e larghezza variabile. ....	32

Figura 17 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 75 mm e larghezza variabile.....	33
Figura 18 - Variazione delle frequenze per un danno di 500 mm di larghezza e altezza variabile.....	33
Figura 19 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 25 mm e larghezza variabile.....	34
Figura 20 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 50 mm e larghezza variabile.....	34
Figura 21 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 75 mm e larghezza variabile.....	35
Figura 22 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 25 mm e larghezza variabile.....	35
Figura 23 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 50 mm e larghezza variabile.....	36
Figura 24 - Variazione delle frequenze per un danno di altezza 75 mm e larghezza variabile.....	36
Figura 25 - Spettro della variazione di frequenza per i modelli con danno a 1,25 m. ....	38
Figura 26 - Spettro della variazione di frequenza per i modelli con danno a 1,80 m. ....	38
Figura 27 - Spettro della variazione di frequenza per i modelli con danno a 2,60 m. ....	39
Figura 28 - Modello di trave adottato (Cerri & Vestroni 2000).....	39
Figura 29 - Funzioni di forma sinusoidali per la trave.....	42
Figura 30 - Determinazione del danno per il modello Tr_2D_1.25m_50x500 per i modi 1-2-3-4.....	43
Figura 31 - Determinazione del danno per il modello Tr_2D_1.80m_50x500, per i modi 1-2-3-4.....	43
Figura 32 - Determinazione del danno per il modello Tr_2D_2.60m_50x500, per i modi 1-2-3-4.....	44
Figura 33 - Determinazione del danno per il modello Tr_2D_1.25m_50x500, modi 1-2-4-5.....	45
Figura 34 - Determinazione del danno per il modello Tr_2D_1.80m_50x500, per i modi 1-2-4-5.....	45
Figura 35 - Determinazione del danno per il modello Tr_2D_2.60m_50x500, per i modi 1-2-4-5.....	46
Figura 36 - Variazione della funzione di forma relativa al modo 1. ....	47

Figura 37 - Variazione della funzione di forma relativa al modo 1.....	47
Figura 38 - Confronto fra modo 1 ottenuto dal modello numerico e il corrispondente modo ottenuto dalla relazione sinusoidale semplificata. ....	50
Figura 39 - Confronto fra modo 2 ottenuto dal modello numerico e il corrispondente modo ottenuto dalla relazione sinusoidale semplificata. ....	50
Figura 40 - Determinazione del danno con f. di forma reali per il modello Tr_2D_1.25_50x500 per i modi 1-2-3-4. ....	51
Figura 41 - Determinazione del danno con f. di forma reali per il modello Tr_2D_1.80_50x500, per i modi 1-2-3-4. ....	51
Figura 42 - Determinazione del danno con f. di forma reali per il modello Tr_2D_2.60_50x500, per i modi 1-2-3-4. ....	52
Figura 43 - Determinazione del danno con f. di forma reali per il modello Tr_2D_1.25_50x500 per i modi 1-2-4-5. ....	53
Figura 44 - Determinazione del danno con f. di forma reali per il modello Tr_2D_1.80_50x500, per i modi 1-2-4-5. ....	53
Figura 45 - Determinazione del danno con f. di forma reali per il modello Tr_2D_2.60_50x500, per i modi 1-2-4-5. ....	54
Figura 46 - Vista del ponte (Pelà et al. 2009). ....	58
Figura 47 - Particolare dell'intradosso dell'arco centrale (Pelà et al. 2009). ....	58
Figura 48 - Particolare dell'arco centrale (Pelà et al. 2009). ....	59
Figura 49 - Stemma in pietra del Comune sul parapetto del ponte (Pelà et al. 2009). ...	60
Figura 50 - Prospetto e sezione longitudinale (Pelà et al. 2009). ....	62
Figura 51 - Sezione e individuazione degli elementi strutturali (Pelà et al. 2009). ....	62
Figura 52 - Sezione longitudinale e individuazione degli elementi strutturali (Pelà et al. 2009). ....	63
Figura 53 - Provini cilindrici sottoposti alle prove (Pelà et al. 2009). ....	64
Figura 54 - Disposizione dei comparatori di spostamento per la determinazione del modulo elastico (Pelà et al. 2009). ....	65
Figura 55 - Modello FEM del ponte di San Marcello Pistoiese. ....	67
Figura 56 - Posizione dei danni sull'arco centrale: modello 3D_L1_30x70 (a), modello 3D_L2_30x70 (b), modello 3D_L3_30x70 (c). ....	71
Figura 57 - Variazione delle frequenze proprie per il modello 3D_L1_15x70, 3D_L1_30x70, 3D_L1_75x70, 3D_L1_120x70. ....	72

Figura 58 - Variazione delle frequenze proprie per il modello 3D_L2_15x70, 3D_L2_30x70, 3D_L2_75x70, 3D_L2_120x70.....	72
Figura 59 - Variazione delle frequenze proprie per il modello 3D_L3_15x70, 3D_L3_30x70, 3D_L3_75x70, 3D_L3_120x70.....	73
Figura 60 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_L1. ....	75
Figura 61 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_L2. ....	75
Figura 62 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_L3. ....	75
Figura 63 - Deformate relative al modo 9: modello di riferimento (a), modello 3D_L2_120x70.....	76
Figura 64 - Nodi selezionati per l'estrapolazione delle forme modali dell'arco centrale. ....	77
Figura 65 - Sistemi di riferimento e moti rigidi dell'arco. ....	78
Figura 66 - Sovrapposizione dell'arco in configurazione iniziale e deformata. ....	79
Figura 67 - Forme modali considerate per l'applicazione del metodo.....	80
Figura 68 - Determinazione del danno per il modello 3D_L1_75x70. ....	81
Figura 69 - Determinazione del danno per il modello 3D_L2_75x70. ....	81
Figura 70 - Determinazione del danno per il modello 3D_L3_75x70. ....	82
Figura 71 - Forme modali considerate per l'applicazione del metodo.....	83
Figura 72 - Determinazione del danno per il modello 3D_L1_75x70. ....	84
Figura 73 - Determinazione del danno per il modello 3D_L2_75x70. ....	84
Figura 74 - Determinazione del danno per il modello 3D_L3_75x70. ....	85
Figura 75 - Posizione dei danni sull'arco centrale del ponte: 3D_L1-3 (a), 3D_L2-3 (b), 3D_L3-3 (c), 3D_L4-3 (d), 3D_L5-3 (e). ....	87
Figura 76 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D_L1.....	88
Figura 77 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D_L2.....	89
Figura 78 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D_L3.....	89
Figura 79 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D_L4.....	90
Figura 80 - Variazioni di frequenza per i modelli 3D_L5.....	90
Figura 81 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_D1.....	91

---

Figura 82 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_D2. ....	91
Figura 83 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_D3. ....	92
Figura 84 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_D4. ....	92
Figura 85 - Normalizzazione al valore massimo delle variazioni di frequenza per i modelli 3D_D5. ....	93
Figura 86 - Sezione del ponte: modello tridimensionale (a), sezione equivalente omogenizzata (b).....	94
Figura 87 - Suddivisione del prospetto del ponte in regioni.....	95
Figura 88 - Modello 2D realizzato con il software GiD.....	95
Figura 89 - Prospetto e sezione longitudinale del modello del ponte.....	97
Figura 90 - Pianta e sezione longitudinale del ponte.....	98
Figura 91 - Sezione trasversale del modello del ponte con impalcato in c.c.a. ....	99
Figura 92 - Sezione e distinta armature della trave in c.c.a. tipo.....	99
Figura 93 - Momento ultimo per la trave in c.c.a. mediante l'utilizzo del software VcaSlu.....	100
Figura 94 - Sezione trasversale del modello del ponte con impalcato sezione mista...	101
Figura 95 - Momento resistente ultimo per la sezione mista acciaio-calcestruzzo mediante l'utilizzo del software Profili_v6. ....	101
Figura 96 - Connessione bullonata realizzata per simulare i danni concentrati sulle travi principali dell'impalcato a sezione mista.....	102
Figura 97 - Prospetto, sezione e armature per la spalla dell'impalcato. ....	103
Figura 98 - Planimetria delle fondazioni. ....	104

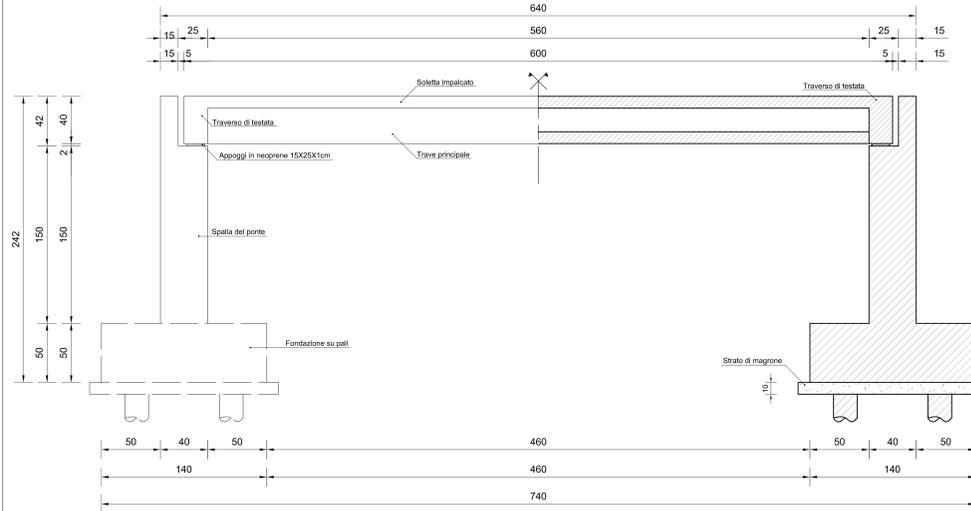


## ALLEGATO: ELABORATI GRAFICI

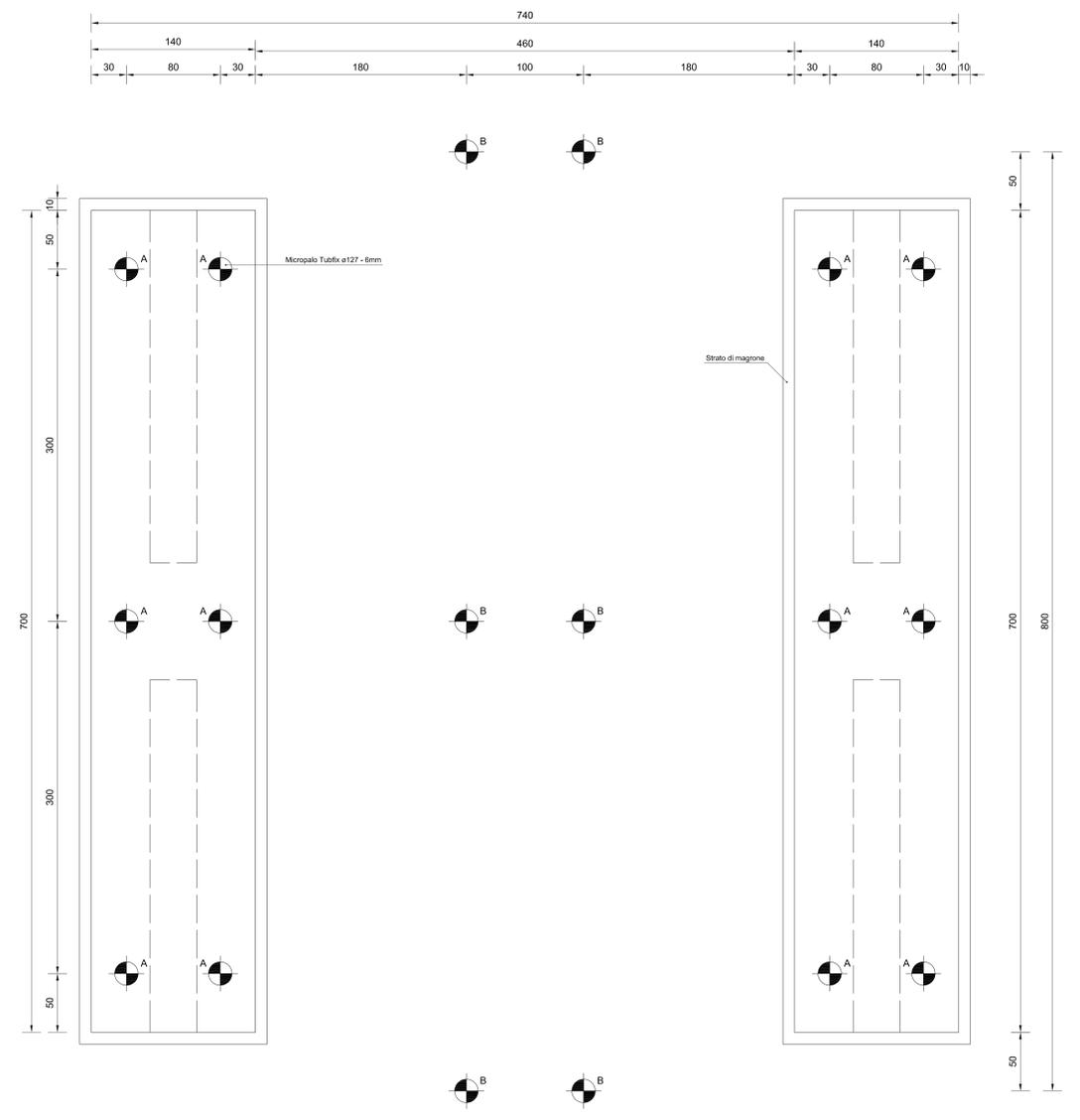
**CARATTERISTICHE MATERIALI**

CALCESTRUZZO				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
CALCESTRUZZO per Fondazioni				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
ACCIAIO per Armatura				
Classe di resistenza	B450C			
ACCIAIO per Carpenteria				
Classe di resistenza	S275			
Forature e coppie di serraggio BULLONI				
Simbolo	Diam. Bulloni	Diam. Foro	Classe Bulloni	Coppia di Serraggio
↻	M12	13mm	10.9	113 Nm
↻	M16	17mm	10.9	281 Nm
Diametro della barra (mm)		Diametro di minimo del mandrino (mm)		
ø6		24		
ø8		32		
ø12		48		
ø16		64		
ø18		126		

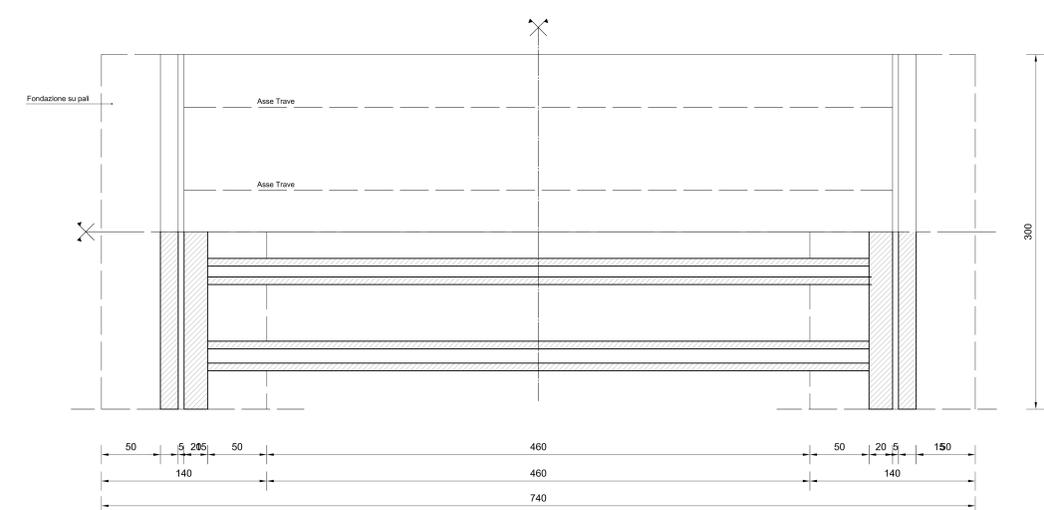
Prospetto e sezione longitudinale - scala 1:20



Pianta delle fondazioni - scala 1:20



Pianta e sezione longitudinale impalcato - scala 1:20



**D.I.C.A.M.**

Department of Civil, Chemical,  
Environmental and Material Engineering

University of Bologna

**Infravation**  
An Infrastructure Innovation Programme

SHAPE Project  
ERA-NET Program

Coordinator:  
Prof. Ing. Andrea Benedetti

Design:  
Pignagnoli Giacomo  
Diego Marastoni, Ph.D.

Subject:

Supports and Foundations:  
Table of the Reinforcement and Micropiles

Scale:

1:20

Ref:

SH2

**CARATTERISTICHE MATERIALI**

**CALCESTRUZZO**

Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ck}=35$ MPa
Classe di esposizione	XC3
Classe di consistenza	S4
Max rapporto A/C	0,50
Copriferro	20 mm

**CALCESTRUZZO per Fondazioni**

Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ck}=35$ MPa
Classe di esposizione	XC3
Classe di consistenza	S4
Max rapporto A/C	0,50
Copriferro	20 mm

**ACCIAIO per Armatura**

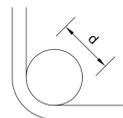
Classe di resistenza	B450C
----------------------	-------

**ACCIAIO per Carpenteria**

Classe di resistenza	S275
----------------------	------

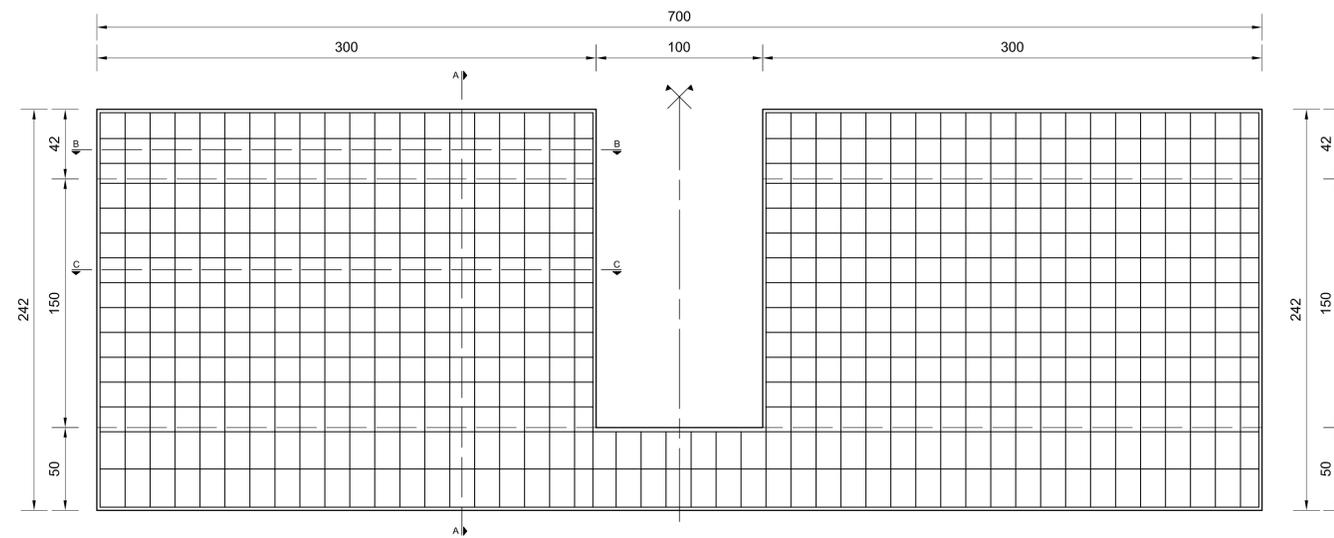
**Forature e coppie di serraggio BULLONI**

Simbolo	Diam. Bulloni	Diam. Foro	Classe Bulloni	Coppia di Serraggio
	M12	13mm	10.9	113 Nm
	M16	17mm	10.9	281 Nm

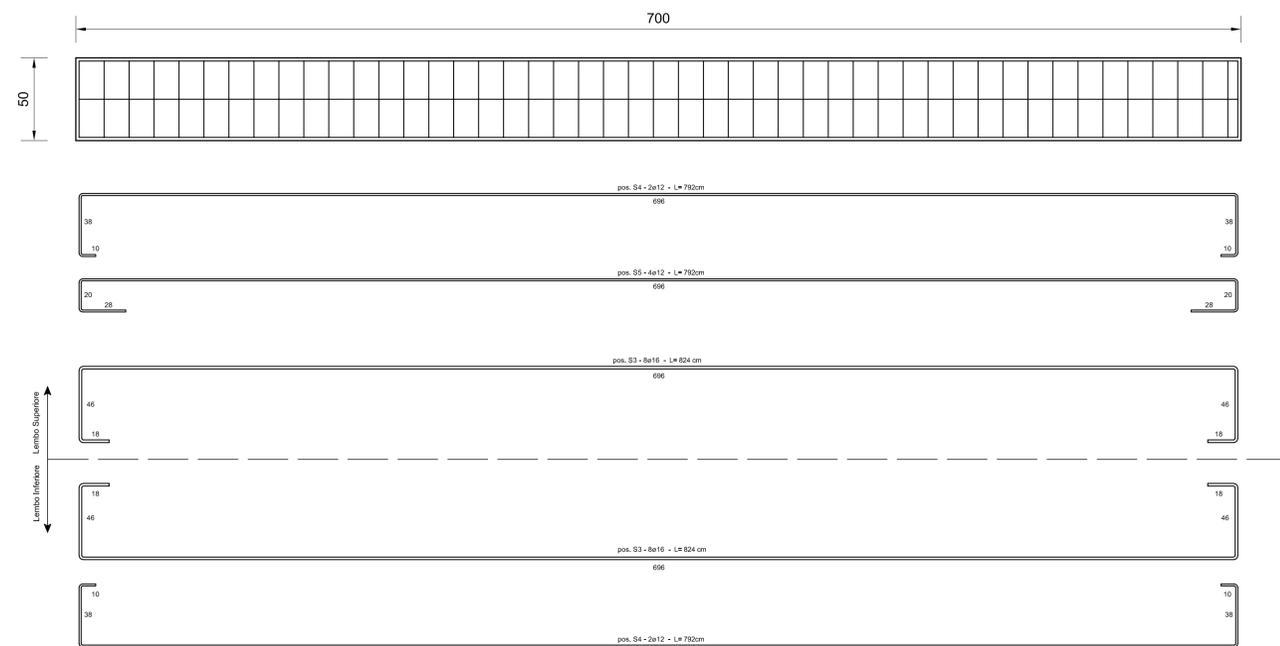


Diametro della barra (mm)	Diametro di minimo del mandrino (mm)
ø6	24
ø8	32
ø12	48
ø16	64
ø18	126

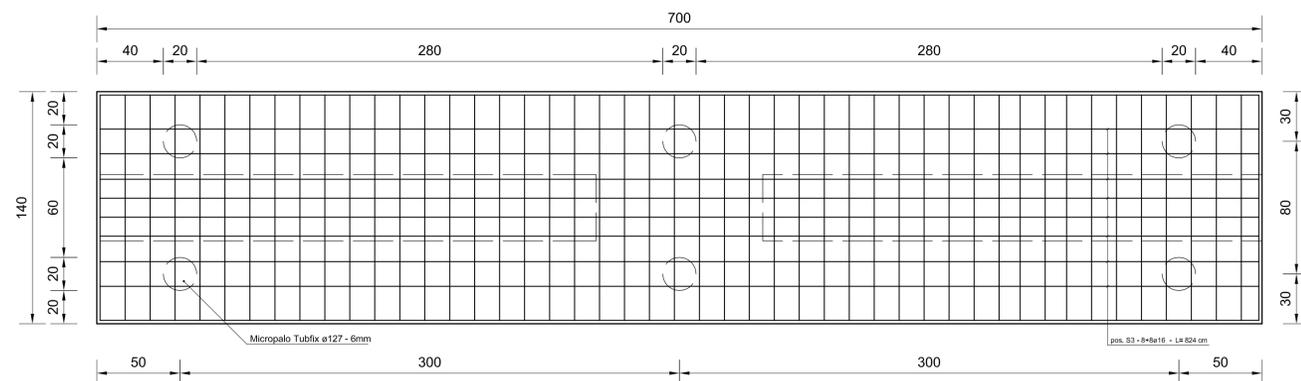
Spalla del ponte - scala 1:20



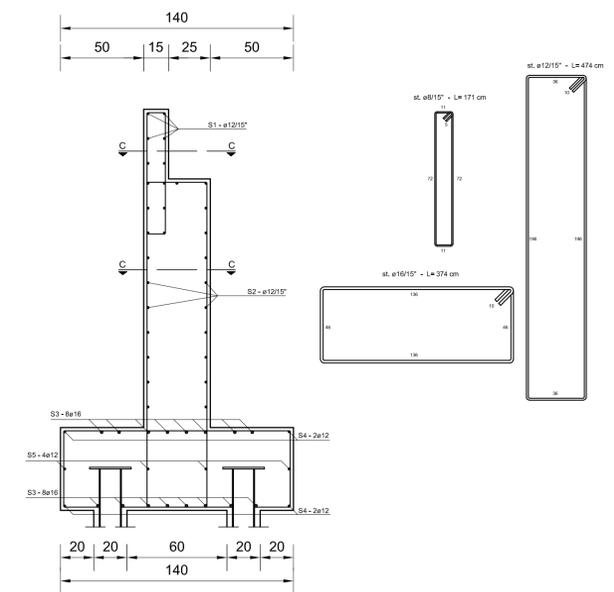
Distinta armature trave di fondazione - scala 1:20



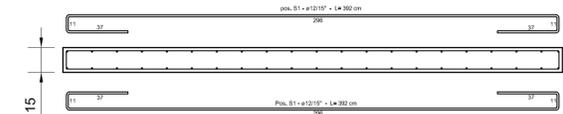
Pianta trave di fondazione - scala 1:20



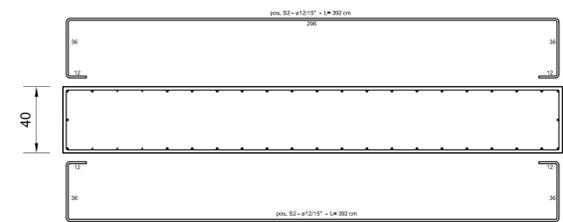
Sezione A-A - scala 1:10



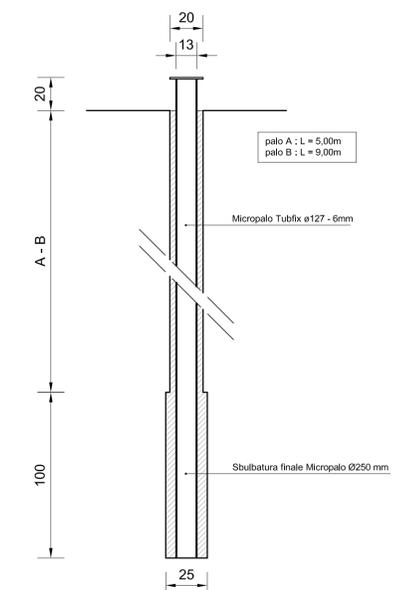
Sezione B-B - scala 1:20



Sezione C-C - scala 1:20



Micropalo Tubfix con bulbo in testa - scala 1:20



**D.I.C.A.M.**

Department of Civil, Chemical,  
Environmental and Material Engineering

University of Bologna

**Infravation**  
An Infrastructure Innovation Programme

SHAPE Project  
ERA-NET Program

Coordinator:  
Prof. Ing. Andrea Benedetti

Design:  
Pignagnoli Giacomo  
Diego Marastoni, Ph.D.

Subject:

Reinforced Concrete Bridge:  
Transversal Sections  
Table of the Reinforcement

Scale:

SET

Ref:

SH3

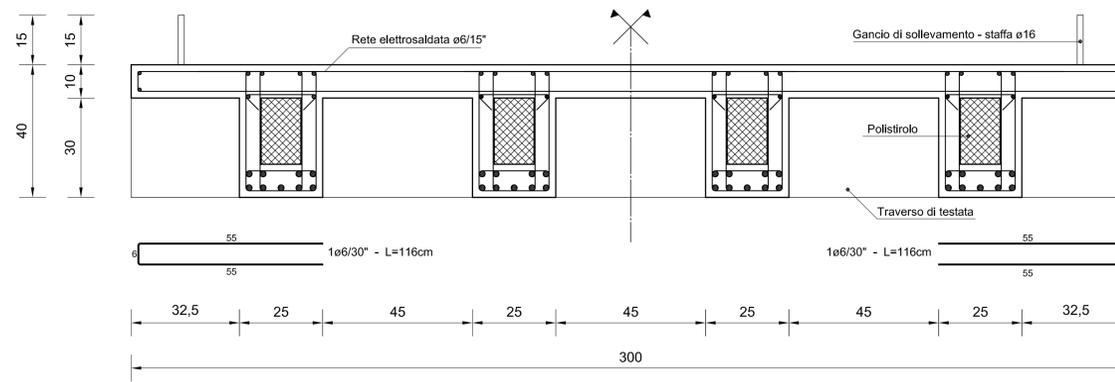
**CARATTERISTICHE MATERIALI**

CALCESTRUZZO				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
CALCESTRUZZO per Fondazioni				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
ACCIAIO per Armatura				
Classe di resistenza	B450C			
ACCIAIO per Carpenteria				
Classe di resistenza	S275			
Forature e coppie di serraggio BULLONI				
Simbolo	Diam. Bulloni	Diam. Foro	Classe Bulloni	Coppia di Serraggio
	M12	13mm	10.9	113 Nm
	M16	17mm	10.9	281 Nm

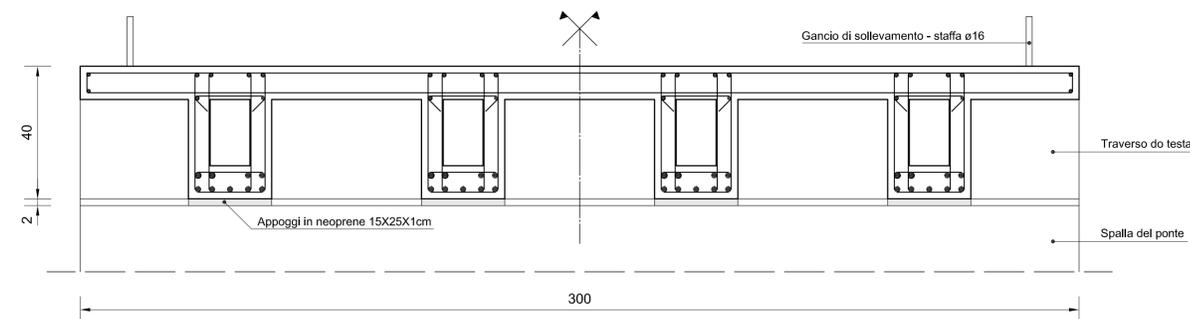
  

Diametro della barra (mm)	Diametro di minimo del mandrino (mm)
ø6	24
ø8	32
ø12	48
ø16	64
ø18	126

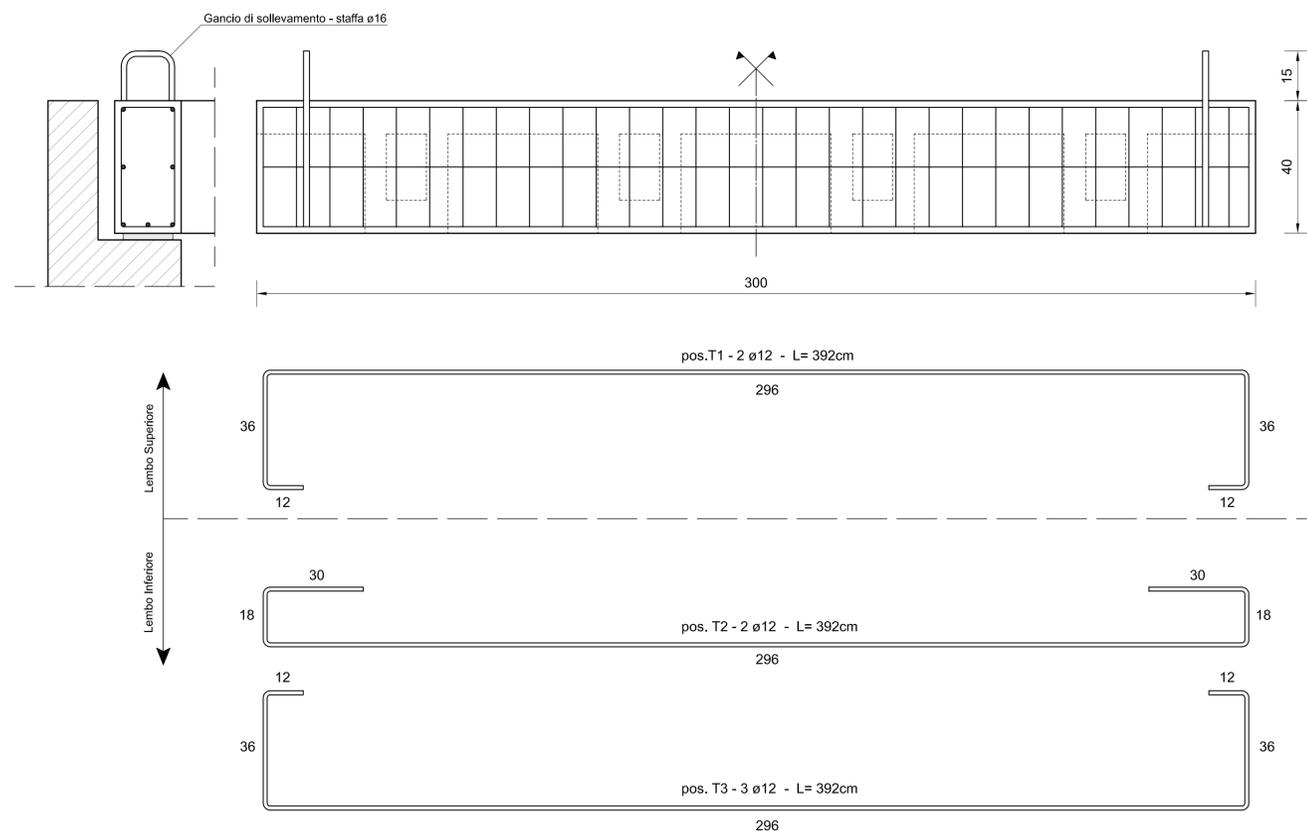
Sezione trasversale in campata - scala 1:10



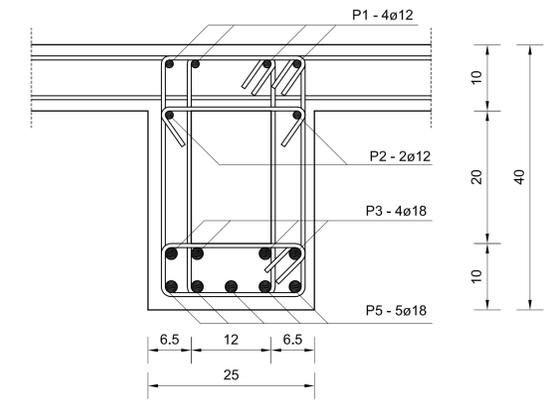
Sezione trasversale sulla spalla - scala 1:10



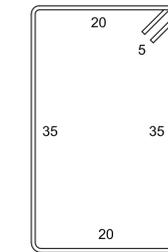
Traverso di testata - scala 1:10



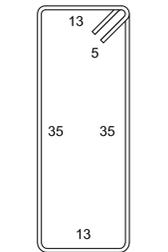
Particolare trave - Scala 1:5



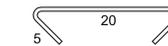
st.ø6/10° - L= 110 cm



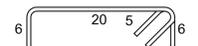
st.ø6/30° - L= 96 cm



st.ø6/30° - L= 30 cm

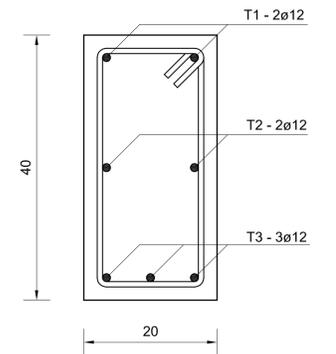
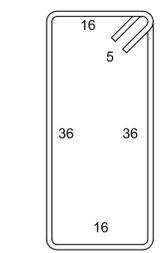


st.ø6/30° - L= 160 cm

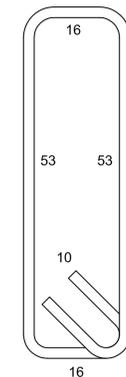


Particolare trave - Scala 1:5

st.ø 8/30° - L= 110 cm



Gancio di sollevamento  
st.ø16 - L= 148 cm



**D.I.C.A.M.**  
Department of Civil, Chemical,  
Environmental and Material Engineering

University of Bologna

**Infraction** *SHAPE Project*  
An Infrastructure Innovation Programme *ERA-NET Program*

Coordinator:  
Prof. Ing. Andrea Benedetti

Design:  
Pignagnoli Giacomo  
Diego Marastoni, Ph.D.

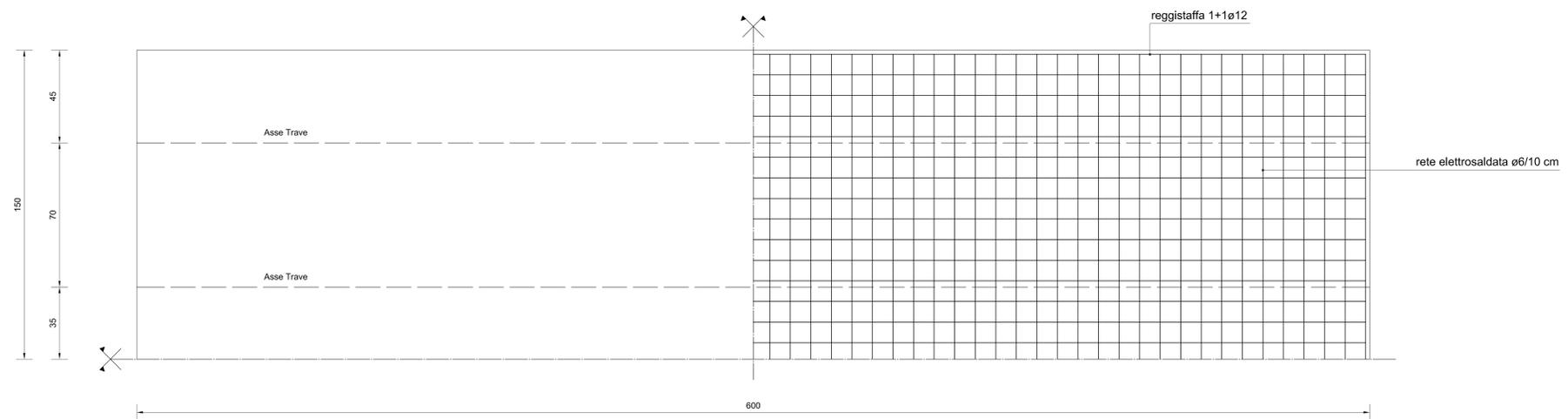
Subject:  
**Reinforced Concrete Bridge:  
Planimetric View of the Deck  
Table of the Reinforcement**

Scale: **1:10** Ref: **SH4**

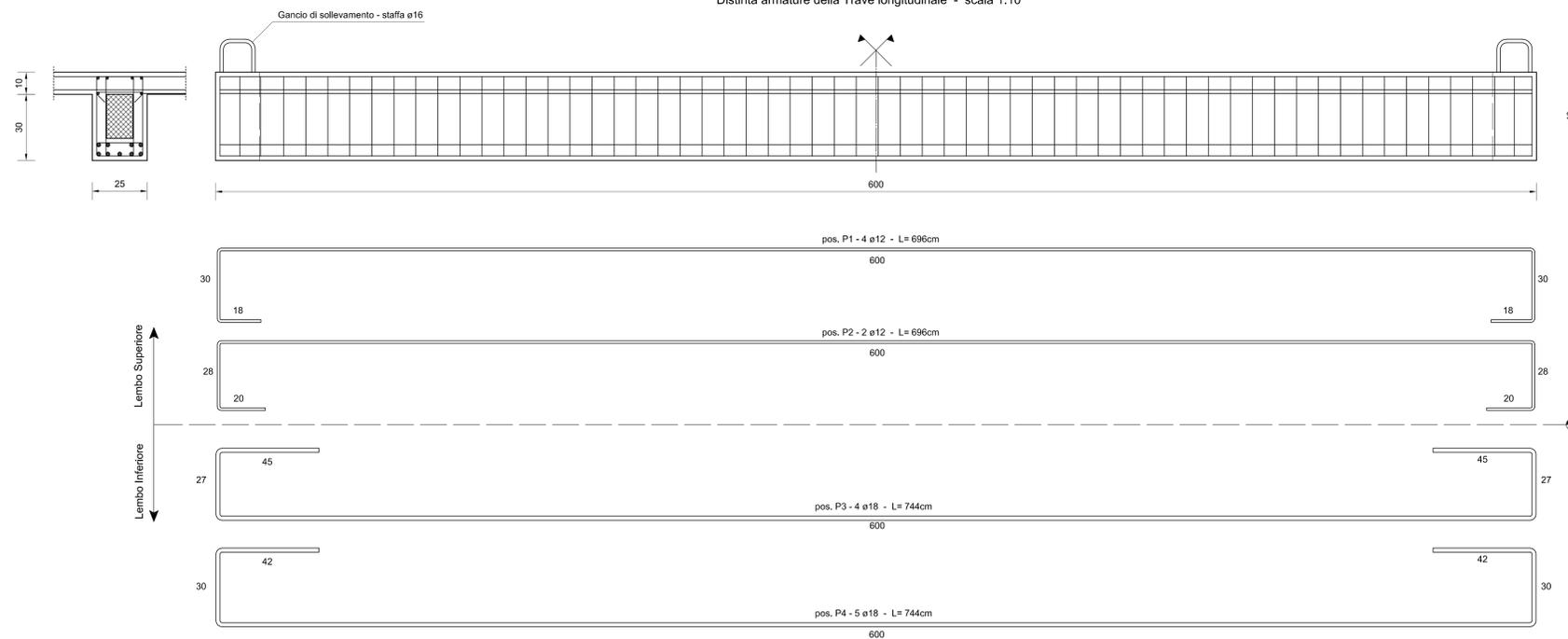
**CARATTERISTICHE MATERIALI**

CALCESTRUZZO				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
CALCESTRUZZO per Fondazioni				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
ACCIAIO per Armatura				
Classe di resistenza	B450C			
ACCIAIO per Carpenteria				
Classe di resistenza	S275			
Forature e coppie di serraggio BULLONI				
Simbolo	Diam. Bulloni	Diam. Foro	Classe Bulloni	Coppia di Serraggio
↔	M12	13mm	10.9	113 Nm
↻	M16	17mm	10.9	281 Nm
Diametro della barra (mm)		Diametro di minimo del mandrino (mm)		
ø6		24		
ø8		32		
ø12		48		
ø16		64		
ø18		126		

Pianta della soletta - scala 1:10



Distinta armature della Trave longitudinale - scala 1:10



**D.I.C.A.M.**

Department of Civil, Chemical,  
Environmental and Material Engineering

University of Bologna

**Infraction**  
An Infrastructure Innovation Programme

SHAPE Project  
ERA-NET Program

Coordinator:  
Prof. Ing. Andrea Benedetti

Design:  
Pignagnoli Giacomo  
Diego Marastoni, Ph.D.

Subject:

Composite RC/Steel Bridge:  
Transversal Section of the Deck

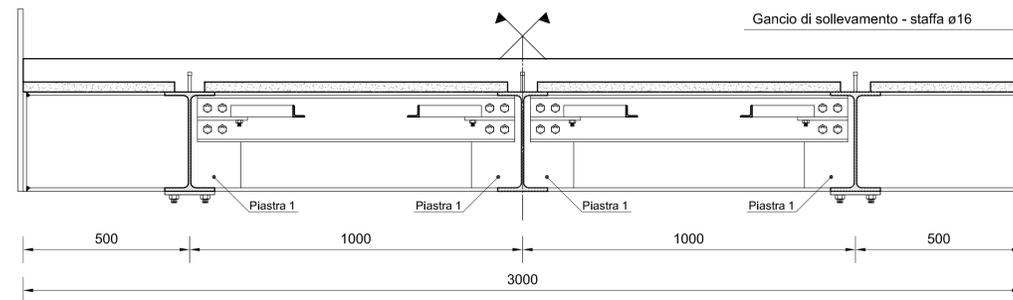
Scale:

SET

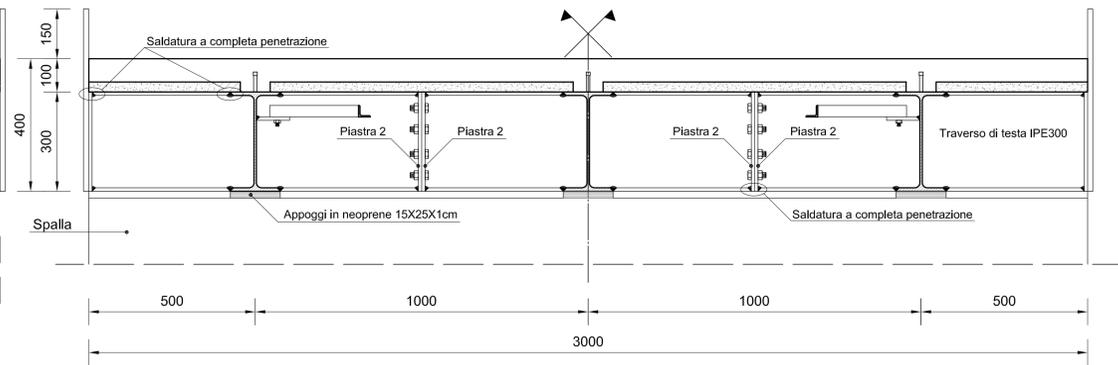
Ref:

SH5

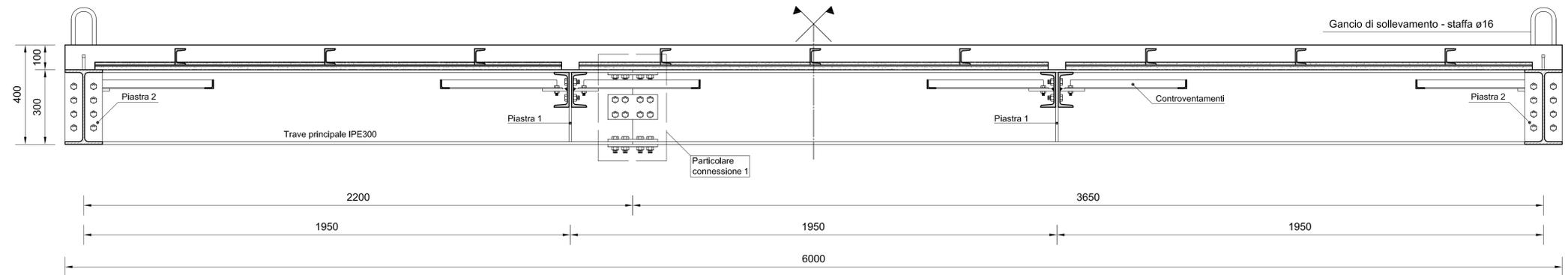
Sezione A-A trasversale in campata - scala 1:10



Sezione B-B trasversale sulla spalla - scala 1:10



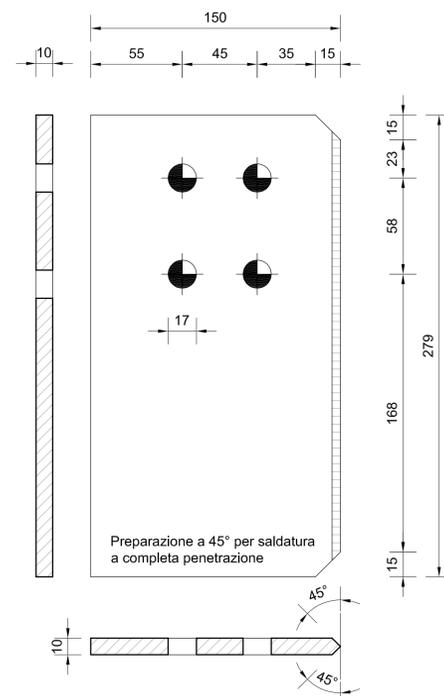
Sezione C-C longitudinale sulla spalla - scala 1:10



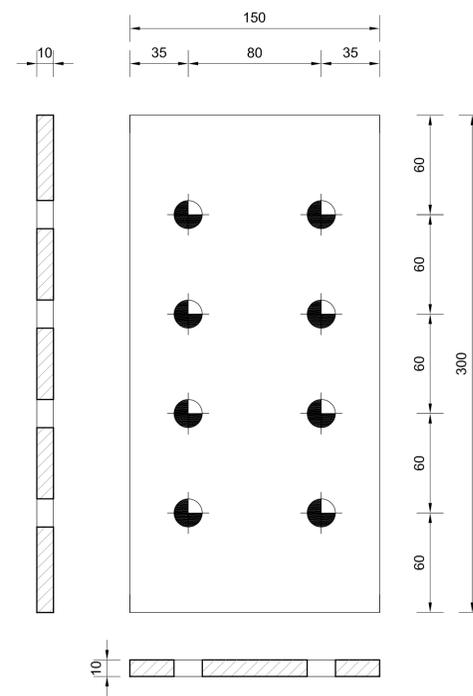
**CARATTERISTICHE MATERIALI**

CALCESTRUZZO				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
CALCESTRUZZO per Fondazioni				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
ACCIAIO per Armatura				
Classe di resistenza	B450C			
ACCIAIO per Carpenteria				
Classe di resistenza	S275			
Forature e coppie di serraggio BULLONI				
Simbolo	Diam. Bulloni	Diam. Foro	Classe Bulloni	Coppia di Serraggio
	M12	13mm	10,9	113 Nm
	M16	17mm	10,9	281 Nm
	Diametro della barra (mm)	Diametro di minimo del mandrino (mm)		
	ø6	24		
	ø8	32		
	ø12	48		
	ø16	64		
	ø18	126		

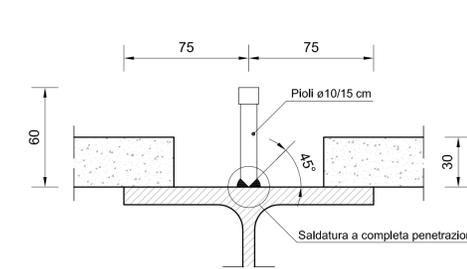
Piastra 1 - 150x279 mm - Scala 1:2



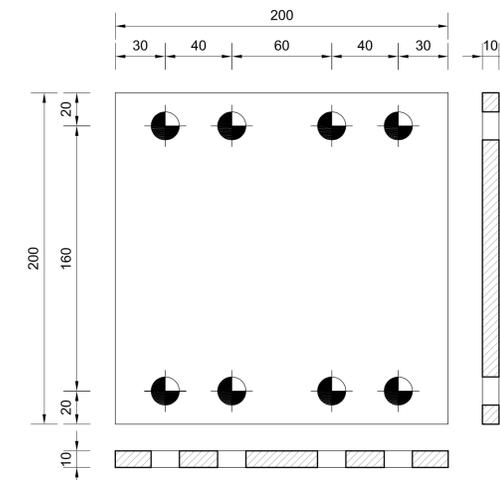
Piastra 2 - 150x300 mm - Scala 1:2



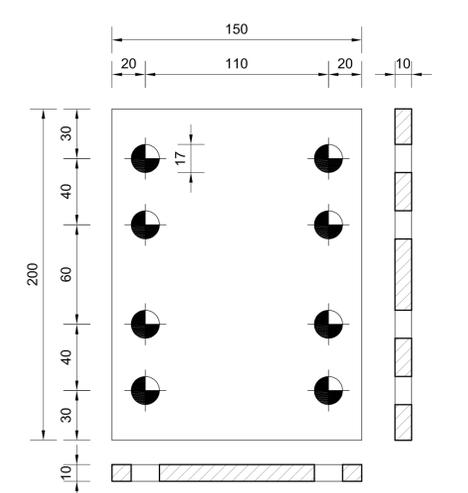
Particolare Pioli di Connessione - Scala 1:2



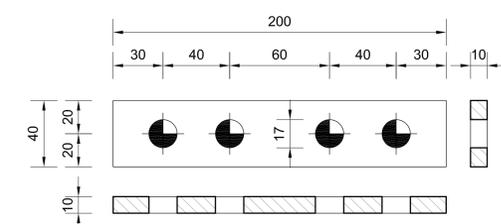
Piastra 3 - 200x100 mm - Scala 1:2



Piastra 4 - 150x200 mm - Scala 1:2

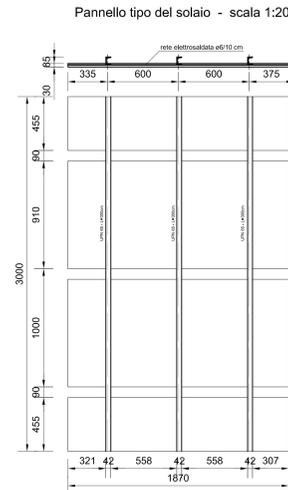
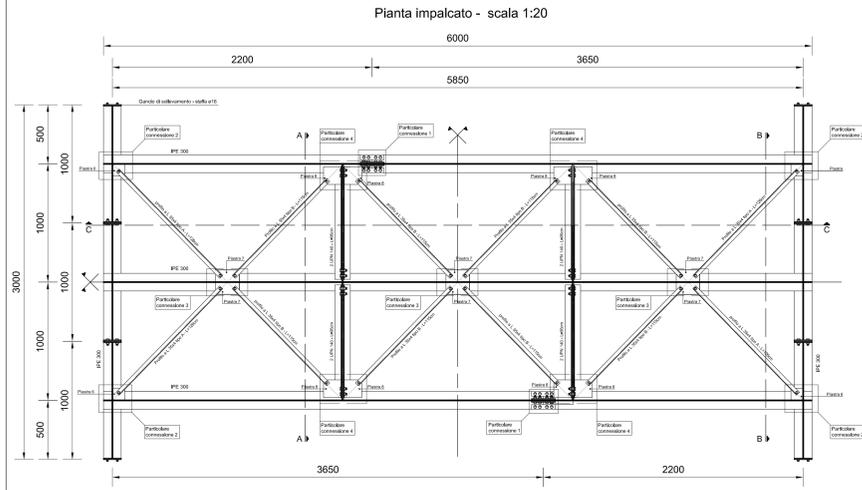


Piastra 5 - 40x200 mm - Scala 1:2

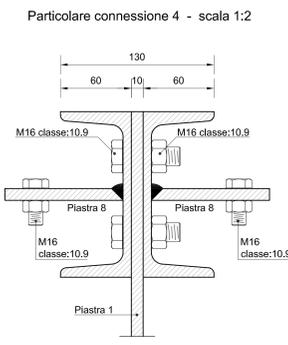
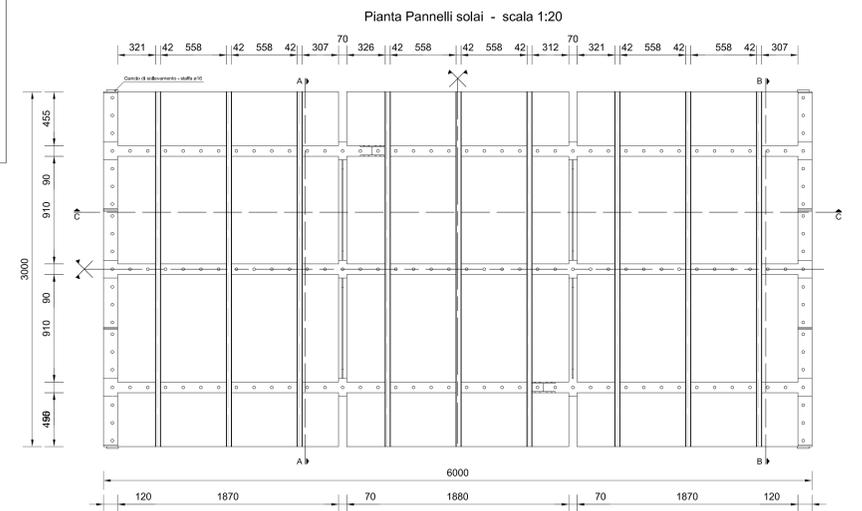
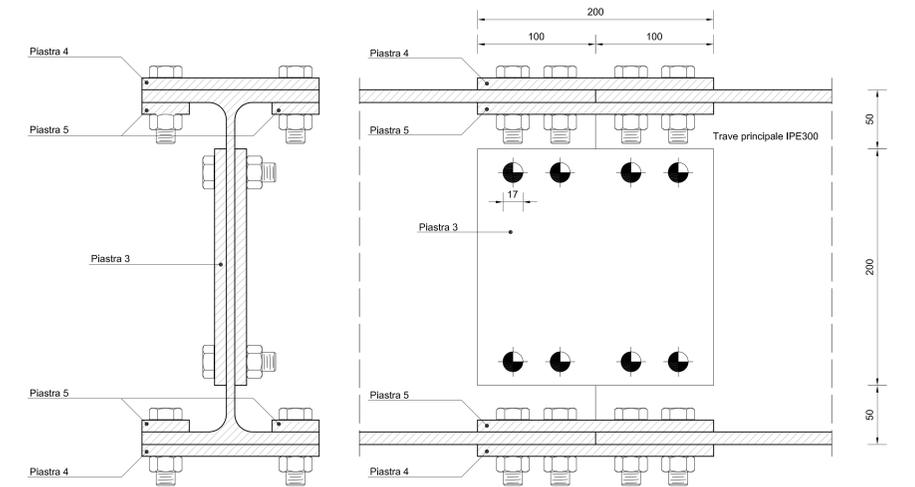


**CARATTERISTICHE MATERIALI**

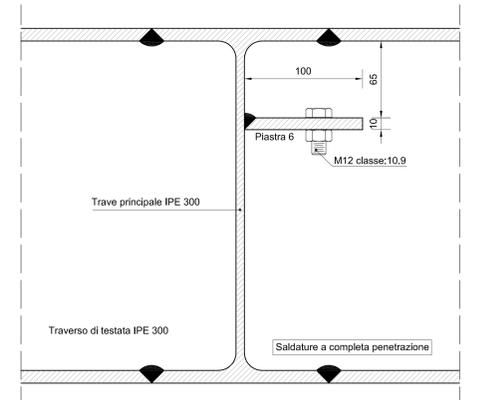
CALCESTRUZZO				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
CALCESTRUZZO per Fondazioni				
Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ct}=35$ MPa			
Classe di esposizione	XC3			
Classe di consistenza	S4			
Max rapporto A/C	0,50			
Copriferro	20 mm			
ACCIAIO per Armatura				
Classe di resistenza	B450C			
ACCIAIO per Carpenteria				
Classe di resistenza	S275			
Forature e coppie di serraggio BULLONI				
Simbolo	Diam. Bulloni	Diam. Foro	Classe Bulloni	Coppia di Serraggio
↔	M12	13mm	10.9	113 Nm
↕	M16	17mm	10.9	281 Nm
Diametro della barra (mm)		Diametro d minimo del mandrino (mm)		
e6		24		
e8		32		
e12		48		
e16		64		
e18		125		



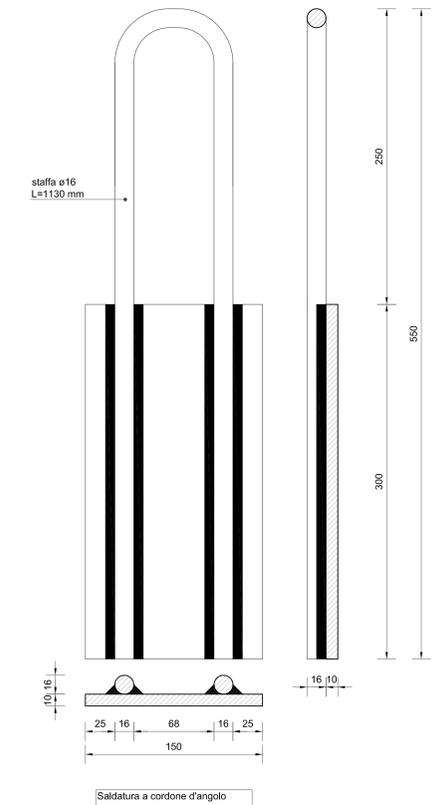
Particolare Connessione 1 - Scala 1:2



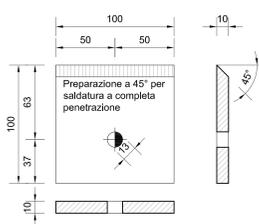
Particolare connessione 2 - scala 1:2



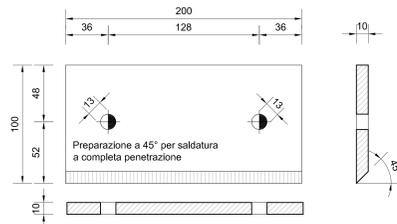
Gancio di sollevamento  
scala 1:2



Piastra 6 - 100x100 mm  
scala 1:2



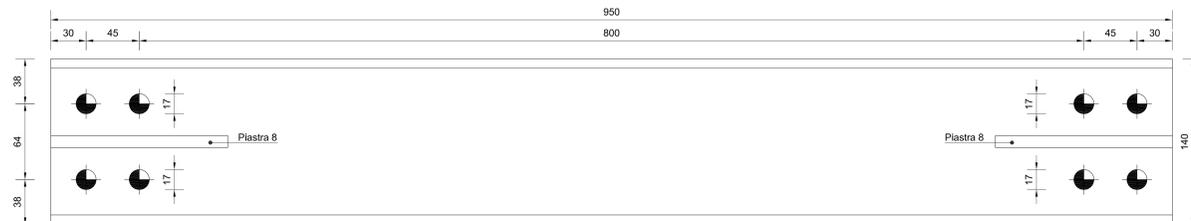
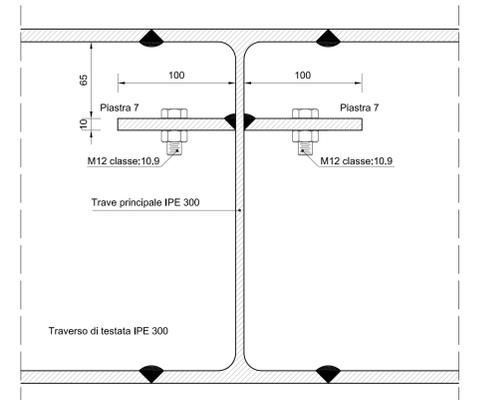
Piastra 7 - 200x100 mm  
scala 1:2



Piastra 8 - 150x150 mm  
scala 1:2

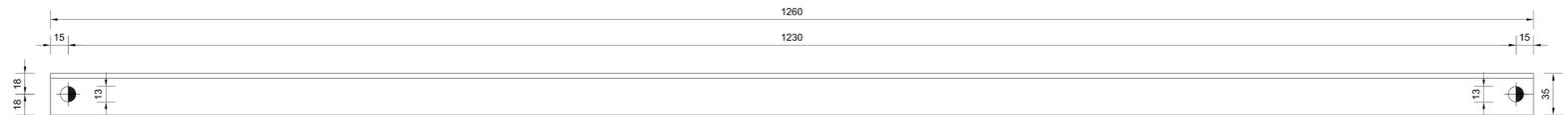


Particolare connessione 3 - scala 1:2



Profilo UPN 140 - Scala 1:2

Profilo L 35x4 tipo A - Scala 1:2



Profilo L 35x4 tipo B - Scala 1:2

