



**TOR VERGATA**  
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI ROMA

**DOTTORATO DI RICERCA IN  
INGEGNERIA CIVILE**

**XXXV CICLO**

**Valutazione, monitoraggio e adeguamento dei ponti  
esistenti: analisi critica delle soluzioni attuali e nuove  
proposte**

Chiara Ormando

A.A. 2022/2023

Tutor:

Prof. Ing. Ugo Ianniruberto

Dr. Ing. Paolo Clemente

Coordinatore:

Prof. Ing. Tullia Iori



Ad Ahmad, ancora.

Manchi, sempre.



## Ringraziamenti

Il primo ringraziamento è dedicato a Damiano, che più di qualsiasi altra persona mi è stato vicino in questi ultimi tre anni. La tua presenza ed il tuo supporto sono un punto di riferimento che spero di poter avere sempre nella mia vita.

Ringrazio mamma, papà, zia Maria, i miei fratelli ed i miei nipoti. Non siamo una famiglia perfetta ma so che in ogni momento posso contare su di voi e sull'amore che abbiamo l'uno per l'altro.

Un grande ringraziamento va ai vecchi amici, che mi sono rimasti accanto, e ai nuovi, che ho incontrato durante il percorso intrapreso. Federico D.S., che mi sopporta dall'inizio della magistrale e che dovrà continuare a farlo ancora per molto. Bea, che considero come una sorella. Federico S., in cui ho trovato una persona con cui condividere pareri, dubbi ed incertezze. Francesca e Diego, i quali hanno condiviso e alleviato le giornate di frustrazione.

Un ringraziamento speciale è dedicato ai ricercatori e ai tecnici dell'ENEA, che mi hanno accolta nel loro gruppo di ricerca con una gentilezza ed un calore difficile da trovare altrove.

Gli ultimi ringraziamenti vanno ai miei tutor. Al professor Ianniruberto, che mi ha seguita e guidata dalla tesi magistrale fino ad ora, dandomi la possibilità e la fiducia di sviluppare i miei interessi e le mie ambizioni. All'ingegner Clemente, che ha rappresentato un punto di riferimento, non solo lavorativo, in questo percorso, insegnandomi ad affrontare ogni sfida con il massimo delle mie capacità e spingendomi a fare sempre meglio.



## Indice

Sommario .....	5
Introduzione .....	7
1. Ponti esistenti: storia delle normative .....	9
1.1. Evoluzione dei carichi da traffico nella norma.....	10
1.1.1. I primi anni del XX secolo.....	10
1.1.2. Normale n.8 del 1933 .....	12
1.1.3. Circolare n. 6018 del 1945 .....	13
1.1.4. Circolare ANAS n. 820 del 1952 .....	14
1.1.5. Circolare n. 384 del 1962 .....	15
1.1.6. D.M. 2 agosto 1980.....	16
1.1.7. D.M. 4 maggio 1990.....	19
1.1.8. D.M. 14 settembre 2005.....	21
1.1.9. D.M. 14 gennaio 2008 e D.M. 17 gennaio 2018.....	23
1.1.10. Confronto tra i carichi da traffico previsti dalle varie norme.....	25
1.2. Evoluzione delle normative sismiche italiane.....	33
1.2.1. Dal 1627 alla prima zonazione sismica del territorio italiano.....	33
1.2.2. Dal 1916 al 1962 .....	34
1.2.3. Dal 1974 al 1997 .....	36
1.2.4. OPCM 3274/2003 .....	38
1.2.5. D.M. 14 settembre 2005.....	41
1.2.6. D.M. 14 gennaio 2008 e D.M. 17 gennaio 2018.....	43
1.3. La manutenzione delle opere stradali .....	46
1.3.1. Il quadro normativo fino ai primi anni 2000.....	46
1.3.2. Il quadro normativo dai primi anni 2000 al 2020 .....	48
Bibliografia.....	56
2. Linee guida per i ponti esistenti: Casi studio e sviluppi futuri .....	59
2.1. Descrizione dell'approccio multilivello delle LG22 .....	60
2.2. Indice d'attenzione .....	63
2.3. Casi di studio .....	69
2.3.1. Censimento.....	69
2.3.2. Ispezioni visive e analisi difettologica.....	70
2.3.3. Determinazione della Classe di Attenzione.....	78

2.3.4.	Determinazione dell'Indice di Attenzione .....	81
2.3.5.	Considerazioni .....	84
2.4.	Sviluppi futuri .....	86
2.4.1.	Realizzazione di un Sistema Informatico per la Valutazione Automatica della classe di attenzione. ....	86
2.4.2.	CIPCast DSS per la gestione delle infrastrutture stradali .....	105
	Bibliografia.....	112
3.	Monitoraggio strutturale dei ponti e rilevamento del danno.....	115
3.1.	Monitoraggio strutturale .....	116
3.1.1.	Sensori disponibili ed utilizzati .....	118
3.1.2.	SAR .....	126
3.1.3.	Monitoraggio di ponti e viadotti.....	127
3.2.	Tecniche di rilevamento del danno: Stato dell'arte.....	134
3.2.1.	Metodi di identificazione statici .....	135
3.2.2.	Metodi di identificazione dinamici .....	141
3.3.	Studio parametrico per la definizione delle variabili da monitorare ai fini del rilevamento del danno .....	145
3.3.1.	I modelli numerici .....	146
3.3.2.	Analisi parametrica della trave .....	149
3.3.3.	Analisi parametrica dell'impalcato .....	174
3.3.4.	Conclusioni.....	204
	Bibliografia.....	206
4.	Monitoraggio strutturale: Casi studio .....	211
4.1.	Prove di caratterizzazione dinamica sul viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio. ....	211
4.1.1.	Descrizione del viadotto .....	212
4.1.2.	Determinazione della Classe di Attenzione del viadotto .....	213
4.1.3.	Campagna di indagini sperimentali .....	216
4.2.	Il Viadotto Cesi .....	224
4.2.1.	Descrizione del viadotto .....	224
4.2.2.	Il sistema di monitoraggio continuo .....	225
4.2.3.	Analisi del comportamento dinamico durante alcuni terremoti del centro Italia .....	226

4.3.	Collaudo del sistema di monitoraggio del Viadotto San Paolo.....	231
4.3.1.	Descrizione del viadotto .....	231
4.3.2.	Determinazione della Classe di Attenzione .....	236
4.3.3.	Il sistema di monitoraggio .....	241
4.3.4.	Collaudo del sistema di monitoraggio .....	244
	Bibliografia.....	271
5.	Adeguamento di ponti esistenti mediante isolamento sismico: test sperimentali su tavola vibrante.....	273
5.1.	L'isolamento sismico nei ponti esistenti.....	273
5.1.1.	Specificità dell'isolamento sismico nei ponti.....	274
5.1.2.	Dispositivi di isolamento.....	276
5.1.3.	Alcune applicazioni su ponti esistenti in Italia.....	281
5.2.	Test sperimentali sulla riproduzione in scala di una campata di un ponte .....	286
5.2.1.	Il prototipo in scala della campata di un ponte a travata .....	286
5.2.2.	I sistemi di isolamento implementati .....	290
5.2.3.	Il sistema di monitoraggio .....	295
5.2.4.	Le prove su tavole vibrante .....	297
	Bibliografia.....	331
	Conclusioni .....	333
	Riconoscimenti .....	335
	Allegato 1: Approccio multilivello delle LG 22.....	337
	Livello 0: Censimento .....	337
1.1.	Livello 1: Ispezione visiva.....	338
	Livello 2: Determinazione della Classe di Attenzione .....	339
	Classe di Attenzione strutturale e fondazionale .....	340
	Classe di Attenzione sismica.....	345
	Classe di Attenzione associata al rischio frane.....	348
	Classe di Attenzione idraulica.....	352
	Classe di Attenzione complessiva dell'opera .....	357
	Livello 3: Valutazione preliminare .....	358
	Livello 4: Valutazione accurata .....	359
	Bibliografia.....	363
	Allegato 2: Dati AINOP necessari per il calcolo della CdA attraverso SIVA.....	364
	Parametri generali.....	366

Caratteristiche geometriche e strutturali .....	370
Dati di contesto .....	378

## Sommario

La valutazione, il monitoraggio e l'adeguamento delle infrastrutture critiche, quali ponti e viadotti stradali, rappresentano alcuni dei temi di maggiore attualità, sia per la vetustà di gran parte delle opere, sia per la variazione delle azioni su di esse agenti.

Tali tematiche costituiscono gli argomenti primari della presente tesi, i cui principali contributi riguardano:

- L'evoluzione dei carichi da traffico e sismici e delle prescrizioni e iniziative riguardanti la manutenzione delle opere stradali adottate e proposte nel corso degli anni;
- Un metodo alternativo alla determinazione della Classe di Attenzione basato su un approccio numerico al fine di ovviare le incertezze tra priorità di opere ricadenti nella stessa classe e stilare una classifica delle opere da attenzionare; la procedura è stata testata su un campione di opere studiate nell'ambito delle attività del Consorzio Fabre;
- L'analisi critica delle tecniche di monitoraggio strutturale di ponti ai fini del rilevamento e localizzazione del danno, eseguita anche operando con l'ausilio di un modello numerico sia di una singola trave che di un impalcato di un ponte, con l'obiettivo di determinare quali grandezze monitorare, la posizione dei sensori e confrontare alcuni dei metodi proposti in letteratura; l'analisi è completata con la descrizione di tre casi studio notevoli;
- L'applicazione dell'isolamento sismico nell'adeguamento dei ponti esistenti, esponendo i risultati di una sperimentazione eseguita su tavola vibrante su un modello in scala di una campata semplicemente appoggiata su pile.

Tra gli sviluppi futuri, l'attenzione è focalizzata su:

- Una proposta progettuale per lo sviluppo di un Sistema Informatico di Valutazione Automatica delle Classi di Attenzione;
- L'ampliamento di un software WebGIS per effettuare analisi di rischio sismico su ponti e viadotti secondo diversi livelli di affidabilità in funzione della conoscenza delle singole opere, nell'ottica di fornire un valido supporto per la gestione delle infrastrutture sia in tempi ordinari che in caso di emergenze.



## Introduzione

Al giorno d'oggi, la nostra società e la sua economia sono basate sul corretto ed efficiente funzionamento di una serie di infrastrutture tra loro interconnesse, chiamate infrastrutture critiche. Tra queste la rete stradale ricopre un ruolo di fondamentale importanza nell'assicurare la circolazione di persone e merci, nonché garantire il collegamento tra luoghi diversi in caso di situazioni critiche o di emergenza, come alluvioni, frane o terremoti. Ne segue che la gestione e la manutenzione della rete stradale siano di fondamentale importanza per garantire il normale svolgimento della vita della nazione ed il tempestivo ed efficace intervento dei soccorsi in caso di crisi. In questa prospettiva, va posta attenzione alle opere d'arte presenti sulla rete stradale, in particolare ponti e viadotti.

La maggior parte di tali strutture è stata, infatti, progettata e costruita più di 30-50 anni fa, seguendo normative tecniche molto diverse da quelle attuali e dunque considerando carichi da traffico e azioni sismiche differenti e spesso di entità minore rispetto a quelle considerate al giorno d'oggi. Risulta evidente la necessità di porre notevole attenzione ai temi di valutazione, monitoraggio e adeguamento di tali opere. Proprio tali argomenti costituiscono l'interesse principale della presente tesi di dottorato.

Come detto in precedenza, data l'età del patrimonio dei ponti e viadotti italiani, nel primo capitolo viene riportata in sintesi l'evoluzione dei carichi da traffico e sismici al fine di comprendere come questi siano cambiati durante gli anni. Inoltre, vengono descritte le prescrizioni e le iniziative riguardanti la manutenzione delle opere stradali adottate e proposte fino all'introduzione delle nuove *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*.

Tali Linee Guida costituiscono il tema del secondo capitolo. Qui vengono trattati i primi step dell'approccio multilivello da esse introdotto, che prevedono l'applicazione di una procedura per la valutazione speditiva di ponti e viadotti al fine di determinare una Classe di Attenzione delle opere con cui programmare le azioni successive da intraprendere nella loro gestione. In particolare, dopo una breve descrizione dell'approccio introdotto dalle Linee Guida, delineate più estesamente nell'Allegato 1, si propone un metodo alternativo alla determinazione della Classe di Attenzione basato su un approccio numerico, al fine di ovviare le incertezze tra priorità di opere ricadenti nella stessa classe e stilare una classifica delle opere da attenzionare. Vengono quindi esposti i risultati ottenuti durante la valutazione di un campione di opere studiate nell'ambito delle attività del Consorzio Fabre. Infine, si propongono alcuni sviluppi futuri per l'applicazione e lo sviluppo delle Linee Guida nell'ambito della gestione delle infrastrutture. In particolare, è descritta sia una proposta progettuale per lo sviluppo di un sistema informatico di valutazione automatica delle Classi di Attenzione, sia l'ampliamento di un software WebGIS per effettuare analisi di rischio su ponti e viadotti.

Data l'importanza di conoscere il reale comportamento di ponti e viadotti e valutarne l'evoluzione nel tempo, nel terzo capitolo viene trattato il tema del

monitoraggio strutturale. Dopo una breve presentazione dell'argomento, viene affrontato nello specifico il tema del rilevamento del danno e del degrado riassumendo lo stato dell'arte sulle tecniche proposte nel panorama scientifico internazionale. Infine, vengono esposti i risultati di uno studio parametrico teorico effettuato sul modello numerico sia di una singola trave che di un impalcato di un ponte, al fine di determinare quali grandezze monitorare, la posizione dei sensori e confrontare alcuni dei metodi proposti in letteratura per il rilevamento e la localizzazione di possibili degradi e danneggiamenti in ponti a travata semplicemente appoggiata.

Nel quarto capitolo vengono descritti tre casi studio di monitoraggio strutturale trattati durante il corso di dottorato, ognuno rappresentativo di una diversa applicazione e finalità del monitoraggio stesso. Il primo caso studio riguarda la campagna di prove sperimentali effettuate per il viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio, nell'ambito delle quali è stato anche implementato un sistema di monitoraggio temporaneo al fine di caratterizzare dinamicamente la struttura. Il secondo caso studio si incentra sull'analisi del comportamento esibito dal Viadotto Cesi, in Umbria, durante diversi terremoti che hanno colpito l'Italia centrale negli ultimi venti anni. L'opera è monitorata tramite una rete di sensori installati permanentemente sulla struttura e fa parte dell'Osservatorio Sismico delle Strutture realizzato e gestito dal Dipartimento di Protezione Civile. Infine, l'ultimo caso verte sull'analisi delle prove di collaudo di un sistema di monitoraggio continuo installato, in collaborazione con Anas Spa nell'ambito del progetto RAFAEL, sul Viadotto San Paolo, una delle opere d'arte presenti sulla tangenziale di Catania. Il fine è quello di valutare la tipologia di sensori installata e definire un layout minimo di dispositivi per la caratterizzazione dinamica ed il rilevamento e la localizzazione del danneggiamento in viadotti a travata semplicemente appoggiata.

Infine, nel quinto capitolo viene trattato il tema dell'adeguamento sismico di ponti e viadotti. In particolare, l'introduzione di un sistema di isolamento sismico risulta una delle tecniche più efficaci e semplici da implementare. Dunque, dopo una breve introduzione sull'argomento, si espongono i risultati di una sperimentazione eseguita su tavola vibrante sulla riproduzione in scala di una campata di un ponte, con il fine di testare l'introduzione di diverse tipologie di sistemi di isolamento sismico per l'adeguamento dei ponti a travata semplicemente appoggiata.

## 1. Ponti esistenti: storia delle normative

Al giorno d'oggi, la nostra società e la sua economia sono basate sul corretto ed efficiente funzionamento di una serie di infrastrutture, tra loro interconnesse, chiamate infrastrutture critiche (CI). Tra queste infrastrutture, particolare importanza ricopre la rete di trasporto su strada. È stato stimato che, ogni anno, sulla rete stradale italiana circolino 8 milioni di veicoli e circa 2000 milioni di tonnellate di merci, corrispondente a circa l'87% delle merci trasportate (Bontempi, 2020). Alcune sezioni di tale rete, inoltre, risultano fondamentali per le operazioni di emergenza in caso di eventi critici, come terremoti, alluvioni e fenomeni franosi. Risulta chiaro quindi che la gestione e la manutenzione della rete stradale sia di fondamentale importanza per garantire il normale svolgimento della vita della nazione e garantire il tempestivo ed efficace intervento dei soccorsi in caso di crisi. In quest'ottica, di particolare interesse diventano le opere d'arte presenti sulla rete stradale.

Attualmente, su più di 840 mila chilometri di rete stradale, si ha una stima precisa del numero di ponti esistenti solamente su autostrade (12045 opere su 8004 km di autostrada) e su strade statali in concessione ad ANAS (15347 opere su 27259 km di strada), ma non si hanno valori certi per le opere gestite dalle Regioni, Province, Città Metropolitane e Comuni (ANSFISA, 2022). Tuttavia, è noto che gran parte di queste infrastrutture sia stata costruita più di 30-50 anni fa. Guardando l'Europa, un'indagine del 2010, riassunta in (Žnidarič, Pakrachi, O'Brien, & O'Connor, 2011), ha evidenziato che circa la metà dei ponti e viadotti esistenti è stata costruita prima gli anni 60. La maggior parte di queste opere risulta quindi progettata seguendo normative tecniche molto diverse da quelle attuali, considerando carichi da traffico e azioni sismiche differenti e spesso di entità minore rispetto a quelle considerate al giorno d'oggi. Durante il secolo scorso si è, infatti, assistito ad un incremento dei carichi da traffico, al passo con l'aumento della popolazione e lo sviluppo delle tecnologie di trasporto, e ad un aggiornamento costante delle mappe di pericolosità sismica, con aumento delle aree interessate, che al variare degli anni, sono cambiate notevolmente. Inoltre, dal momento della costruzione, le strutture sono inevitabilmente soggette ad invecchiamento e deterioramento, che possono essere accentuati dall'esposizione a condizioni ambientali avverse e dalla scarsa manutenzione, inducendo una riduzione dell'efficienza e della capacità ultima dell'opera.

Si evince la necessità di porre notevole attenzione alla questione della corretta gestione, manutenzione e verifica del patrimonio di ponti e viadotti esistenti. In Francia, negli ultimi anni, il governo ha dichiarato che su circa 12000 opere di sua competenza, un terzo necessitava di interventi, mentre circa 840 rischiavano il collasso. Analogamente, in Germania, nel 2017, il Federal Highway Research Institute rilasciò un report in cui si dichiarava che il 12.7% dei ponti tedeschi era in condizioni pessime (Krieger, 2019). In Italia, la necessità di verificare i ponti esistenti è parsa ancora più evidente a seguito dei recenti crolli avvenuti nel paese, tra i quali si ricordano:

- Viadotto Annone - 28 ottobre 2016;

- Cavalcavia 167 sull'A14 in provincia di Ancona - 9 marzo 2017;
- Viadotto Fossano - 18 Aprile 2017;
- Viadotto Polcevera - 14 Agosto 2018;
- Ponte sul fiume Magra, ad Albiano – 8 aprile 2020.

Il crollo più significativo è stato sicuramente quello del viadotto Polcevera, che ha causato 43 morti e costretto 566 persone a lasciare le proprie case. Tale evento ha sottolineato l'importanza di annoverare nelle perdite dovute al collasso di tali strutture, oltre la possibile perdita di vita umane e le perdite economiche strettamente legate al rifacimento dell'opera, anche i costi indiretti ed i disagi indotti alla comunità, considerando ad esempio l'impatto che l'interruzione di una tratta stradale può avere sul turismo, sulle industrie ed attività presenti sul territorio e non di meno sulla vita quotidiana degli abitanti del luogo. Questo tema è già stato affrontato in altre nazioni, come ad esempio negli Stati Uniti d'America, in cui, nel 2006, la Federal Highway Administration stimò che la perdita di una infrastruttura critica, come un ponte sulla rete autostradale, avrebbe potuto eccedere i 10 bilioni di dollari (Catbas, Susoy, & Kapucu, 2006).

Date queste premesse, al fine di analizzare in modo più approfondito il tema della manutenzione e gestione dei ponti esistenti, le prime due parti del capitolo riassumono rispettivamente un excursus sull'evoluzione delle normative riguardanti i carichi da traffico e delle normative riguardanti le azioni sismiche per ponti e viadotti. Infine, l'ultima parte si concentra sulle procedure di gestione e manutenzione previste dalla legge fino al 2020, anno in cui sono state emanate delle linee guida specifiche per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (MIT, D.M. 578/2020, 2020), successivamente aggiornate nel 2022 (MIMS, D.M. 204/2022, 2022) e che saranno analizzate nel dettaglio nel prossimo capitolo.

## 1.1. Evoluzione dei carichi da traffico nella norma

### 1.1.1. I primi anni del XX secolo

In Italia, nei primi decenni del XX secolo, non esisteva una vera e propria normativa che regolamentasse i carichi da utilizzare nella progettazione dei ponti. Fino a pochi decenni prima, queste opere erano concepite essenzialmente per sostenere solamente il proprio carico, in quanto il carico accidentale poteva ritenersi molto inferiore rispetto al permanente strutturale. Con l'avvento di materiali ad elevata resistenza, come il cemento armato e l'acciaio, e l'introduzione di nuovi schemi strutturali, già dalla metà del XIX, fu invece possibile realizzare ponti più snelli, in cui i carichi accidentali non potevano più essere trascurati (Buratti, et al., 2019). Iniziava ad essere quindi chiara la necessità di definire i carichi permanenti non strutturali ed accidentali, sia imputabili all'uomo che alla natura.

Così come in Italia, anche nelle altre nazioni europee si sentiva la medesima necessità. Alcuni autori iniziarono quindi a porre attenzione alla definizione dei carichi e degli schemi di carico più sfavorevoli per ogni tipologia di strada. Durante questi anni, le

amministrazioni suggerivano spesso di considerare, come carichi accidentali, i carichi indotti dalla folla, di solito assimilati ai carichi indotti dal passaggio di mezzi di trasporto più o meno avanzati. I carichi da folla, come si evince in [Tabella 1-1](#), erano differenziati in base alla categoria di strada in cui si andava a collocare l'infrastruttura da progettare e, in alcuni casi, tra marciapiedi e carreggiate. Si distinguevano quindi le strade in:

- Strade soggette a grande traffico con mezzi pesanti (prima classe), in cui ricadevano le grandi strade di collegamento come le autostrade;
- Strade a medio traffico (seconda classe), in cui ricadevano le strade provinciali o comunali;
- Strade a piccolo traffico (terza classe), in cui si avevano un passaggio di persone e mezzi molto limitato.

*Tabella 1-1: Carichi da folla previsti agli inizi del Novecento (Buratti, et al., 2019).*

Amministrazione	Data	Carico su marciapiedi (kN/m <sup>2</sup> )	Carico su carreggiate (kN/m <sup>2</sup> )		
			I Classe	II Classe	III Classe
Min. Commercio Austriaco	1887	-	4.60	4.00	3.40
Consiglio Federale Svizzero	1892	-	4.50	3.50	2.50
Ferrovie di Stato Sassoni	1895	5.60	4.00	4.00	4.00
Ferrovie di Stato Prussiane	1899	4.00	4.00	4.00	4.00
Ferrovie di Stato Bavaresi	1900	5.60	3.60	3.60	3.60
Ferrovie di Stato di Baden (stato indipendente sud Germania)	1903	5.00	4.50	4.00	3.50

In Italia, le prime indicazioni circa i carichi da applicare per la progettazione di ponti stradali comparvero nel 1925, con la Circolare del 30 Maggio 1925. Tale circolare stabiliva tuttavia solamente le azioni da considerare per cavalcavia di strade ordinarie, azioni costituite da un carico uniformemente distribuito all'estradosso dell'opera (marciapiedi compresi) pari a 5 kN/m<sup>2</sup> per strade a traffico elevato e 4 kN/m<sup>2</sup> per strade a traffico limitato o accessibili solamente ai pedoni. Per il calcolo delle travi e dei traversi, inoltre, venivano considerati, se più sfavorevoli, schemi di carico composti da un rullo compressore oppure da carri con animale trainante formanti tante file di carico quante ne permettesse la larghezza della superficie stradale.

### 1.1.2. Normale n.8 del 1933

La prima vera normativa sui carichi da ponte comparve il 15 settembre 1933. In tale data, infatti, il Ministero dei Lavori Pubblici rilasciava la Normale n.8, con il titolo “*Carichi da considerare nel calcolo dei ponti per strade ordinarie*”. Riprendendo l’impostazione della suddivisione delle strade in base ai flussi di traffico, venivano definite: strade di I Categoria quelle a traffico intenso; strade di II Categoria quelle a medio traffico; strade di III Categoria quelle a basso traffico. Per ognuna di queste categorie, la normale indicava diversi schemi di carico (Figura 1.1) da scegliere in modo da considerare le condizioni più sfavorevoli per la struttura.

Per i ponti di I categoria, erano previste tre differenti disposizioni di carico:

- Due colonne affiancate ed indefinitamente estese di autocarri con peso massimo di 12 tonnellate, ripartito su due assi da 4 ed 8 tonnellate (schema I), sulla carreggiata ed un carico da folla da  $4 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuito sui marciapiedi;
- Una colonna indefinitamente estesa di autocarri con peso massimo di 12 tonnellate (schema I) affiancato da un traino di veicoli con peso massimo di 40 tonnellate (schema II) sulla carreggiata ed un carico da folla da  $4 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuito sui marciapiedi;
- Un carico da folla da  $4 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuito su carreggiata e marciapiedi.

Per il solo calcolo delle solette e delle componenti secondarie, era necessario l’utilizzo del carico del rullo compressore da 18 tonnellate, ripartito su due assi da 6 e 12 tonnellate (schema III), se inducente un effetto peggiore rispetto alle altre distribuzioni di carico descritte.

Per i ponti di II Categoria, erano previste, invece, le seguenti disposizioni di carico

- Due colonne affiancate ed indefinitamente estese di autocarri con peso massimo di 12 tonnellate sulla carreggiata ed un carico da folla da  $4 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuito sui marciapiedi;
- Un treno tipo di autocarri da 12 tonnellate (schema I) affiancato da due rulli compressori adiacenti da 18 tonnellate (schema III). Nelle zone non occupate dai veicoli era necessario considerare un carico da  $4 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuito;
- Una colonna di carico formata da due rulli compressori da 18 tonnellate (schema III) e un carico da  $4 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuito nell’area non occupata dai due veicoli;
- Un carico da folla da  $4 \text{ kN/m}^2$  uniformemente distribuito su carreggiata e marciapiedi.

Per i ponti di III Categoria venivano utilizzate distribuzioni di carico simili a quelle previste per la II Categoria, in modo da ridurre leggermente i carichi e sollecitare meno la struttura.

È da sottolineare come le distribuzioni di carico considerate erano concepite per essere utilizzate per una strada in cui potessero transitare solamente due colonne di autoveicoli. Per strade più grandi si rimandava al progettista la scelta dei carichi da utilizzare per le restanti corsie. Inoltre, era prevista una deroga per i ponti massici in arco in muratura, che, indipendentemente dalla categoria della strada, potevano essere progettati considerando un carico uniformemente distribuito da  $8 \text{ kN/m}^2$  e  $4 \text{ kN/m}^2$ , rispettivamente su carreggiata e marciapiede.

Infine, la normale prevedeva di amplificare, attraverso un coefficiente pari a 1.25, i carichi appena descritti, al fine di tener conto degli effetti dinamici indotti dai veicoli transitanti.

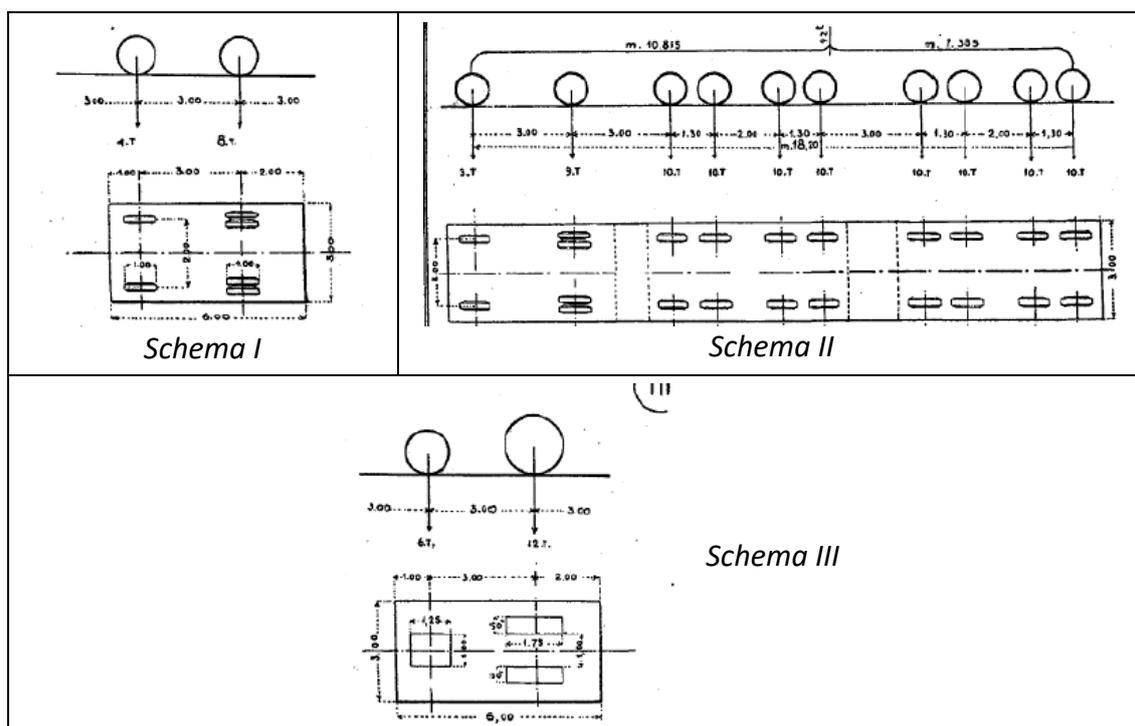


Figura 1.1: Schemi di carico della Normale n. 8 del 15 settembre 1933.

### 1.1.3. Circolare n. 6018 del 1945

La normale n.8 del 1933 venne sostituita nel 1945, precisamente il 6 giugno, quando il Ministero dei Lavori emanò la Circolare n.6018, affiancata, l'anno successivo, dalla Circolare 722. Con tali circolari veniva modificata la classificazione delle strade in base al flusso di traffico, che prevedeva ora solamente due tipologie: I Categoria, strade a traffico elevato; II Categoria, strade a medio e basso traffico.

Come per le disposizioni precedenti, anche in questo caso vennero definite diverse distribuzioni di carico a seconda della categoria stradale. Gli schemi di carico venivano ridotti però solamente a due; si consideravano infatti solamente gli schemi I e III riportati in [Figura 1.1](#), abbandonando del tutto il treno di veicoli con peso di 40 tonnellate.

Per le strade di I Categoria venivano definite due distribuzioni di carichi:

- Due o più colonne indefinite di autocarri da 12 tonnellate (schema I) sulla carreggiata e carico da folla pari a  $4 \text{ kN/m}^2$  sui marciapiedi;
- Due rulli compressori da 18 tonnellate affiancati e carico da folla pari a  $4 \text{ kN/m}^2$  sui marciapiedi.

Per le strade di II Categoria venivano utilizzate distribuzioni di carico simili alle precedenti, considerando carichi ridotti.

La progettazione degli archi massici in muratura poteva ancora godere della deroga all'utilizzo di tali distribuzioni, considerando un carico uniformemente distribuito  $q$  sulla carreggiata con intensità dipendente dalla luce  $L$  dell'arco secondo la formula:

$$q = 800 - 4L \quad (1)$$

I carichi da traffico dovevano essere, anche in questo caso, amplificati con il coefficiente  $\varphi$  al fine di tener conto dell'amplificazione dinamica, seguendo una formula dipendente dalla luce  $L$  della struttura:

$$\varphi_{1945} = 1 + \frac{16}{L+40} \quad (2)$$

#### 1.1.4. Circolare ANAS n. 820 del 1952

Sette anni più tardi, nel 1952, l'Anas rilasciò la Circolare n. 820 del 15 marzo 1952. L'intento del documento era quello di sostituire i carichi da traffico per la progettazione di quei ponti facenti parte delle tratte stradali più importanti e che potevano essere quindi interessate dal passaggio di mezzi molto pesanti, come quelli militari. Per le strade statali e le autostrade venivano quindi introdotti nuovi schemi (Figura 1.2) e distribuzioni di carico. In particolare, il progettista doveva considerare le seguenti combinazioni di carichi:

- Un treno indefinito di carichi militari da 61.5 tonnellate (schema IV), affiancato da una o più colonne di autocarri da 12 tonnellate, come definito dallo schema I della Normale del 1933. Sui marciapiedi era applicato un carico da folla uniformemente distribuito pari a  $4 \text{ kN/m}^2$ ;
- Un treno indefinito di carichi militari da 32 tonnellate (schema V), affiancato da una o più colonne di autocarri da 12 tonnellate sulla carreggiata e carico da folla uniformemente distribuito pari a  $4 \text{ kN/m}^2$ .

Si definiva inoltre una terza combinazione, considerata eccezionale, composta da un carico militare isolato da 74.5 tonnellate (schema VI), affiancato da una o più colonne di autocarri da 12 tonnellate sulla carreggiata e carico da folla uniformemente distribuito pari a  $4 \text{ kN/m}^2$ .

Per ogni combinazione di carico, le colonne di autocarri affiancate ad ogni schema di carico principale venivano sempre ridotte ad una in caso di carreggiata con larghezza compresa tra 7 m e 9 m. Per la progettazione delle strade non statali, rimanevano valide le distribuzioni e gli schemi di carico definiti dalla Normale n. 8 del 1933.

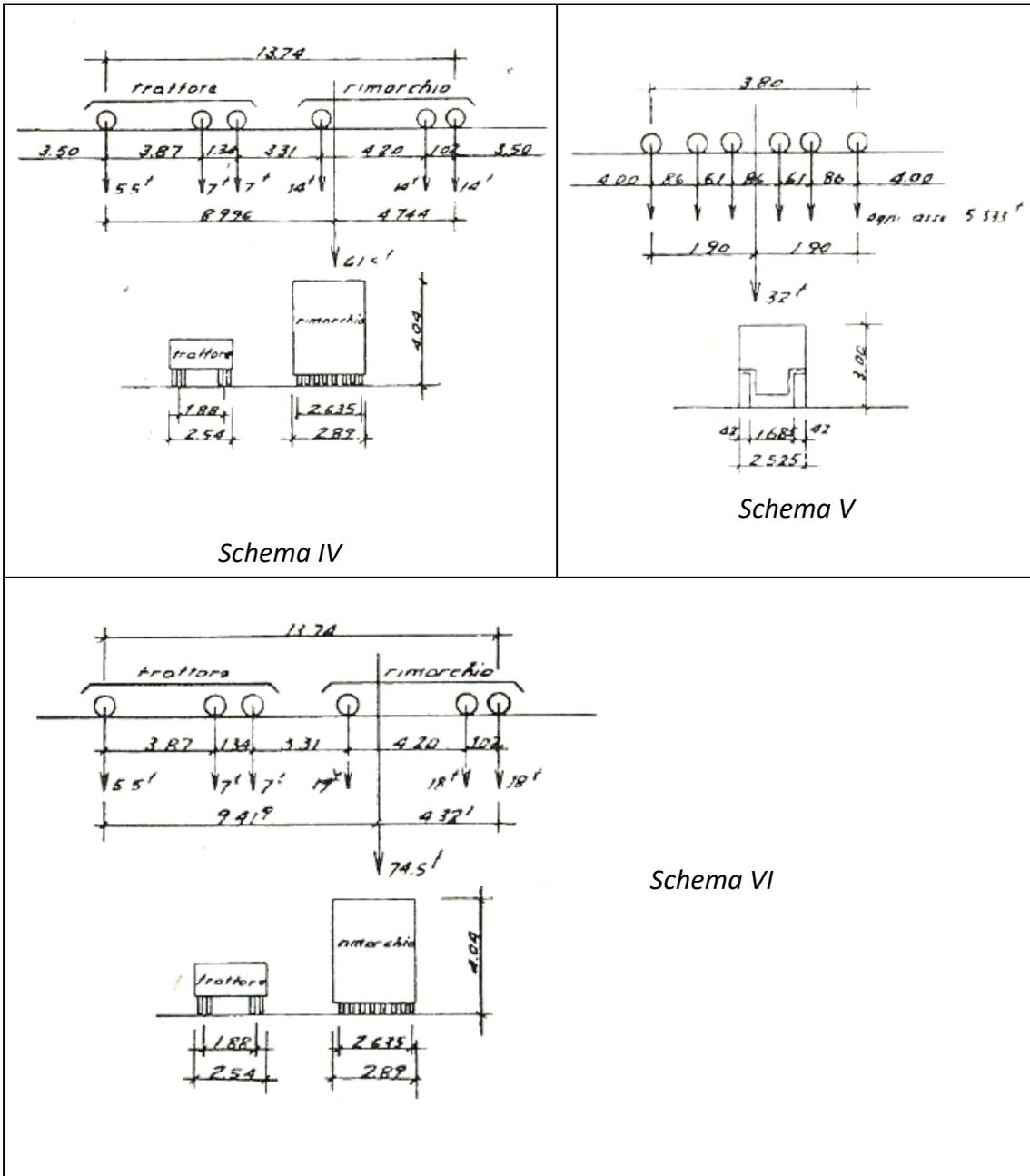


Figura 1.2: Schemi di carico della Circolare Anas n. 820 del 1952, ripresi successivamente dalla Circolare n. 384 del 1962 del Ministero dei Lavori Pubblici.

### 1.1.5. Circolare n. 384 del 1962

Gli spunti forniti dalla Circolare n. 820 del 1952 rilasciata da Anas furono assimilati nella normativa nel 1962, quando il Ministero dei Lavori Pubblici rilasciò la Circolare n. 384 del 14 febbraio (Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare n. 384, 1962). Tale Circolare, nonostante continuasse a dividere i ponti in due categorie, ne cambiava sostanzialmente la definizione, eseguita non più sui volumi di traffico transitanti sulla strada ma sulla loro entità. Si definivano infatti ponti di I Categoria quelle opere sui cui era previsto il transito di carichi civili e militari, ponti di II Categoria quelle destinate solamente al transito di carichi civili.

Per i ponti di I Categoria erano definite le stesse combinazioni di carico da traffico definite nella Circolare Anas del 1952, si prevedeva quindi di scegliere la combinazione più sfavorevole tra le tre proposte, che prevedevano l'applicazione di uno schema di carico tra il IV, V e VI di [Figura 1.2](#) affiancato ad una o più colonne di autocarri da 12 tonnellate (Schema I di [Figura 1.1](#)) con carico da folla compatta da 4 kN/m<sup>2</sup> sui marciapiedi.

Per i ponti di II Categoria si considerava invece la combinazione di carichi più sfavorevoli tra le seguenti:

- Una o più colonne indefinite di autocarri da 12 tonnellate con carico da folla compatta da 4 kN/m<sup>2</sup> sui marciapiedi;
- Uno o più rulli compressori da 18 tonnellate affiancati da un carico da folla compatta di 4 kN/m<sup>2</sup> sui marciapiedi.

Si introduceva, inoltre, per la prima volta, la larghezza di ingombro in direzione trasversale degli schemi di carico utilizzati. Per gli schemi con autocarro da 12 tonnellate e rullo compressore era previsto un ingombro pari a 3.11 m, mentre per i carichi militari un ingombro pari a 3.50 m.

La Circolare del 1962 definiva un nuovo coefficiente di amplificazione dinamica dipendente dalla luce di calcolo  $L$  dell'elemento considerato durante le verifiche e definito secondo la seguente relazione:

$$\varphi_{1962} = \begin{cases} 1 + \frac{(100-L)^2}{100(250-L)} & \text{se } L < 100 \text{ m} \\ 1 & \text{se } L \geq 100 \text{ m} \end{cases} \quad (3)$$

Oltre alle azioni da traffico, la norma prescriveva di tener conto anche delle azioni frenanti, del vento e delle azioni centrifughe. Si prescrivevano inoltre combinazioni di carico aggiuntive per la verifica dei marciapiedi e dei parapetti.

#### 1.1.6. D.M. 2 agosto 1980

Nel 1970, il Ministero dei Lavori rilasciò una nuova Circolare (n. 7091 del 4 novembre) senza però modificare le prescrizioni per i carichi traffico. Sostanziali cambiamenti furono, invece, introdotti con il Decreto Ministeriale del 2 Agosto 1980 (Ministero dei Lavori Pubblici, D.M. 02/08/1980, 1980). Rispetto alle normative precedenti, i carichi da traffico prescritti non miravano a rappresentare fedelmente il peso e la distribuzione degli assi dei veicoli effettivamente transitanti ma descriveva carichi appositamente studiati per indurre le stesse sollecitazioni massime dei carichi reali. In particolare, venivano definite 6 tipologie di carichi mobili differenti:

- Carico  $q_{1A}$ , uniformemente distribuito in asse alla corsia di ingombro, da considerare per le verifiche delle strutture principali e definito in tonnellate al metro lineare in funzione della lunghezza di calcolo  $L$  secondo le relazioni:

$$q_{1A} = \begin{cases} 2.89 + \frac{52}{L} & \text{se } L \leq 40 \text{ m} \\ 4.35 - \frac{L}{259} & \text{se } 40 \text{ m} \leq L \leq 400 \text{ m} \\ 2.75 & \text{se } L > 400 \text{ m} \end{cases} \quad (4)$$

- Carico  $q_{1B}$ , uniformemente distribuito in asse alla corsia di ingombro, da considerare per le verifiche delle strutture principali e definito in tonnellate al metro lineare in funzione della lunghezza di calcolo  $L$  secondo le relazioni:

$$q_{1B} = \begin{cases} 0.40 + \frac{27}{L} & \text{se } L \leq 15 \text{ m} \\ 2.23 - \frac{L}{500} & \text{se } 15 \text{ m} \leq L \leq 400 \text{ m} \\ 1.43 & \text{se } L > 400 \text{ m} \end{cases} \quad (5)$$

- Carico  $q_{1C}$ , costituito da un traino a 3 assi da 55 tonnellate (Figura 1.3);
- Carico  $q_{1D}$ , costituito da un autocarro a 3 assi da 31 tonnellate (Figura 1.3);
- Carico  $q_{1E}$ , costituito un'impronta di carico di 10 kN di dimensioni 0.7 m x 0.7 m;
- Carico  $q_{1F}$ , costituito un carico uniformemente distribuito pari a 4 kN/m<sup>2</sup>, corrispondente al carico da folla.

La lunghezza di calcolo  $L$ , utilizzata per i carichi  $q_{1A}$  e  $q_{1B}$ , faceva riferimento alla lunghezza della stesa di carico che si doveva prendere in esame. Nel caso in cui fosse stato necessario considerare più stese di carico distinte,  $L$  era da considerarsi pari alla lunghezza effettiva della stesa di carico, per la stesa producete il maggior contributo, e pari alla somma delle lunghezze parziali di tutte le stese, per le stese rimanenti.

Definiti i carichi mobili, i ponti ed i viadotti venivano suddivisi in tre categorie, in base all'entità dei carichi da traffico ammissibili sull'opera e quindi considerati durante la progettazione.

I ponti di I Categoria erano progettati per il transito di tutti i carichi mobili definiti dalla normativa, in particolare era necessario considerare:

- Una colonna di carichi  $q_{1A}$ ;
- Una colonna di carichi  $q_{1B}$ ;
- Se necessario, ulteriori colonne di carichi pari a 0.7  $q_{1B}$ ;
- Il carico  $q_{1F}$  uniformemente distribuito sui marciapiedi.

Se generante una condizione più gravosa, la stesa di carico  $q_{1A}$  andava sostituita con il carico  $q_{1C}$ .

I ponti di II Categoria erano progettati per il transito di tutti i carichi tranne  $q_{1A}$  e  $q_{1C}$ . In particolare, era necessario considerare:

- Due colonne di carichi  $q_{1B}$ ;
- Se necessario, ulteriori colonne di carichi pari a 0.7  $q_{1B}$ ;
- Il carico  $q_{1F}$  uniformemente distribuito sui marciapiedi.

Se generante una condizione più gravosa, la stesa di carico  $q_{1B}$  andava sostituita con il carico  $q_{1D}$ .

I ponti di III Categoria erano progettati con i carichi  $q_{1E}$  e  $q_{1F}$ , ovvero per il solo transito dei pedoni. Tali carichi andavano disposti in modo da indurre gli effetti più gravosi per la verifica considerata.

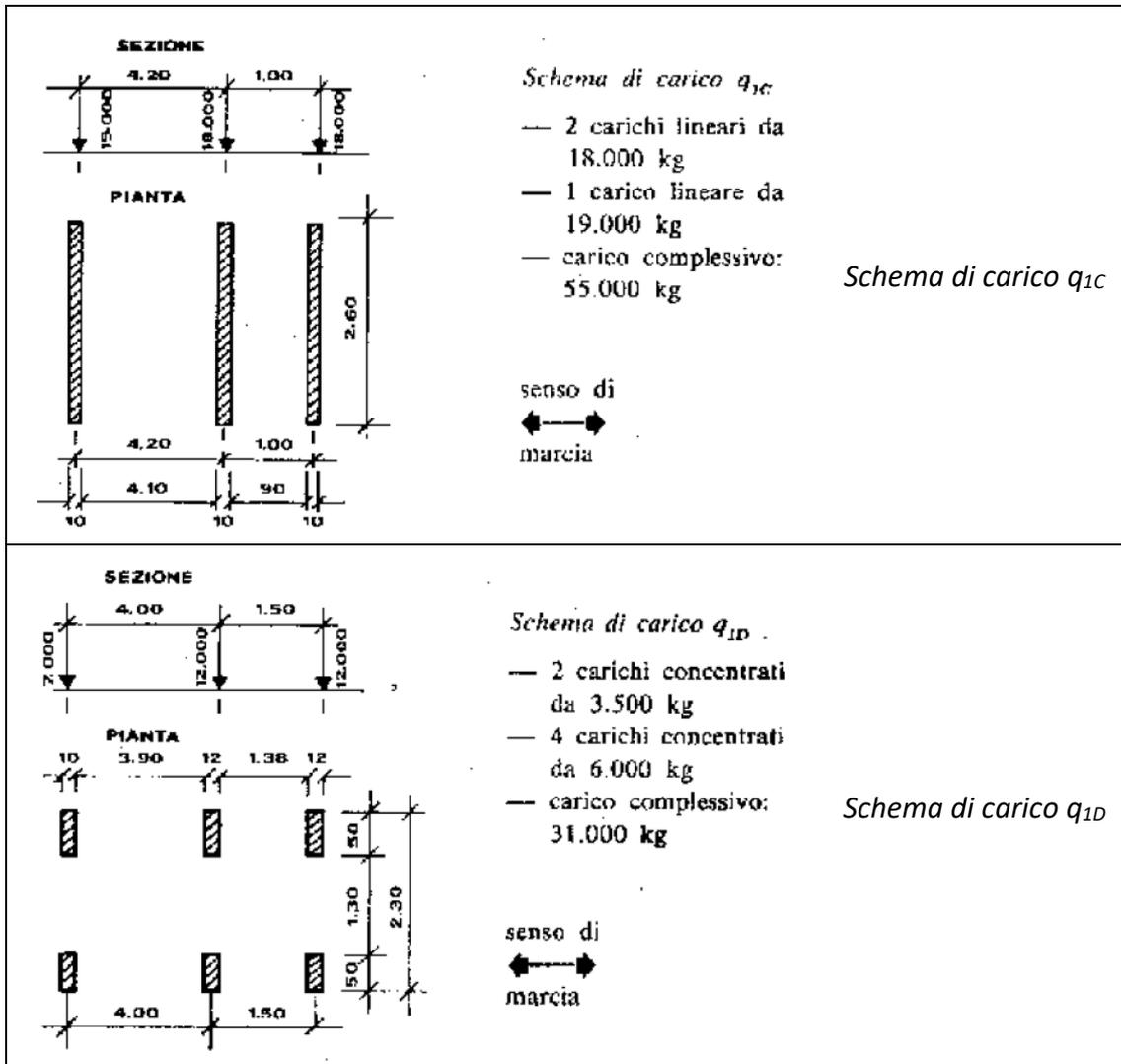


Figura 1.3: Schema di carico  $q_{1c}$  e  $q_{1D}$  previsti dal D.M. 2 agosto 1980.

Come si evince dalla definizione dei carichi, era necessario considerare almeno due colonne di carico, con larghezza pari a 3.50 m, ad eccezione di opere con larghezza della sede stradale inferiore a 5 m, per cui era consentito l'applicazione di un'unica colonna di carico. Per sedi stradali larghe, il numero delle colonne di carico da considerare doveva essere compatibile con la larghezza della carreggiata, definita considerando anche le banchine, eventuali aree di sosta di emergenza e marciapiedi non protetti con altezza inferiore a 20 cm.

Al fine di tener conto dell'azione dinamica caratterizzante i carichi mobili, in assenza di studi specifici dettagliati, era necessario considerare un incremento dei carichi mobili  $q_2$  definito dalla relazione:

$$q_2 = (\phi_{1980} - 1)q_1 \quad (6)$$

Dove  $q_1$  indica la disposizione dei carichi mobili più gravosa per la verifica in esame e  $\phi_{1980}$  rappresenta il coefficiente dinamico, ricavato dalla seguente relazione:

$$\phi_{1980} = 1.4 - 0.002 \left( \frac{g}{q} + 1 \right) L \quad (7)$$

In cui  $L$  è la lunghezza delle stese di carico prese in esame per la verifica ed il termine  $\frac{g}{q}$  rappresenta il rapporto rispettivamente tra carico permanente e carico mobile di calcolo dell'elemento strutturale, espressi per unità di lunghezza.

#### 1.1.7. D.M. 4 maggio 1990

Le norme del 1980 furono aggiornate dieci anni più tardi con il D.M. 4 maggio 1990 (Ministero dei Lavori Pubblici, D.M. 04/05/1990, 1990), a cui seguì l'anno successivo la Circolare n. 34233 (Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. 34233/1991, 1991). Mantenendo l'intenzione di utilizzare carichi equivalenti ai reali in termini di sollecitazioni indotte, vennero introdotti 5 nuove tipologie di carico mobile:

- Carico  $q_{1a}$ , consistente in un mezzo convenzionale da 60 tonnellate con tre assi (come mostrato in [Figura 1.4](#));
- Carico  $q_{1b}$ , uniformemente distribuito lungo l'asse della corsia di ingombro e pari a 3 tonnellate al metro;
- Carico  $q_{1c}$ , consistente in un carico isolato da 10 tonnellate su un'impronta quadrata di dimensioni 30 cm x 30 cm;
- Carico  $q_{1d}$ , consistente in un carico isolato da 1 tonnellata su un'impronta quadrata di dimensioni 70 cm x 70 cm;
- Carico  $q_{1e}$ , costituito un carico uniformemente distribuito pari a 4 kN/m<sup>2</sup>, corrispondente al carico da folla.

Anche in tale normativa, in base ai carichi ammessi e quindi considerati nella progettazione, fu mantenuta la suddivisione dei ponti in 3 Categorie.

I ponti di I Categoria erano progettati per il transito di tutti i carichi mobili definiti dalla normativa, in particolare era necessario considerare:

- Una colonna di carico costituita da un mezzo di tipo  $q_{1a}$  e, al di fuori del suo ingombro, una o più stese del carico  $q_{1b}$ , in modo da massimizzare gli effetti per la verifica considerata (colonna principale per i ponti di I Categoria, [Figura 1.4](#)).
- Una colonna di carico identica alla precedente con una riduzione dei carichi del 50%;
- Se necessario, altre colonne di carico identiche alla prima con una riduzione del carico del 65%;
- Il carico  $q_{1e}$  uniformemente distribuito sui marciapiedi.

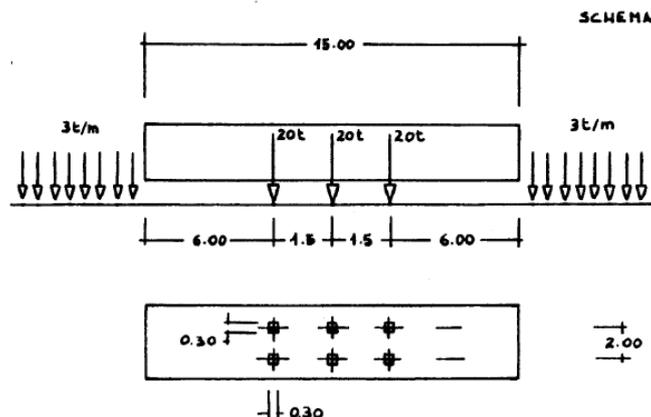


Figura 1.4: Schema di carico della colonna principale da considerare per i ponti di I categoria nel D.M. 4 maggio 1990.

I ponti di II Categoria erano progettati considerando carichi ridotti rispetto a quelli definiti per la I Categoria, in particolare era necessario considerare:

- Una colonna di carico identica a quella definita per la I Categoria con una riduzione del 25% del carico  $q_{1a}$  e del 50% del carico  $q_{1b}$  (colonna principale per i ponti di II Categoria);
- Una colonna di carico identica a quella definita per la I Categoria con una riduzione del 50% dei carichi;
- Se necessario, altre colonne di carico identiche a quella definita per la I Categoria con una riduzione del carico del 65%;
- Il carico  $q_{1e}$  uniformemente distribuito sui marciapiedi.

I ponti di III Categoria erano progettati considerando i soli carichi  $q_{1e}$  disposti in maniera tale da massimizzare gli effetti sfavorevoli per la verifica presa in considerazione.

Come per la norma del 1980, la larghezza della singola colonna di carico era posta pari a 3.50. Il numero minimo di colonne da considerare era pari a 2, a meno di impalcati con larghezza stradale inferiore ai 5.50 m. Inoltre, la norma prevedeva che, nel caso di un numero di colonne di carico superiore a 4, si dovessero considerare non una ma due colonne principali di carico non attigue.

Al fine di tener conto dell'azione dinamica caratterizzante i carichi mobili, in assenza di studi specifici dettagliati, era necessario considerare un incremento dei carichi mobili  $q_2$  definito dalla relazione:

$$q_2 = (\phi_{1990} - 1)q_1 \quad (8)$$

Dove  $q_1$  indica la disposizione dei carichi mobili più gravosa per la verifica in esame e  $\phi_{1990}$  rappresenta il coefficiente dinamico, ricavato dalla seguente relazione:

$$\phi_{1990} = \begin{cases} 1.4 & \text{se } L \leq 10 \text{ m} \\ 1.4 - \frac{L-10}{150} & \text{se } 10 \text{ m} < L < 70 \text{ m} \\ 1 & \text{se } L \geq 70 \text{ m} \end{cases} \quad (9)$$

In cui  $L$  va considerato come:

- La luce di calcolo per le travi di una sola campata;
- La luce di calcolo su cui è applicato il carico  $q_{1a}$  nel caso di travi continue;
- L'aggetto per le mensole, eventualmente incrementato della luce di calcolo della trave semplice che sostiene la mensola;
- La luce di calcolo per gli elementi secondari.

#### 1.1.8. D.M. 14 settembre 2005

Le norme sui carichi da ponte vennero modificate con l'entrata in vigore del D.M. del 14 settembre 2005 (MIT, D.M. 04/09/2005, 2005). Tale decreto segnò l'introduzione nel quadro normativo tecnico italiano di un codice unitario per le costruzioni, racchiudente quindi tutte le disposizioni relative alle diverse tecnologie costruttive e alle diverse tipologie di costruzione.

La definizione dei carichi da traffico avveniva nel capitolo 6, dedicato alle azioni antropiche. Tali carichi seguivano la scia di quelli definiti nell'Eurocodice 1, parte 2 (EN 1991-2, 2003), con l'intenzione di uniformare le azioni veicolari a quelle utilizzate nella progettazione dalle altre nazioni europee.

A differenza delle norme precedenti, il D.M. del 2005 divideva la carreggiata, compresa di banchine e corsie di emergenza, in corsie convenzionali, sulle quali applicare i carichi da traffico veicolari, ed una o più parti rimanenti in base alla larghezza della carreggiata stessa, come riassunto in [Tabella 1-2](#). Nel caso di impalcati ospitanti due carreggiate separate da uno spartitraffico fisso, le carreggiate dovevano essere divise autonomamente in corsie convenzionali.

*Tabella 1-2: Numero e corsie convenzionali definite dal D.M. 2005.*

Larghezza sede stradale $w$	Numero corsie convenzionali $n$	Larghezza corsie convenzionali	Larghezza zona rimanente
$w < 5.40 \text{ m}$	1	3.00 m	$w - 3.00 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6.0 \text{ m}$	2	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$\text{Int}(w/3)$	3.00 m	$w - 3.00 \text{ m} \times n$

Come per le norme precedenti, la disposizione delle corsie convenzionali e delle eventuali parti rimanenti era stabilita in modo tale da massimizzare gli effetti sfavorevoli per le verifiche considerate. Si sottolinea quindi che le corsie convenzionali non dovevano essere necessariamente adiacenti.

Rimanendo inalterata la suddivisione in tre categorie, per la prima erano previste 6 differenti combinazioni di carico ([Figura 1.5](#)):

- Schema di carico 1, costituito da:
  - Un mezzo con due assi di peso complessivo di 600 kN ed un carico uniformemente distribuito da 9 kN/m<sup>2</sup> sulla corsia convenzionale 1;
  - Un mezzo con due assi di peso complessivo di 400 kN ed un carico uniformemente distribuito da 2.5 kN/m<sup>2</sup> sulla corsia convenzionale 2;
  - Un mezzo con due assi di peso complessivo di 200 kN ed un carico uniformemente distribuito da 2.5 kN/m<sup>2</sup> sulla corsia convenzionale 3;
  - Un carico uniformemente distribuito pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup> sulle corsie convenzionali rimanenti.

In caso di verifiche locali, l'entità dei carichi andava ridotta del 10%.

- Schema di carico 2, costituito da un singolo asse con su due impronte di carico dal peso di 180 kN ciascuna, utilizzato solo per le verifiche locali;
- Schema di carico 3, costituito da una singola impronta di carico da 100 kN, utilizzato per le verifiche locali sui marciapiedi non protetti da barriere di sicurezza;
- Schema di carico 4, costituito da una singola impronta di carico da 10 kN, utilizzato per le verifiche locali sui marciapiedi protetti da barriere di sicurezza e su passerelle pedonali;
- Schema di carico 5, costituito da un carico uniformemente distribuito pari a 4 kN/m<sup>2</sup>, corrispondente ad un carico da folla compatta;
- Schema di carico 6, costituito da carichi uniformi definiti dalle seguenti formule:

$$q_{6,a} = 211.33 \left(\frac{1}{L}\right)^{0.3265} [kN/m] \quad (10)$$

$$q_{6,b} = 80.48 \left(\frac{1}{L}\right)^{0.3430} [kN/m] \quad (11)$$

con  $L$  luce del ponte, utilizzato per opere singole di luce maggiore di 300 m.

Per i ponti di II categoria si prevedeva di far riferimento agli stessi schemi di carico previsti per i ponti di I Categoria, modificando solamente il valore dei carichi previsti per la prima corsia convenzionale del primo schema di carico come segue:

- Carico per asse tandem pari a 225 kN;
- Carico uniformemente distribuito pari a 6.75 kN/m<sup>2</sup>.

Per i ponti di III Categoria, ovvero passerelle pedonali, si prevedeva l'utilizzo del solo schema di carico 5, considerando il carico uniformemente distribuito applicato in modo tale da massimizzare gli effetti negativi per la tipologia di verifica eseguita.

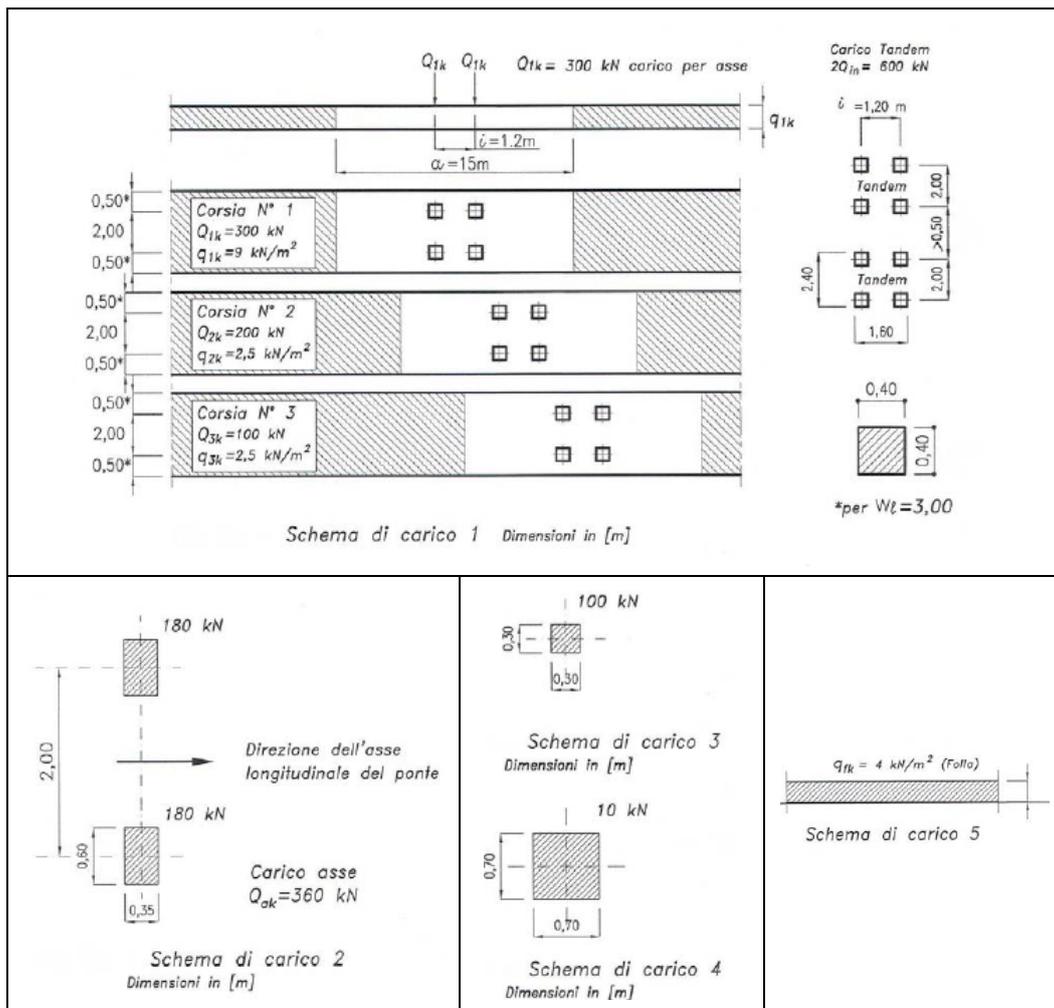


Figura 1.5: Schemi di carico previsti dal D.M. 14 settembre 2005.

Al fine di tener conto degli effetti dinamici indotti dai veicoli transitanti, i carichi da traffico, in assenza di studi specifici, dovevano essere amplificati attraverso un coefficiente dinamico, definito come la normativa del 1990 (equazione (9)).

#### 1.1.9. D.M. 14 gennaio 2008 e D.M. 17 gennaio 2018

Nonostante il D.M. 14 settembre 2005 costituisca come detto il primo testo unico relativo alle costruzioni, il suo utilizzo fu molto limitato, in quanto sostituito dopo pochi anni dal D.M. del 14 gennaio 2008 (MIT, D.M. 14/01/2008, 2008), da qui in avanti richiamato come NTC 08, e dalla relativa Circolare n. 617 del 2009 (C.S.LL.PP., Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, 2009).

Le NTC 08 dedicavano il Capitolo 5 ai ponti. In riferimento ai ponti stradali, la definizione dei carichi avveniva in modo molto simile alla norma precedente. La divisione in corsie convenzionali e la Tabella 1-2 rimanevano valide, così come la suddivisione dei ponti in tre categorie differenti in base ai carichi ammessi al transito.

Per i ponti di I Categoria erano quindi previste 6 schemi differenti di carico (Figura 1.6):

- Schema di carico 1, costituito da:

- Un mezzo con due assi tandem di peso complessivo di 600 kN ed un carico uniformemente distribuito da 9 kN/m<sup>2</sup> sulla corsia convenzionale 1;
- Un mezzo con due assi tandem di peso complessivo di 400 kN ed un carico uniformemente distribuito da 2.5 kN/m<sup>2</sup> sulla corsia convenzionale 2;
- Un mezzo con due tandem assi di peso complessivo di 200 kN ed un carico uniformemente distribuito da 2.5 kN/m<sup>2</sup> sulla corsia convenzionale 3;
- Un carico uniformemente distribuito pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup> sulle corsie convenzionali rimanenti;
- Un carico uniformemente distribuito pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup> sulle parti rimanenti.

In caso di verifiche locali, andava considerato un singolo asse tandem per corsia convenzionale disposto in asse alla corsia.

- Schema di carico 2, costituito da un singolo asse tandem con su due impronte di carico dal peso di 200 kN ciascuna, utilizzato solo per le verifiche locali. Se più gravoso era necessario considerare il peso di una singola ruota da 200 kN;
- Schema di carico 3, costituito da una singola impronta di carico da 150 kN, utilizzato per le verifiche locali sui marciapiedi non protetti da barriere di sicurezza;
- Schema di carico 4, costituito da una singola impronta di carico da 10 kN, utilizzato per le verifiche locali sui marciapiedi protetti da barriere di sicurezza e su passerelle pedonali;
- Schema di carico 5, costituito da un carico uniformemente distribuito pari a 5 kN/m<sup>2</sup>, corrispondente ad un carico da folla compatta;
- Schema di carico 6, costituito da carichi uniformi definiti dalle seguenti formule:

$$q_{L,a} = 128.95 \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25} [kN/m] \quad (12)$$

$$q_{L,b} = 88.71 \left(\frac{1}{L}\right)^{0.38} [kN/m] \quad (13)$$

$$q_{L,c} = 77.12 \left(\frac{1}{L}\right)^{0.38} [kN/m] \quad (14)$$

con  $L$  lunghezza della zona caricata. Tale schema di carico poteva essere utilizzato al posto dello schema di carico principale per opere di luce maggiore di 300 m, ai soli fini della statica complessiva del ponte.

Per i ponti di II Categoria si chiedeva di far riferimento agli stessi schemi di carico previsti per i ponti di I Categoria, modificando solamente il valore dei carichi previsti per la prima corsia convenzionale del primo schema di carico come segue:

- Carico per asse tandem pari a 245 kN;
- Carico uniformemente distribuito pari a 7.20 kN/m<sup>2</sup>.

Per i ponti di III Categoria andava invece considerato il solo schema di carico 5, disponendo il carico da folla nel modo più gravoso per la verifica condotta.

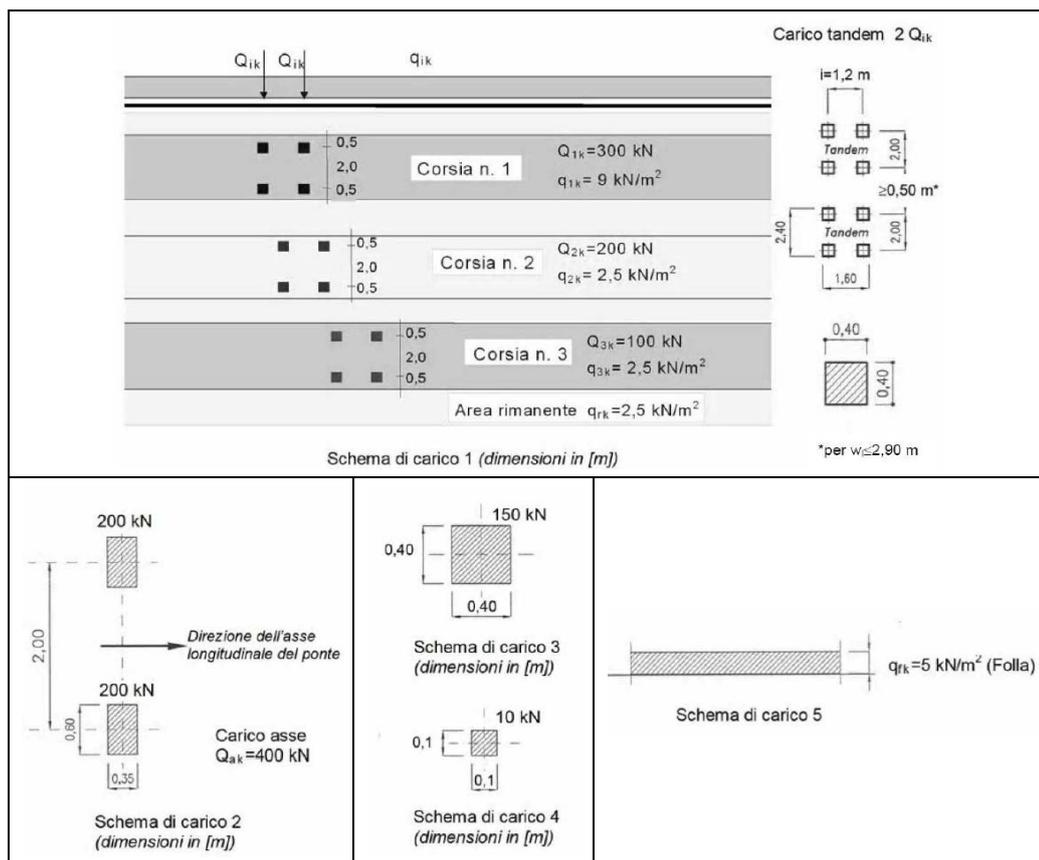


Figura 1.6: Schemi di carico previsti dal D.M. 14 settembre 2008.

A differenza delle norme precedenti, i carichi definiti dalle NTC 08 contenevano già al loro interno gli incrementi dovuti agli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

Le NTC 08 furono aggiornate nel 2018 con il D.M. 17 gennaio 2018 (MIT, D.M. 17/01/2018 n. 8, 2018), noto come NTC 2018, e relativa Circolare del 2019 (C.S.LL.PP., Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, 2019). Le NTC 18, ancora in vigore oggi, ricalcano essenzialmente i dettami delle NTC 08, con una sola differenza. Viene, infatti, modificata la distinzione in Categoria dei ponti, che attualmente sono suddivisi solamente in due Categorie: i ponti per transito veicolare (per cui valgono i sei schemi di carico così come definiti nelle NTC 08) ed i ponti pedonali (per i quali si considera solamente lo schema di carico 5 definito dalle NTC 08).

#### 1.1.10. Confronto tra i carichi da traffico previsti dalle varie norme

Al fine di confrontare i carichi da traffico introdotti con le diverse normative tra il 1933 ad oggi, è stata condotta un'analisi parametrica che, seppur semplificata, può risultare utile per trarre conclusioni preliminari sull'adeguatezza dei ponti esistenti nei confronti della norma vigente.

Per ottenere un confronto che prescindesse dalla geometria dell'impalcato, si è scelto di considerare le singole stese di carico previste dalle varie normative e valutarne gli effetti su una trave semplicemente appoggiata con luce variabile tra 10 m e 100 m

(passo di variazione 5 m). In particolare, il confronto è stato effettuato sulle prime due corsie prese singolarmente. Per ogni normativa si sono, quindi, considerate tutte le combinazioni di stese di carico ammesse dalla norma. Per ogni stesa, applicata singolarmente sulla trave considerata, sfruttando le linee di influenza del taglio e del momento flettente, si sono ricavati i valori massimi di tali sollecitazioni ed, infine, il carico equivalente uniformemente distribuito da applicare alla trave per indurre le stesse sollecitazioni massime. A partire da tali carichi equivalenti, si è definito il carico agente sulla corsia più caricata (principale) e meno caricata (secondaria), utilizzati poi per effettuare i confronti tra le varie normative. Si sottolinea che, al fine di condurre un confronto più accurato con le normative attuali, i carichi relativi alle norme antecedenti il 2008 sono stati moltiplicati per il loro coefficiente di amplificazione dinamica. La scelta di considerare due sole stese di carico affiancate è stata eseguita per evitare le incertezze legate alla norma del 1933, in cui non venivano specificati i carichi da considerare per strade con più di due corsie. I carichi sono stati, inoltre, applicati senza l'utilizzo dei coefficienti di combinazione previsti dalle normative più recenti.

Si espongono di seguito i passaggi eseguiti e le considerazioni effettuate per ogni normativa ed i risultati ottenuti.

Con riferimento a due sole stese di carico, senza considerare la presenza di eventuali marciapiedi, la normale n. 8 del 1933 prevedeva l'applicazione della più sfavorevole tra le seguenti combinazioni di carico: due colonne indefinite di autocarri con peso massimo di 12 tonnellate; una colonna indefinita di autocarri con peso massimo di 12 tonnellate affiancata ad un traino di veicoli da 40 tonnellate; un carico uniformemente distribuito da  $4 \text{ kN/m}^2$ . In [Figura 1.7](#) si riportano i carichi equivalenti relativi alle singole stese di carico per il momento flettente e per il taglio. Si nota come il carico equivalente maggiore sia dato dal traino di veicoli da 40 tonnellate. Ai fini dello studio, si considera quindi come corsia principale la corsia caricata dal traino di veicoli, e come secondaria la corsia caricata dalla colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate.

La Circolare n. 6018 del 1945 prevedeva l'applicazione della più sfavorevole tra le seguenti combinazioni di carico: due colonne indefinite di autocarri con peso massimo di 12 tonnellate; due rulli compressori da 18 tonnellate affiancati. Come si può vedere in [Figura 1.8](#), il rullo compressore genera un carico equivalente maggiore per luci minori o uguali a 20 m e per luci minori o uguali a 15 m rispettivamente per le sollecitazioni di momento flettente e taglio. Dunque, per la corsia principale e secondaria, per la sollecitazione di momento (taglio) si considera l'applicazione di un rullo compressore per luci fino a 20 m (15 m) ed una colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate per luci maggiori.

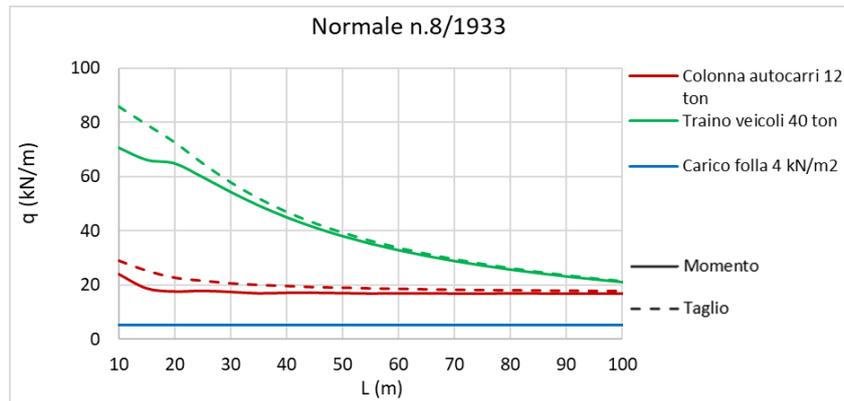


Figura 1.7: Carichi equivalenti delle stese di carico previste dalla Normale 8/1933.

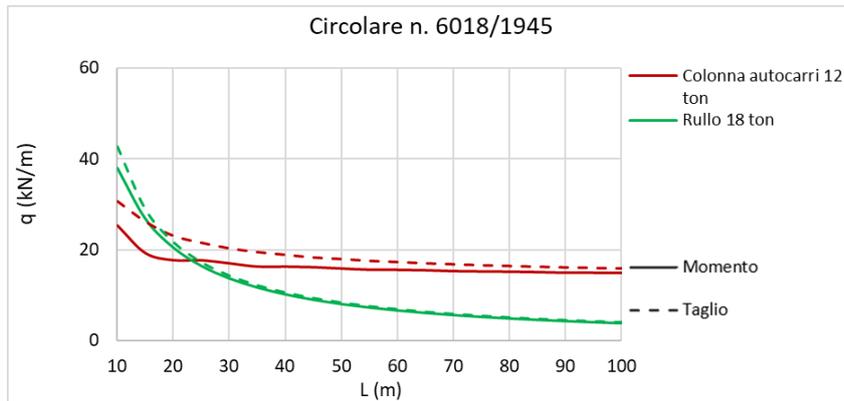


Figura 1.8: Carichi equivalenti delle stese di carico previste dalla Circolare n. 6018/1945.

La Circolare n. 384 del 1962 prevedeva l'applicazione della più sfavorevole tra le seguenti combinazioni di carico: un treno indefinito di carichi militari da 61.5 tonnellate ed una colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate; un treno indefinito di carichi militari da 32 tonnellate ed una colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate; un carico militare isolato da 74.5 tonnellate ed un carico militare isolato da 74.5 tonnellate. In Figura 1.9 sono riportati i carichi equivalenti riferiti alle diverse stese di carico da considerare. Con riferimento al momento flettente, si nota che il carico equivalente massimo è dato dal carico militare da 74.5 tonnellate fino a luci di 40 m e poi dal treno indefinito di carichi militari da 61.5 tonnellate. Con riferimento al taglio, si nota un comportamento simile con una variazione della tipologia di carico inducente la massima sollecitazione tra i 30 m ed i 35 m. Di conseguenza, al fine del confronto, per le corsie principali si sono assunti i carichi inducenti i carichi massimi equivalenti e per le corsie secondarie la colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate.

Il DM 2 agosto 1980 stabiliva l'utilizzo di due combinazioni di carichi: una colonna di carichi  $q_{1A}$  ed una colonna di carichi  $q_{1B}$ ; il carico  $q_{1C}$  ed una colonna di carichi  $q_{1B}$ . Si rimanda ai paragrafi precedenti per la descrizione dei carichi richiamati. In Figura 1.10 si riportano i carichi equivalenti per il momento flettente e per il taglio relative a tali stese di carico. Si nota che per il momento flettente, la colonna di carichi  $q_{1A}$  genera sempre il carico equivalente maggiore, e viene quindi considerata come carico per la corsia principale (associata alla corsia secondaria con colonna di carico  $q_{1B}$ ). Per il taglio, si ha

condizione analoga, a meno della luce più piccola, in cui il carico  $q_{1c}$  genera la condizione peggiore; in tal caso, solo per questa luce, si utilizza questa stesa per la corsia principale. Si sottolinea che si è preso in considerazione, per il coefficiente di amplificazione dinamica, un rapporto  $\frac{g}{q}$  pari ad 1, valore di solito riferito a ponti in cap ed intermedio tra quello usualmente utilizzato per il ca (2) e l'acciaio (0.65).

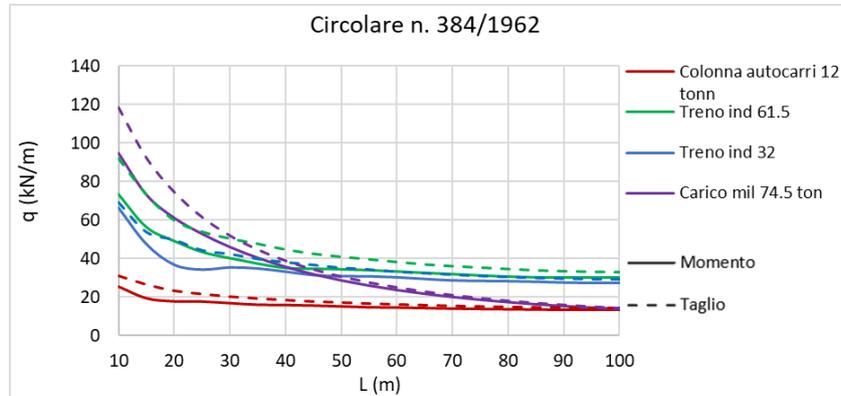


Figura 1.9: Carichi equivalenti delle stese di carico previste dalla Circolare n. 384/1962.

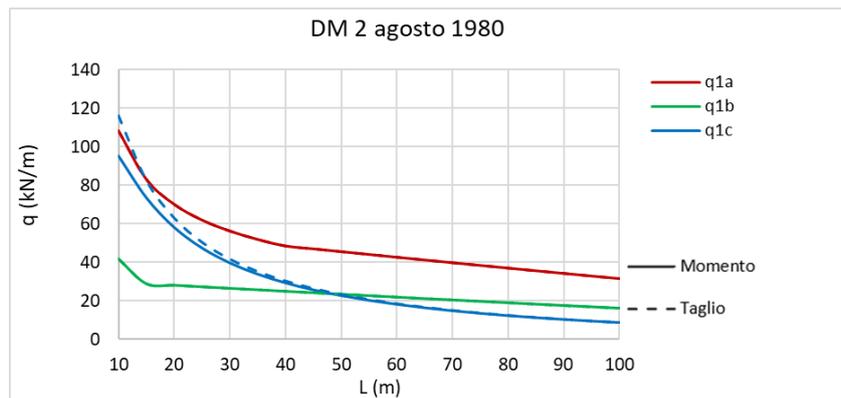


Figura 1.10: Carichi equivalenti delle stese di carico previste dal DM 2 agosto 1980.

Il DM 4 maggio 1990 stabiliva i carichi da applicare alle corsie inducenti effetti sfavorevoli di entità sempre minore. Sulla corsia principale si considera agente quindi il mezzo da 60 tonnellate e, al di fuori del suo ingombro, un carico uniformemente distribuito da 30 kN/m. Sulla corsia secondaria si applica la stessa stesa di carico con una riduzione del 50% sull'entità dei carichi stessi. In Figura 1.11 si riporta l'andamento dei carichi equivalenti per le due corsie per le sollecitazioni di taglio e momento flettente.

Dal 2005 la definizione dei carichi da applicare divenne ancora più chiara con l'introduzione delle corsie convenzionali. In Figura 1.12 e Figura 1.13 si riportano i carichi equivalenti ricavati per la 1° e la 2° corsia convenzionale rispettivamente per la norma del 2005 e le norme del 2008 e 2018.

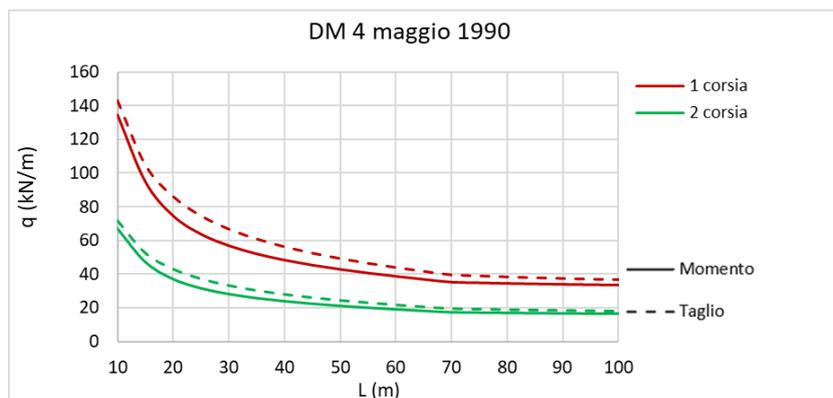


Figura 1.11: Carichi equivalenti delle stese di carico previste dal DM 4 maggio 1990.

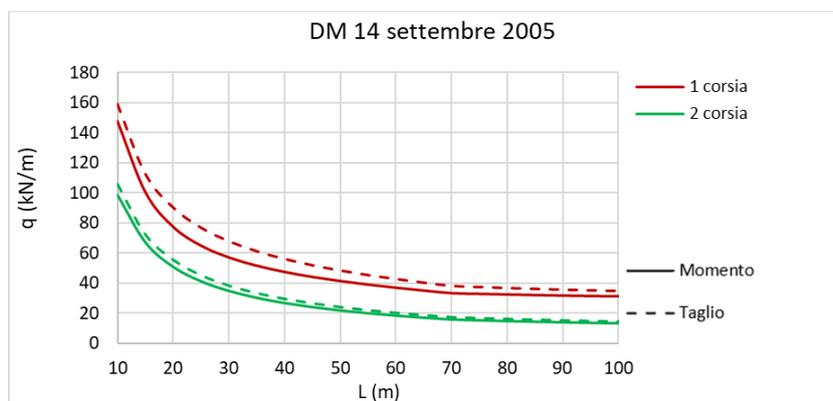


Figura 1.12: Carichi equivalenti delle stese di carico previste dal DM 14 settembre 2005.

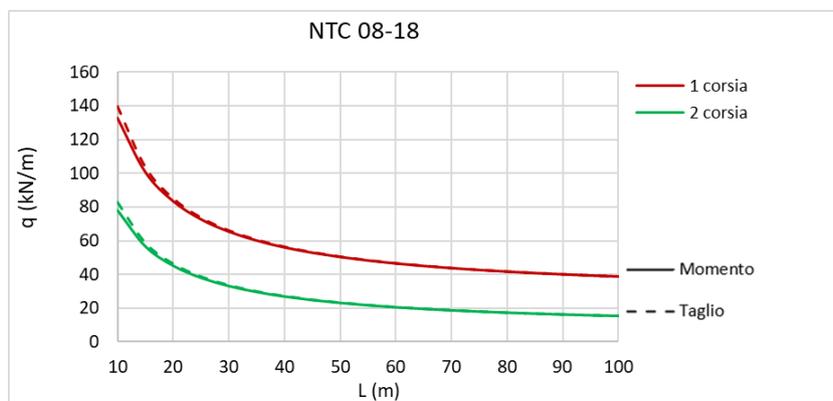


Figura 1.13: Carichi equivalenti delle stese di carico previste dalle NTC 08 e dalle NTC 18.

Individuati i carichi da applicare sulla corsia principale e secondaria per ogni normativa, è stato possibile operare un confronto diretto tra di esse. In [Figura 1.14](#) e [Figura 1.15](#) si riportano i carichi equivalenti ricavati, rispettivamente, per il momento flettente ed il taglio, per la corsia principale e secondaria. Al fine di valutare meglio i risultati ottenuti, si forniscono gli stessi diagrammi in forma adimensionalizzata ad ogni luce rispetto ai valori di carico equivalente ottenuti per le NTC 18 ([Figura 1.16](#) e [Figura 1.17](#)).

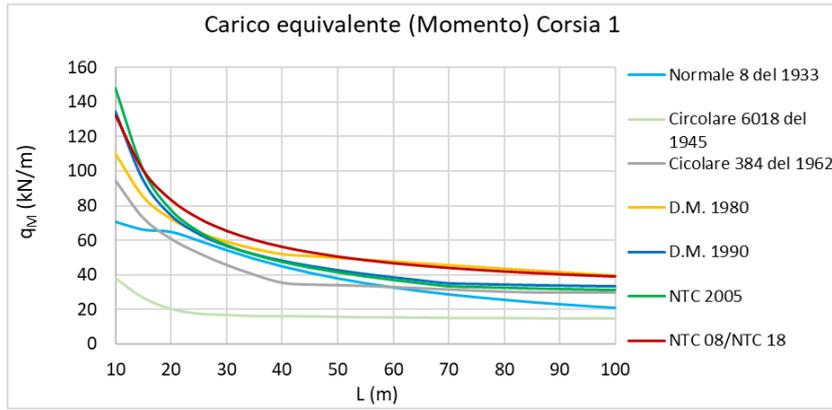
Come è possibile notare dai grafici, le normative emanate fino al 1962 presentano un carico equivalente molto minore rispetto a quello indotto dalle NTC 18 per luci

inferiori a 50 m; per luci maggiori la differenza tra i carichi equivalenti diminuisce senza mai annullarsi, ad eccezione della corsia secondaria riferita alla Normale 8/33 per luci circa superiori a 85 m. È necessario sottolineare che fino agli anni '50, la maggior parte dei ponti non superava luci eccessivamente grandi, così che, ad oggi, la maggior parte dei ponti costruiti in quegli anni risulta essere sottodimensionata rispetto ai carichi da traffico previsti dalla normativa attuale.

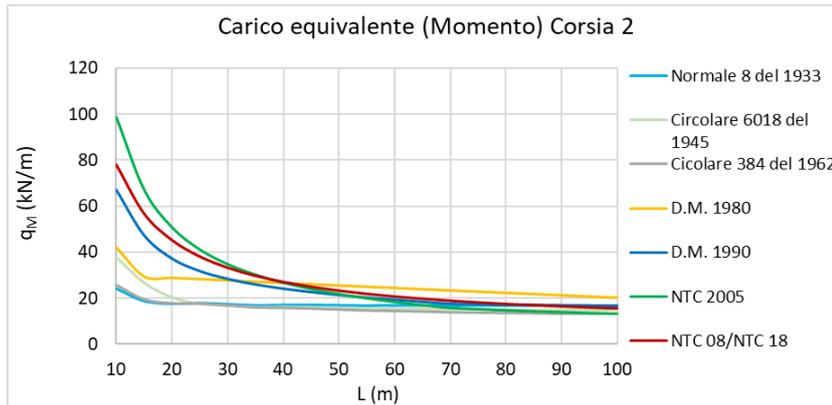
Con riferimento ai ponti progettati tra il 1980 e 1990, si nota che, per luci superiori ai 50 m e 40 m, rispettivamente per la corsia principale e secondaria, si hanno valori dei carichi equivalente maggiori rispetto a quelli indotti dalle NTC 18, mentre per luci piccole si ha una riduzione fino al 20% sulla corsia principale e al 50% sulla corsia secondaria. La normativa del 1990 fornisce valori del carico equivalente simili rispetto a quelli delle NTC 18 per piccole luci sulla corsia principale e non inferiori al 20 % per luci superiori. Sulla corsia secondaria si ha invece un comportamento opposto. Si nota comunque che le differenze rispetto la norma vigente non sono mai superiori al 20%. Valutando invece la normativa del 2005, si individua un andamento simile alla norma del 1990, con differenze di carico equivalente leggermente più accentuate rispetto alle NTC 18, sia per le variazioni in positivo che negativo.

Dal confronto dei carichi equivalenti emerge, quindi, che i ponti progettati prima dell'entrata in vigore del D.M. 2 agosto 1980 risultano sottodimensionati rispetto le norme attualmente in vigore. I ponti progettati tra il 1980 e 1990 sono sottodimensionati per luci inferiori ai 40/50 m, mentre le opere progettate tra il 1990 e 2008, risultano sottodimensionate, sebbene non in modo eccessivo, per alcune luci.

Risulta evidente che, in virtù delle osservazioni effettuate, una valutazione del patrimonio dei ponti e viadotti sia essenziale per garantire la sicurezza di tali infrastrutture.

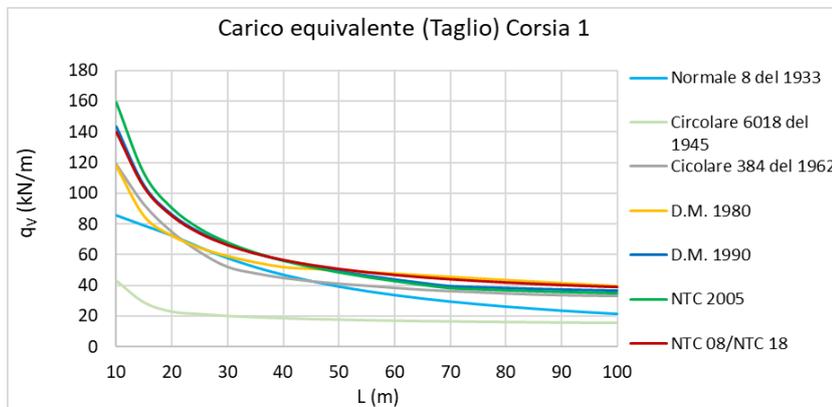


(a)

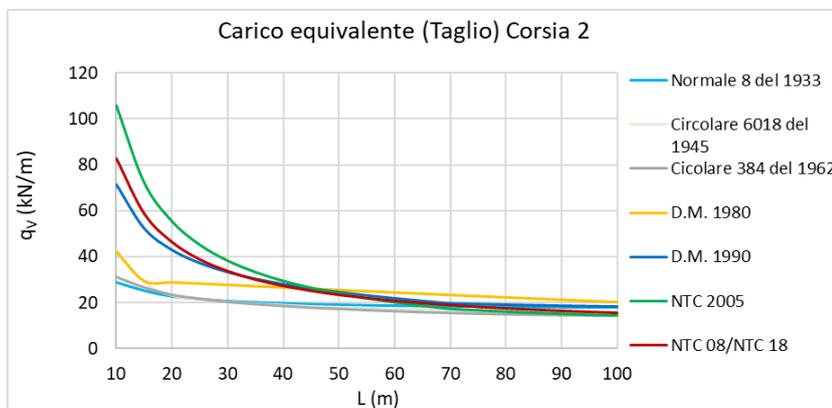


(b)

Figura 1.14: Carichi equivalenti per il momento al variare della normativa sulla corsia (a) principale e (b) secondaria.

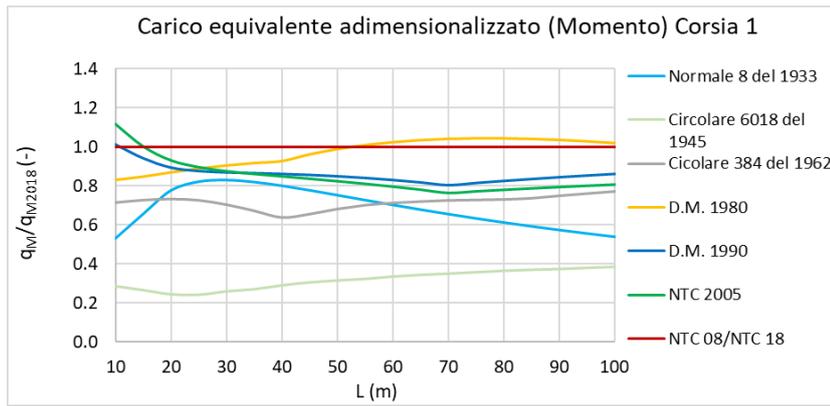


(a)

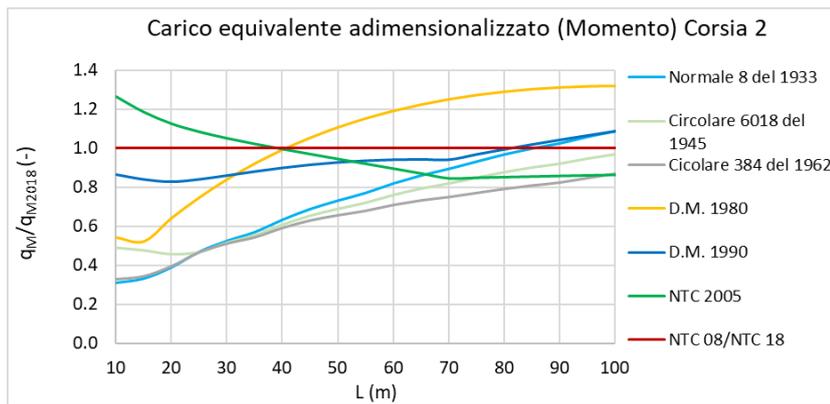


(b)

Figura 1.15: Carichi equivalenti per il taglio al variare della normativa sulla corsia (a) principale e (b) secondaria.

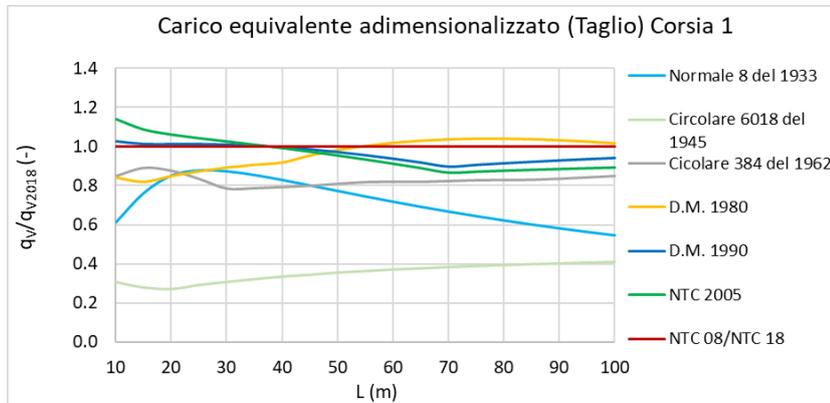


(a)

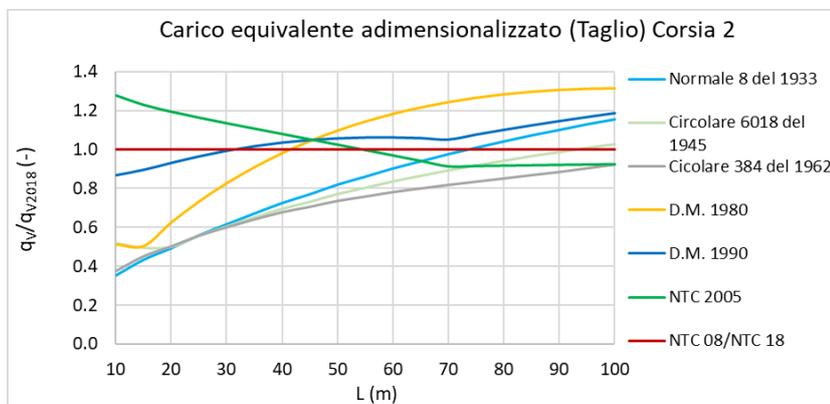


(b)

Figura 1.16: Carichi equivalenti per il momento al variare della normativa sulla corsia (a) principale e (b) secondaria.



(a)



(b)

Figura 1.17: Carichi equivalenti per il taglio al variare della normativa sulla corsia (a) principale e (b) secondaria.

## 1.2. Evoluzione delle normative sismiche italiane

La normativa sismica italiana è il risultato di un processo evolutivo iniziato già nel 1627, anno in cui venne emanato il primo decreto in materia sismica. Nonostante ciò, le prime indicazioni sull'utilizzo delle azioni sismiche nella progettazione dei ponti vennero introdotte solamente con il D.M. del 1980. Di seguito si espone brevemente l'evoluzione della normativa sismica nazionale, con particolare riferimento alle modifiche effettuate alla zonazione sismica del territorio italiano ed alle prescrizioni relative a ponti e viadotti.

### 1.2.1. Dal 1627 alla prima zonazione sismica del territorio italiano

Come già detto, il primo decreto in materia sismica risale al 1627, emanato a seguito del terremoto che colpì la zona campana del Sannio il 30 luglio del 1627 e con il quale venne introdotto il sistema baraccato alla beneventana (ISI, s.d.).

A circa 150 anni di distanza, il 20 marzo 1784, il re di Napoli e di Sicilia Ferdinando IV di Borbone emanò le *Istruzioni reali per la ricostruzione di Reggio*, rese necessarie a seguito dello sciame sismico che si verificò nella zona meridionale della Calabria e dello stretto di Messina tra il 5 febbraio ed il 28 marzo 1783, provocando 30000 vittime e radendo al suolo diverse città. Fu poi la volta del governo dello Stato Pontificio di Pio IX, che, a seguito del sisma del 1857 che colpì il territorio di Napoli e del sisma del 1859, che colpì la zona di Norcia, rilasciò un *Regolamento edilizio* imponendo severe regole per la ricostruzione.

Le successive normative furono introdotte dal nuovo Regno d'Italia con la Legge n. 1985 del 5 marzo 1884 ed il R.D. n. 2600 del 29 agosto 1884, emanati a seguito del terremoto di Casamicciola dell'anno precedente ed in cui vennero stabilite regole precise per le nuove costruzioni, che, di fatto, non vennero mai applicate nella ricostruzione.

Circa 25 anni dopo, il 28 dicembre 1908, Reggio Calabria e Messina furono colpite da un violento terremoto che rase quasi al suolo le due città provocando circa 80000 vittime ([Figura 1.18](#)). Tale sisma indusse lo Stato ad impegnarsi seriamente nel tema della prevenzione antisismica. Vennero quindi emanati la Legge 12 del 12 gennaio 1909, il R.D. n. 193 del 18 aprile 1909, la Circolare n. 2664 del 20 aprile 1909 e il R.D. n. 542 del 15 luglio 1909, che introducevano norme tecniche ed igieniche per le riparazioni e le ricostruzioni, racchiudendo tutte le esperienze maturate fino a quel tempo dai precedenti terremoti. Inoltre, per la prima volta nella storia, veniva introdotta una distinzione sismica del territorio italiano ([Figura 1.19](#)), con la quale, per qualche centinaio di comuni tra Sicilia e Calabria, venne previsto l'obbligo di applicare le prescrizioni del R.D. 193/1909.

Si nota come tutte le normative introdotte fino al 1909 furono emanate a seguito di eventi sismici con ripercussioni devastanti per la popolazione, gli edifici e l'economia. Approccio poi seguito anche per tutto il XX secolo.



Figura 1.18: Fotografie dal terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908.



Figura 1.19: Prima individuazione delle zone sismiche italiane (1909).

### 1.2.2. Dal 1916 al 1962

Nel 1916, a seguito del terremoto della Marsica del 13 gennaio 1915, con il D.L. n. 1526 del 5 novembre, venne introdotta per la prima volta una quantificazione ed una distribuzione delle azioni sismiche da applicare nella fase di progettazione di nuovi edifici. Venne, inoltre, aggiornato l'elenco dei comuni italiani ritenuti a più alto rischio sismico.

Tra il 1916 ed il 1920, l'Italia fu colpita da diversi sismi che causarono notevoli danni. Si ricordano: il terremoto nell'Alto Adriatico del 17 maggio 1916, il cui sciame sismico durò fino alla fine dell'anno e che provocò danni su più di 1000 edifici riminesi; il terremoto dell'Alta Valtiberina, tra Umbria e Toscana, del 26 aprile 1917; il terremoto nel Mugello del 29 giugno 1919, che causò crolli e danni ingenti agli edifici in provincia di Firenze; il terremoto della Garfagnana del 7 settembre 1920, che causò circa 170 decessi e 650 feriti. Tali eventi diedero la spinta per l'emanazione del R.D. n. 705 del 3 aprile 1926, con il quale si introdussero nuove limitazioni geometriche per gli edifici, e del R.D. n. 431 del 13 marzo 1927, che introdusse, per la prima volta in modo compiuto, il concetto di zonazione sismica. Il territorio italiano veniva, infatti, suddiviso in tre zone (Figura 1.20): zone di prima categoria, ad alto rischio sismico; zone di seconda categoria, a rischio sismico; zone di terza categoria, non a rischio sismico.

A seconda della zona, si individuavano limitazioni diverse sulla geometria degli edifici e si prescrivevano azioni sismiche di diversa entità e distribuzione.



*Figura 1.20: Prima zonazione sismica, R.D. 431/1927. I comuni declassificati, fanno riferimento all'aggiornamento dei comuni sismici a seguito del terremoto della Marsica.*

Dal 1927, la mappa di zonazione sismica subì diverse modifiche, quasi sempre a seguito di terremoti, includendo, ad ogni revisione, le zone colpite dal sisma.

Il 23 novembre 1962 l'Irpinia fu colpita da un violento terremoto che causò quasi 3000 vittime, 9000 feriti e 280000 sfollati. Dopo tale evento fu emanata la Legge n. 1684 del 25 novembre 1962, con la quale si estendeva l'obbligo di adottare le norme sismiche non solo ai comuni colpiti da precedenti terremoti, ma anche a quelli "soggetti ad intensi movimenti sismici". Si permetteva, inoltre, una riduzione delle azioni sismiche in caso di condizioni geologiche e morfologiche favorevoli. Con tale legge venne nuovamente modificata la zonazione sismica della penisola, che a fine 1962 appariva come rappresentata in [Figura 1.21](#).



*Figura 1.21: Zonazione sismica del territorio italiano al 1962.*

### 1.2.3. Dal 1974 al 1997

Dal 1962 al 1973 si ebbero ulteriori modifiche alla zonazione sismica del territorio italiano, dovute per lo più al terremoto nel Belice del 15 gennaio 1968 e al terremoto in Toscana del 6 febbraio 1971.

Il 1974 rappresenta un anno importante per l'evoluzione della normativa tecnica per le costruzioni. La Legge n. 64 del 2 febbraio 1974, *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*, oltre a stabilire principi generali di carattere tecnico, affidò al Ministro per i lavori pubblici, in concerto con il Ministro dell'Interno e in consenso con il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, il compito di emanare Decreti Ministeriali per disciplinare i diversi settori delle costruzioni, tra cui la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali come i ponti, snellendo così l'iter burocratico per l'approvazione di normative tecniche, prima necessariamente legate all'emanazione di una vera e propria legge. In accordo con la L. 64/1974 anche l'aggiornamento dell'elenco delle zone dichiarate sismiche, con relativo grado di sismicità, veniva affidata al Ministro per i lavori pubblici.

L'anno successivo venne emanato il primo Decreto Ministeriale che approvava le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche a seguito della L. 64/1974, il D.M. 3 marzo 1975. Con tali norme venivano disciplinate tutte le tipologie di costruzioni la cui sicurezza potesse interessare la pubblica incolumità. Non fu però solamente questa l'unica novità: per la prima volta si introduceva la possibilità di valutare gli effetti di un'azione sismica con un'analisi statica o dinamica a partire da uno spettro di risposta. In alternativa, era possibile condurre analisi più approfondite utilizzando un terremoto di progetto, la cui scelta andava opportunamente motivata. Lo spettro di risposta era definito a partire dal coefficiente di risposta  $R$ , determinato tramite la seguente relazione:

$$R = \begin{cases} 1 & \text{se } T \leq 0.8 \text{ s} \\ \frac{0.862}{T^{\frac{2}{3}}} & \text{se } T > 0.8 \text{ s} \end{cases} \quad (15)$$

Dove  $T$  rappresentava il periodo fondamentale della struttura o del modo di vibrare considerato. Nel caso di azioni sismiche verticali si poneva  $R$  pari ad 1. Lo spettro di risposta ([Figura 1.22](#)) veniva ricavato moltiplicando il coefficiente di risposta per il coefficiente di intensità sismica  $C$ , determinato con la formula:

$$C = \frac{S-2}{100} \quad (16)$$

In cui  $S$  era il grado di sismicità, sempre maggiore di 2. In particolare, si assumeva, solitamente, un valore di  $S$  pari a 12 e 9 rispettivamente per le zone sismiche I e II.

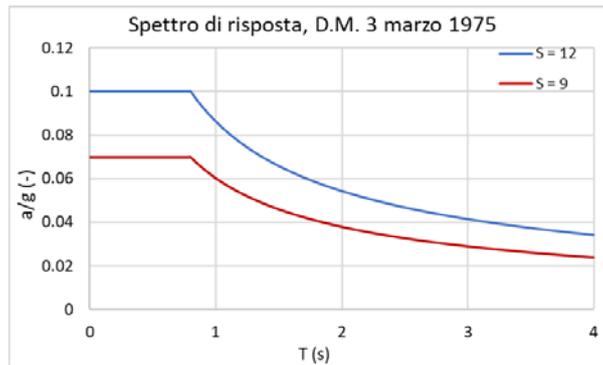


Figura 1.22: Spettro di risposta, D.M. 3 marzo 1975.

La classificazione delle zone sismiche venne periodicamente aggiornata negli anni successivi a seguito dei terremoti del Friuli del 6 maggio e 15 settembre 1976, dei terremoti del 1978 in Calabria meridionale (11 marzo) e nel Golfo di Patti (15 aprile) e del terremoto in Val Nerina del 19 settembre 1979.

Nel 1980, con il D.M. del 2 agosto, inerente i ponti stradali, per la prima volta il sisma apparve tra l'elenco delle azioni da considerare per la progettazione e la verifica di tali strutture, rimandando al D.M. 3 marzo 1975 per la definizione dei carichi e le tipologie di analisi da eseguire. È da sottolineare che, nonostante le azioni sismiche furono introdotte solo nel 1980 per il calcolo dei ponti, le strutture costruite precedentemente possedessero comunque una minima resistenza nei confronti delle azioni orizzontali, in quanto, già con la Circolare n. 384 del 1962, venivano considerate l'azione del vento, centrifuga e frenante.

Nel 1981, con il D.M. del 3 giugno, la mappa sismica italiana venne nuovamente aggiornata, introducendo la zona III, a bassa sismicità. Il territorio italiano risultava quindi diviso in aree ad alta, media, bassa e nulla sismicità (Figura 1.23). A tale nuova zona veniva associato un grado di sismicità  $S$  pari a 6, corrispondente ad un valore dell'accelerazione al suolo di 0.04 g.

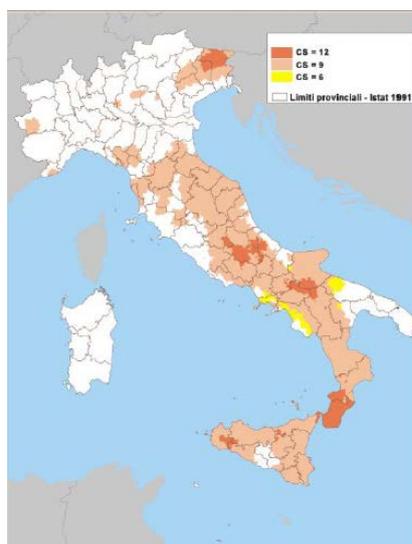


Figura 1.23: Zonazione sismica del territorio italiano al 1981.

Con il D.M. del 19 giugno 1994 si ebbe un nuovo aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica. Con tale normativa veniva introdotto un coefficiente di protezione sismica  $I$  che andava moltiplicato allo spettro di risposta al fine di tener conto dell'esposizione di categorie diverse di strutture. Il coefficiente assumeva valori pari a 1.4 per le strutture di primaria importanza ai fini della protezione civile, 1.2 per le strutture che presentavano particolari rischi per la loro destinazione d'uso ed 1 per le strutture non ricadenti nelle categorie precedenti.

Nel 1996 furono emanati gli ultimi decreti previsti dalla legge 64/1974. Tra questi, il DM 16 gennaio 1996 aggiornò nuovamente le prescrizioni in materia antisismica. Con tale decreto venne introdotto l'utilizzo del metodo agli stati limite in zona sismica e l'introduzione di un controllo sugli spostamenti per la limitazione dei danni alle parti non strutturali.

Si sottolinea che, tra il 1984 ed il 2002, la mappa delle zone sismiche non venne sostanzialmente aggiornata.

#### 1.2.4. OPCM 3274/2003

Il terremoto di San Giuliano di Puglia del 31 ottobre 2002, che causò il crollo di un istitutivo scolastico pluricomprendivo in cui persero la vita 27 bambini ed una maestra, generò l'impulso per una riforma massiccia della normativa sismica, in quanto il terremoto colpì una zona fino ad allora non classificata come sismica seppur contornata da comuni catalogati come sismici. Tale riforma arrivò sottoforma dell'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003 (OPCM n. 3274, 2003), contenente 4 allegati, ognuno relativo ad un diverso ambito:

- Allegato I – *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone;*
- Allegato II – *Norma tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici;*
- Allegato III – *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti;*
- Allegato IV – *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.*

Con riferimento all'Allegato I, tutto il territorio italiano veniva classificato come sismico e suddiviso in 4 zone, a cui venivano assegnati valori di accelerazione di picco orizzontale al suolo ( $a_g$ ) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni e le relative accelerazioni di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, come mostrato in [Tabella 1-3](#). L'individuazione, la formazione e l'aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche era demandata alle province, ma, fino ad una loro delibera, tali zone venivano individuate sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale*, elaborato nel 1997 da un gruppo di lavoro incaricato dalla Commissione Grandi Rischi del Dipartimento di Protezione Civile ([Figura 1.24](#)).

Tabella 1-3: Accelerazioni orizzontali al suolo, OPCM 3274/2003.

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (g)
1	> 0.25	0.35
2	0.15 - 0.25	0.25
3	0.05 - 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

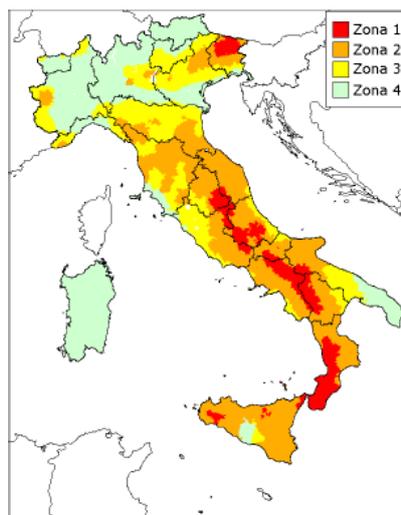


Figura 1.24: Zonazione sismica introdotta con l'OPCM 3274/2003. Immagine tratta da (Meletti, Stucchi, & Boschi, 2006).

Con riferimento all'Allegato III, venivano fornite precise indicazioni sulle modalità di analisi, sulle verifiche e sulle azioni sismiche da considerare nel progetto di ponti e viadotti. Per tali strutture, sotto l'azione sismica, si prevedeva di adottare un approccio basato sugli stati limite. In particolare, l'opera doveva essere realizzata in modo tale che:

- Per eventi sismici caratterizzati da un periodo di ritorno medio, non inferiore a 150 anni, non subisse danni strutturali tali da indurre una riduzione del traffico;
- Per eventi sismici di forte intensità e caratterizzati da un periodo di ritorno elevato, subisse danni strutturali tali da non comprometterne la transitabilità ed ostacolare un flusso di traffico sufficiente alle operazioni di soccorso.

Per la determinazione dell'azione sismica veniva inizialmente definito uno spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell'accelerazione (Figura 1.25), ricavato con la seguente formula:

$$S_e = \begin{cases} a_g S \left( 1 + \frac{T}{T_B} (2.5 \eta - 1) \right) & \text{se } 0 \leq T < T_B \\ 2.5 a_g S \eta & \text{se } T_B \leq T < T_C \\ 2.5 a_g S \eta \frac{T_C}{T} & \text{se } T_C \leq T < T_D \\ 2.5 a_g S \eta \frac{T_C T_D}{T^2} & \text{se } T \geq T_D \end{cases} \quad (17)$$

In cui  $a_g$  veniva preso in accordo alla [Tabella 1-3](#) in base alla zona sismica in cui si collocava l'opera,  $T$  era il periodo di vibrazione della struttura,  $S$  un fattore dipendente dal profilo stratigrafico del terreno,  $\eta$  era un fattore introdotto per tener conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  secondo la formula  $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$ , e  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , definiti in funzione della categoria di sottosuolo, rappresentavano i periodi di divisione tra i vari tratti dello spettro. In modo simile, veniva definito lo spettro di risposta elastico della componente verticale ed uno spettro di risposta elastico in spostamento.

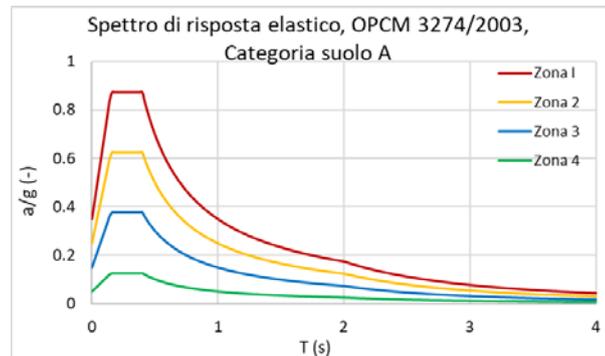


Figura 1.25: Spettro di risposta elastico, Categoria suolo A,  $\xi=5$ , in accordo all'OPCM 3274/2007.

Considerando l'azione sismica di progetto per lo Stato Limite Ultimo (SLU), l'opera doveva essere concepita in modo tale che si formassero meccanismi dissipativi stabili con dissipazione concentrata esclusivamente nelle pile, garantendo che l'impalcato, gli appoggi, le spalle e le strutture ed il terreno di fondazione rimanessero in campo elastico, rispettando dei criteri di gerarchia delle resistenze e prevedendo la progettazione di opportuni dettagli costruttivi. Per consentire l'utilizzo di analisi lineari, tali dissipazioni venivano tenute in considerazione introducendo un fattore di struttura  $q$ , definito in base alla tipologia di ponte e alle sue caratteristiche geometriche, da sostituire a  $\eta$  nella formulazione dello spettro di risposta delle accelerazioni orizzontali, ottenendo così uno spettro di progetto.

I valori dello spettro di risposta elastico e di progetto dovevano essere moltiplicati per un fattore di importanza  $\gamma_I$  per tener conto della diversa importanza che certe opere potevano ricoprire. Si considerava un fattore di importanza pari a 1.3 per le opere di importanza critica al fine di garantire i collegamenti in seguito ad un evento sismico ed il cui collasso poteva generare numerose vittime. Per le opere di normale importanza veniva assunto un valore pari all'unità.

Si sottolinea che il comma 3 dell'OPCM introdusse l'obbligo di effettuare la verifica di tutti gli edifici e le infrastrutture che, a seguito di sisma, avrebbero dovuto svolgere un ruolo di rilievo per le operazioni della Protezione Civile.

Nonostante le grandi novità introdotte, l'emanazione dell'OPCM produsse un clima di incertezza nel quadro normativo nazionale in quanto le norme precedenti non vennero abrogate.

#### 1.2.5. D.M. 14 settembre 2005

Come già accennato nel paragrafo 1.1.8., il 14 settembre 2005 venne introdotto il primo codice unitario per le costruzioni, imponendo l'utilizzo del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi per la progettazione di tutte le tipologie di strutture. In particolare, veniva richiesto che la struttura avesse tre requisiti fondamentali:

- Sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE), definiti come gli stati al superamento dei quali si presentava la perdita di funzionalità dell'opera;
- Sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU), definiti come gli stati al superamento dei quali si aveva il collasso strutturale della struttura o comunque fenomeni che compromettono in modo irreversibile la struttura;
- Robustezza nei confronti di azioni accidentali, come incendi, esplosioni, urti o errori umani.

Tali stati limite andavano verificati attraverso opportuni modelli di calcolo che potessero rappresentare sia il comportamento strutturale che quello delle azioni esterne, descrivendo le variabili di progetto secondo un approccio probabilistico, tenendo in considerazione le incertezze presenti nella loro definizione. Ne segue che anche la verifica della sicurezza fosse intesa in senso statistico. Si rimanda ai paragrafi 2.3 e 2.4 del (MIT, D.M. 04/09/2005, 2005) per una descrizione più approfondita dell'approccio semiprobabilistico agli stati limite ultimi.

Considerando le variabili di progetto come variabili probabilistiche, venivano introdotti dei coefficienti riduttivi della resistenza dei materiali e dei coefficienti amplificativi delle azioni, detti fattori parziali rispettivamente dei materiali e dei carichi.

Inoltre, essendo le variabili di progetto dipendenti dal tempo, la normativa introduceva i concetti di periodo di riferimento e vita utile di progetto della struttura, definendo quest'ultima come il periodo temporale in cui la struttura deve adempiere allo scopo di destinazione, purché soggetta ad interventi di manutenzione ordinaria. La norma suggeriva dei valori di vita utile da considerare a seconda della tipologia di struttura ([Tabella 1-4](#)), introducendo una classificazione delle costruzioni in due Classi:

- Classe I: costruzioni il cui uso prevedeva normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche/sociali essenziali. Vi rientravano, inoltre, industrie con attività non pericolose, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione non provocasse situazioni di emergenza;

- Classe II: costruzioni il cui uso prevedeva affollamenti ingenti e costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, sociali essenziali. Vi rientravano inoltre, industrie con attività pericolose per l'ambiente, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provocasse situazioni di emergenza.

Tabella 1-4: Valori di vita utile di progetto consigliati dal D.M. 14 settembre 2005.

Vita utile di progetto (anni)	Tipologia di struttura
10	Strutture provvisorie – Strutture in fase costruttiva
≥ 10	Componenti strutturali sostituibili
50	Strutture di Classe I
100	Strutture di Classe II

Con riferimento all'azione sismica, il territorio italiano rimaneva suddiviso in 4 zone sismiche, definite analogamente all'OPCM del 2003 (Tabella 1-3), in base all'accelerazione su suolo rigido con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

L'azione sismica poteva essere definita attraverso spettri di risposta elastici oppure attraverso accelerogrammi. Con riferimento agli spettri di risposta elastico, questo veniva ricavato, nelle componenti orizzontali, con la formula:

$$S_e = \begin{cases} a_g S 2.5 \eta \left( \frac{T}{T_B} + \frac{0.4}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) & \text{se } 0 \leq T < T_B \\ 2.5 a_g S \eta & \text{se } T_B \leq T < T_C \\ 2.5 a_g S \eta \frac{T_C}{T} & \text{se } T_C \leq T < T_D \\ 2.5 a_g S \eta \frac{T_C T_D}{T^2} & \text{se } T \geq T_D \end{cases} \quad (18)$$

In cui  $S$  era un coefficiente dipendente dalla categoria di sottosuolo,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  rappresentavano i periodi che dividono i vari tratti dello spettro e  $\eta$  è un fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ . Tutti questi parametri venivano definiti in modo analogo all'OPCM 3274 del 2003. Il parametro  $a_g$  rappresentava il valore dell'accelerazione su suolo rigido. Tale valore dipendeva, oltre che dalla zona sismica, anche dalla classe della struttura. Per strutture in Classe 1 si assumevano valori di accelerazione con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni; tali valori coincidevano con quelli di definizione della zonazione sismica. Per queste strutture si otteneva uno spettro analogo a quello della OPCM. Per strutture in Classe 2 si assumevano invece dei valori di accelerazione con probabilità di superamento del 5 % in 50 anni, pari a 0.49 g, 0.35 g, 0.21 g e 0.07g rispettivamente per la zona sismica I, II, III e IV. In modo simile, veniva definito lo spettro di risposta elastico della componente verticale ed uno spettro di risposta elastico in spostamento (definito in maniera diversa tra edifici e ponti).

A differenza dell'OPCM del 2003, venivano definiti due spettri di progetto differenti, uno per lo stato limite ultimo ed uno per lo stato limite di danno. Con riferimento allo

SLU, anche in questa normativa, la capacità di dissipazione anelastica della struttura veniva tenuta in considerazione attraverso un fattore di struttura  $q$ .

#### 1.2.6. D.M. 14 gennaio 2008 e D.M. 17 gennaio 2018

Come già detto nel paragrafo 1.1, le norme tecniche del 2005 ebbero un'applicazione abbastanza limitata, accentuata dalla mancanza di un'abrogazione delle normative precedenti in materia di costruzioni, come avvenuto per l'OPCM 3274/2003.

Il clima di incertezza normativo venne dissolto con l'emanazione, nel 2008, delle NTC 08 (MIT, D.M. 14/01/2008, 2008), corredate della relativa Circolare dell'anno successivo (C.S.LL.PP., Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, 2009), in cui si propose nuovamente l'approccio di un testo unico sulle costruzioni, abrogando però tutte le normative pregresse esistenti sull'argomento. Si è visto già che tale norma è stata aggiornata con le NTC 18 (MIT, D.M. 17/01/2018 n. 8, 2018) nel 2018 e la relativa circolare del 2019 (C.S.LL.PP., Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, 2019). Dato che le variazioni in termini di approccio, e modellazione dell'azione sismica non hanno subito grandi variazioni tra le due normative, di seguito vengono descritte le prescrizioni valide per entrambe le normative, sottolineando, dove presenti, le differenze tra le due versioni delle NTC.

Le NTC del 2008 e 2018 confermano l'utilizzo dell'approccio semiprobabilistico agli stati limite nella progettazione. Con riferimento alle azioni sismiche, sono introdotti 4 stati limite, suddivisibili in stati limite di esercizio e stati limite ultimi:

- Stati limite di esercizio:
  - Stato limite di operatività SLO: a seguito dell'evento sismico, elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature importanti non devono subire danni ed interruzioni d'uso;
  - Stato limite di danno SLD: a seguito dell'evento sismico, elementi strutturali, non strutturali ed apparecchiature sono caratterizzati da danni tali da non comportare rischi per gli utenti e la capacità di resistenza e rigidità della struttura. La costruzione deve rimanere utilizzabile;
- Stati limite ultimi:
  - Stato limite di salvaguardia della vita SLV: a seguito dell'evento sismico, gli elementi non strutturali e gli impianti sono caratterizzati da rotture e crolli; gli elementi strutturali presentano danni provocanti una riduzione della rigidità verso le azioni orizzontali conservando però parte della rigidità e resistenza nei confronti delle azioni verticali e garantendo un margine di sicurezza verso il collasso per azioni sismiche orizzontali;
  - Stato limite di collasso SLC: a seguito dell'evento sismico, parti non strutturali ed impianti sono caratterizzati da gravi rotture e crolli, mentre gli elementi strutturali presentano gravi danni, conservando però un margine di sicurezza verso le azioni verticali ed un esiguo margine verso le azioni sismiche orizzontali.

Al fine di determinare l'azione sismica con la quale eseguire la verifica dei diversi stati limite, è stato introdotto il concetto di periodo di riferimento, parente della vita utile di riferimento del D.M. 14 settembre 2005. Il periodo di riferimento dell'azione sismica viene definito dal prodotto:

$$V_R = V_N C_u \quad (19)$$

In cui  $V_N$  è la vita nominale dell'opera, intesa come gli anni in cui la struttura, soggetta a manutenzione ordinaria, deve mantenere lo scopo per il quale è stata progettata e che dipende dalla tipologia di costruzione, e  $C_u$  rappresenta il coefficiente d'uso, legato alla classe d'uso dell'opera.

Per ogni stato limite da verificare viene definita una probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{V_R}$  (

Tabella 1-5), che permette di associare alle azioni sismiche un tempo di ritorno  $T_R$  tramite la relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} \quad (20)$$

Tabella 1-5: Probabilità di superamento nella vita di riferimento al variare dello stato limite. NTC 2018.

Stato Limite	$P_{V_R}$
SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

Nota il periodo di ritorno associato alla costruzione, per ogni stato limite è possibile ricavare le azioni sismiche di progetto a partire dalla pericolosità sismica di base relativa al sito di costruzione, espressa come spettro di risposta elastico su suolo rigido con superficie topografica orizzontale. Tale spettro di risposta viene determinato a partire da 3 parametri:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- $F_0$ , valore del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$ , valore di riferimento del periodo di inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

I valori di tali parametri vengono stabiliti dalla normativa per particolari punti del territorio. In particolare, a differenza delle norme precedenti in cui l'Italia veniva suddivisa in zone sismiche alle quali veniva associata un'accelerazione su suolo rigido, con l'introduzione delle NTC 08 il territorio italiano è stato diviso in un reticolo di punti a maglia quadrata di dimensioni circa 10x10 km. Per ogni punto del reticolo vengono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  per 9 valori prefissati di periodo di ritorno. Se il sito di

costruzione non cade su un punto del reticolo, i parametri vengono determinati attraverso una correlazione a partire dai valori forniti per i 4 punti del reticolo più vicini.

Noti tali parametri è possibile definire uno spettro di risposta elastico in accelerazione per la componente orizzontale e verticale per il sito di costruzione, tenendo in considerazione anche la sua categoria di sottosuolo e la categoria topografica. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale viene definito tramite la relazione:

$$S_e = \begin{cases} a_g S \eta F_0 \left( \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) & \text{se } 0 \leq T < T_B \\ a_g S \eta F_0 & \text{se } T_B \leq T < T_C \\ a_g S \eta F_0 \frac{T_C}{T} & \text{se } T_C \leq T < T_D \\ a_g S \eta F_0 \frac{T_C T_D}{T^2} & \text{se } T \geq T_D \end{cases} \quad (21)$$

Dove  $\eta$  è il fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , definito come nelle norme precedenti,  $S$  è il prodotto tra il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  ed il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ , e  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  sono determinati a partire dai parametri di pericolosità sismica di base e dalla categoria di sottosuolo. In [Figura 1.26](#) si riporta lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale per un sito con categoria di sottosuolo A, categoria topografica T1, considerando un periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di superamento del 10% in 50 anni, spettro che coincide con quello usato per le verifiche SLV di una costruzione con vita nominale di 50 anni e classe d'uso II).

Al fine delle verifiche sismiche, per analisi lineari è possibile tener conto della dissipazione anelastica della struttura definendo uno spettro di progetto, ricavato a partire dallo spettro di risposta elastico, sostituendo al coefficiente  $\eta$  la quantità  $1/q$ , dove  $q$  è detto fattore di comportamento (fattore di struttura nelle NTC 08). Il fattore di comportamento per i ponti viene definito in base alla diversa classe di duttilità che si desidera raggiungere, al materiale di costruzione ed alla tipologia strutturale di spalle e pile.

Dall'analisi dell'evoluzione della normativa sismica si nota che la zonazione sismica italiana ha subito notevoli cambiamenti nel secolo scorso e che, per i ponti, le azioni sismiche sono state trascurate a livello progettuale fino al 1980.

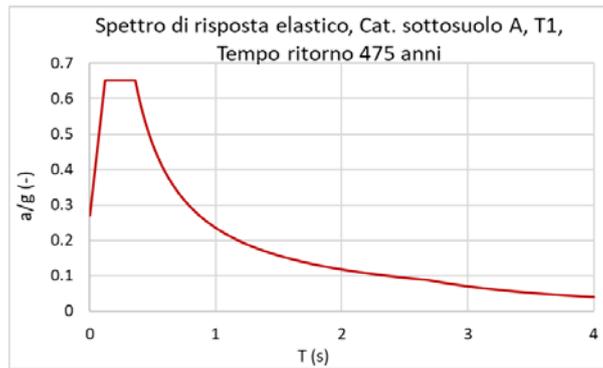


Figura 1.26: Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale per una costruzione a Reggio Calabria. NTC 18.

### 1.3. La manutenzione delle opere stradali

Esaminata l'evoluzione normativa relativa ai carichi da traffico e sismici per la progettazione di ponti e viadotti, risulta essenziale riassumere i principi che hanno regolato la gestione e la manutenzione di tali opere in questi anni fino al 2020.

#### 1.3.1. Il quadro normativo fino ai primi anni 2000

La prima normativa emanata in ambito di gestione e manutenzione dei ponti a cui si è riusciti a risalire è la Circolare Min. LL.PP. 6736/61/A1 del 19.07.1967 (Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. n.6736-61-A1, 1967), intitolata *Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali*, rilasciata in seguito al crollo del ponte di Ariccia del 18 gennaio 1967. Nella circolare veniva espressa la necessità di effettuare controlli periodici di stabilità delle strutture e del loro stato di conservazione, con particolare riferimento alle opere d'arte, individuando nelle amministrazioni, società, enti responsabili, proprietari, gestori o concessionari di strade le responsabilità dell'esercizio e della loro manutenzione.

La vigilanza, da dover programmare necessariamente a livello amministrativo, era basata su diversi livelli di accuratezza di indagine:

- Il personale addetto alla manutenzione, durante l'attività quotidiana, doveva ispezionare i manufatti e le opere mediante un esame visivo delle strutture visibili, segnalando all'ufficio di dipendenza l'insorgenza di anomalie (nuove lesioni o crepe, rigonfiamenti...) nonché movimenti del terreno, all'ufficio di dipendenza. Tale ufficio aveva l'obbligo di disporre ispezioni e controlli da effettuare in base a tali segnalazioni;
- Almeno ogni tre mesi, indipendentemente dalle segnalazioni, i tecnici addetti (geometri, caporeparto, capizona) dovevano effettuare un'ispezione dei manufatti redigendo un rapporto circa lo stato di conservazione delle strutture visionate;
- Almeno una volta all'anno, gli ingegneri di competenza dovevano effettuare un esame generale e completo delle opere, eseguendo anche saggi ed ispezioni delle parti non visibili ed inferiori alla quota del terreno. L'ispezione della singola

opera doveva essere estesa a tutti gli elementi strutturali ma anche ai problemi idraulici;

- In caso di segnalazioni, presenza di danneggiamenti o eventi che avessero potuto compromettere la struttura o il terreno di fondazione, doveva essere eseguita, sotto la responsabilità degli ingegneri di zona, un'ispezione straordinaria accurata;
- In caso di dubbi sulla stabilità dell'opera, questa doveva essere sottoposta alle necessarie verifiche.

Vista la presenza già all'epoca di un grande numero di opere, si stabiliva di dare priorità agli accertamenti dei manufatti precedenti al 1955.

La circolare prevedeva l'istituzione del fascicolo *Controllo periodico stabilità delle opere* per ogni strada, tronco stradale o itinerario, in cui realizzare una cartella per ogni opera, conservate in ordine di progressiva crescente. Tali cartelle dovevano contenere tutte le informazioni, gli interventi, i rapporti di ispezione dell'opera. Inoltre, si stabiliva la necessità che il Ministero istituisse un archivio delle opere più importanti, sulle quali avrebbe dovuto effettuare un controllo speciale.

Il tema della manutenzione e delle ispezioni venne nuovamente affrontato in normativa con l'emanazione della Circolare Min. LL.PP. 220977 del 11 novembre 1980 (Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. n. 220977, 1980), dal titolo *Istruzioni relative alla Normativa tecnica sui ponti stradali*, che corredeva quindi il DM 2 agosto 1980. La circolare iniziava a porre il problema dell'ispezionabilità dei ponti già a livello progettuale. Si stabiliva, infatti, che travate cellulari e pile cave dovessero aver la possibilità di essere ispezionate. Andavano, quindi, progettati passi d'uomo opportuni per consentire l'accesso all'interno dell'elemento. Inoltre, si stabiliva di predisporre un'attrezzatura fissa accessibile dal piano stradale per l'ispezione degli appoggi di opere molto alte.

L'ultimo capitolo della Circolare verteva invece sulla manutenzione ed ispezione delle opere esistenti. Con riferimento alla manutenzione, venivano fornite brevi indicazioni per il mantenimento delle opere in muratura, cls, cap e metalliche. Si prescriveva, inoltre, il controllo del corretto funzionamento degli appoggi, la loro pulizia ed eventualmente la loro sostituzione. Con riferimento alle ispezioni, la circolare non aggiungeva elementi sostanziali alla precedente normativa, anzi, veniva effettuato un passo indietro circa la periodicità delle ispezioni. Si stabiliva, infatti, che la vigilanza dovesse essere effettuata ai vari livelli con periodicità rapportata al grado tecnico dell'accertamento e all'importanza delle singole opere, senza specificare vincoli temporali per l'effettuazione delle ispezioni.

Alcune novità furono introdotte circa 10 anni più tardi, con la Circolare Min. LL.PP. 34233 del 25.02.1991, *Istruzioni relative alla norma sui ponti emessa con il DM 4/05/1990* (Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. n.34233, 1991). Per la prima volta, infatti, comparve nella normativa il termine "gestione dei ponti stradali", con cui si intitola il

capitolo 9 della Circolare, dedicato proprio alla gestione e manutenzione di queste opere.

Il documento imponeva ai gestori e agli Uffici Competenti l'obbligo della conoscenza delle opere di loro competenza, con il raccoglimento della documentazione tecnica relativa al progetto, all'esecuzione, al collaudo ed alla gestione delle strutture. Inoltre, venivano definite esplicitamente le operazioni secondo cui esplicitare la gestione:

- Vigilanza, da effettuare in modo permanente, con visita e controllo delle superfici visibili dell'opera e del contesto a cadenza prefissata. Veniva introdotta la possibilità di chiusura del ponte da parte del personale vigilante nel caso fossero state riscontrate gravi anomalie;
- Ispezione, da effettuarsi in modo sistematico con frequenza commisurata alle caratteristiche e all'importanza dell'opera. In caso di anomalie gravi, i tecnici potevano disporre l'effettuazione di indagini approfondite e l'eventuale limitazione d'esercizio dell'opera;
- Manutenzione ordinaria, che comprendeva la pulizia dell'opera, con particolare riferimento agli appoggi, la sostituzione di elementi accessori degradati, riparazioni locali superficiali di parti strutturali, riparazioni di impermeabilizzazione, pavimentazione e sui giunti ed interventi localizzati contro la corrosione;
- Manutenzione straordinaria, mirata al ripristino di eventuali degradi delle strutture portanti e alla riduzione degli effetti di possibili minacce di tipo ambientale;
- Interventi strutturali, che venivano suddivisi in restauro statico, adeguamento e ristrutturazione. Per restauro statico si intendevano gli interventi finalizzati al ripristino della capacità portante originaria dell'opera; per adeguamento si intendevano gli interventi che, senza modificare in modo sostanziale la geometria e lo schema statico originario, permette alla struttura di sopportare azioni di entità maggiore rispetto a quelle previste in fase progettuale; per ristrutturazione si intendeva gli interventi finalizzati al ripristino ed eventuale incremento della capacità portante iniziale dell'opera con modifiche sostanziali della geometria o dello schema statico originario.

Si sottolinea che, anche in questa normativa, non venivano indicati intervalli temporali secondo cui effettuare le ispezioni.

Successivamente, nel 1992, il Nuovo codice della strada, emanato con il D.lgs del 30/04/1992, ribadì la responsabilità dei gestori nella manutenzione e gestione della sede stradale. Ai sensi di tale codice, attraverso il D.M. LL.PP. del 1 giugno 2001, intitolato *Modalità di istituzione e aggiornamento del Catasto delle strade* si introduce l'obbligo, per i gestori, di istituire un catasto stradale.

### 1.3.2. Il quadro normativo dai primi anni 2000 al 2020

Le normative relative alla gestione e manutenzione dei ponti non furono aggiornate ulteriormente fino al 2020, anno in cui il Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (MIT)

ha rilasciato le *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* (MIT, D.M. 578/2020, 2020), aggiornate poi nel 2022 (MIMS, D.M. 204/2022, 2022), descritte in modo più approfondito nel successivo capitolo. Tuttavia, con l'introduzione dell'OPCM 3274 del 2003, delle NTC 08 e della relativa circolare, e dei loro aggiornamenti, rispettivamente nel 2018 e 2019, sono state introdotte nuove prescrizioni sulla valutazione della sicurezza e sugli interventi strutturali delle opere esistenti, che, sebbene improntate sugli edifici, devono essere applicate anche nel caso di ponti e viadotti. Inoltre, è necessario menzionare due iniziative interessanti, una del Dipartimento di Protezione Civile (DPC) ed una del ministero delle Infrastrutture e trasporti, effettuate rispettivamente nel 2003 e nel 2018.

Con riferimento alle norme tecniche, per semplicità si riportano di seguito le indicazioni fornite dalla normativa più recente. Le NTC 18 prevedono di eseguire la valutazione della sicurezza di una struttura esistente, atta a stabilire se l'utilizzo della struttura possa continuare senza interventi, essere modificato o continuare con l'effettuazione di interventi strutturali, quando si manifesta anche una sola delle seguenti condizioni:

- Decremento significativo della capacità resistente e della rigidità di alcune parti della struttura;
- Esistenza di dimostrati gravi errori di progetto o costruzione;
- Cambio della destinazione d'uso con significative variazioni di carichi variabili o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- Effettuazione di interventi non strutturali che interagiscono con la struttura portante dell'opera, modificandone le caratteristiche;
- Necessità di effettuare interventi strutturali;
- Opere realizzate in difformità dalle norme tecniche in adozione al momento della costruzione.

La valutazione dell'opera può escludere la verifica delle fondazioni, a meno che non sussistano alcune condizioni particolari, come, ad esempio, la presenza di terreni di fondazione soggetti a liquefazione. Inoltre, le verifiche dell'opera possono essere condotte solamente nei confronti degli stati limite ultimi, ad eccezione delle strutture in classe d'uso IV, che devono essere verificate anche nei confronti degli stati limite di esercizio. La normativa introduce due grandezze al fine di quantificare il livello di sicurezza della struttura in esame rispetto le prestazioni richieste dalla norma vigente:

- $\zeta_E$ , utilizzato nelle verifiche sismiche e definito come il rapporto tra la massima azione sismica che la struttura può sopportare e l'azione sismica che si dovrebbe utilizzare nel progetto di struttura nuova nello stesso sito di costruzione;
- $\zeta_V$ , utilizzato nelle verifiche verso i carichi variabili verticali e definito come il rapporto tra il massimo valore del sovraccarico che la struttura può sopportare ed il massimo valore del carico variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Tale coefficiente può essere valutato anche per singole parti della struttura in esame.

Nel caso si proceda con interventi strutturali, questi sono divisi in tre categorie:

- Interventi di riparazione o locali: interventi effettuati su singoli elementi e che non devono ridurre i livelli di sicurezza preesistenti e non devono modificare il comportamento globale della costruzione. Possono essere volti al ripristino di un elemento, se danneggiato, al miglioramento della sua rigidità o duttilità, impedire meccanismi di collasso locali;
- Intervento di miglioramento: interventi volti all'aumento della sicurezza preesistente senza l'obbligo di raggiungere il grado previsto dalle NTC per le nuove costruzioni. A seguito dell'intervento,  $\zeta_E$  può essere inferiore all'unità, tranne nel caso di utilizzo di un sistema di isolamento sismico, in cui necessariamente si deve raggiungere un valore pari ad 1. Tuttavia, vengono stabiliti dei valori minimi o degli incrementi minimi di  $\zeta_E$  per strutture classificate come beni culturali e costruzioni in classe d'uso III e IV;
- Interventi di adeguamento: interventi volti all'aumento della sicurezza preesistente con il raggiungimento del grado previsto dalle NTC per le nuove costruzioni. Tale tipologia di intervento è obbligatoria nei seguenti casi:
  - Sopraelevamento;
  - Ampliamento con opere strutturalmente connesse che modificano la risposta strutturale;
  - Variazioni d'uso con incrementi dei carichi globali verticali in fondazione maggiori del 10%.
  - Interventi strutturali volti alla modifica del sistema strutturale preesistente;
  - Modifiche della classe d'uso che portino la costruzione in classe IV oppure in una classe III ad uso scolastico.

Al fine della valutazione della sicurezza pre e post intervento, è necessario realizzare un modello numerico per il calcolo della struttura. A tal fine è necessario possedere una conoscenza della struttura tale da consentire di effettuare analisi approfondite. La conoscenza dell'opera deve iniziare con l'analisi storico-critica di tutta la documentazione disponibile dell'opera. Raccolta la documentazione, è necessario eseguire dei rilievi geometrico-strutturali, verificando anche la corrispondenza con quanto presente nei documenti reperiti. Infine, è necessario caratterizzare i materiali ed il loro degrado sia tramite le informazioni presenti nella documentazione, sia con le verifiche visive in situ, sia con prove sperimentali, che devono essere progettate, motivate e riassunte nel piano di indagini.

In base all'accuratezza dei rilievi ed al numero ed alla tipologia di indagini effettuate è possibile raggiungere un diverso livello di conoscenza dell'opera, al quale viene associato un fattore di confidenza FC. La Circolare del 2019 specifica come raggiungere i tre livelli di conoscenza definiti nelle NTC 18:

- LC1, Livello di conoscenza 1. Tale livello viene raggiunto quando sono stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo, indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche

meccaniche dei materiali. Il fattore di confidenza associato a tale livello è pari a 1.35;

- LC2, Livello di conoscenza 2. Tale livello viene raggiunto quando sono stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico, indagini estese sui dettagli costruttivi e prove estese sui materiali. Il fattore di confidenza associato a tale livello è pari a 1.20;
- LC3, Livello di conoscenza 3. Tale livello viene raggiunto quando sono stati effettuati, come minimo, l'analisi storico critica, il rilievo geometrico accurato e completo, indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove esaustive sui materiali. Il fattore di confidenza associato a tale livello è pari a 1.00.

Il fattore di confidenza viene utilizzato per ricavare i valori della resistenza di progetto. Nel caso di verifiche nei confronti di meccanismi duttili, la resistenza di progetto viene definita pari al rapporto della resistenza trovata tramite le indagini sperimentali ed il fattore di confidenza. Nel caso di verifiche nei confronti di meccanismi fragili, tale rapporto viene ulteriormente ridotto dividendolo per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, definito dalla normativa.

A differenza delle norme del 2008 e del 2018, nella circolare del 2019 vengono, per la prima volta, inserite indicazioni, seppur non estese, circa i ponti esistenti (paragrafo C8.8). Oltre a fornire prescrizioni per le verifiche da effettuare, sono descritte le tre tipologie di intervento con riferimento specifico a ponti e viadotti:

- Interventi di riparazione o locali: si classificano interventi locali quelli per cui il numero delle corsie fisiche non venga aumentato e che non rientrino in interventi di miglioramento e adeguamento. Ad esempio: sostituzione dei vincoli con variazione di rigidezza pile-vincoli inferiore del 10%, sostituzione degli impalcati, allargamento della piattaforma dedicata all'esercizio principale dell'infrastruttura;
- Interventi di miglioramento: rientrano in tali interventi quelli finalizzati ad incrementare la capacità dell'opera oppure a mitigare gli effetti delle azioni sismiche (senza l'introduzione di isolamento sismico);
- Interventi di adeguamento: rientrano in tali interventi quelli volti alla mitigazione delle azioni sismiche che modificano o schema statico della travata con o senza l'impiego di isolamento sismico. Ad eccezione di alcuni casi, si ammette che il coefficiente  $\zeta_E$  possa essere inferiore all'unità ma non minore di 0.8.

Con riferimento all'iniziativa del Dipartimento di Protezione Civile, nel 2003 l'OPCM 3274 aveva introdotto l'obbligo della valutazione, entro il mese di maggio 2008, delle strutture presenti sul territorio nazionale, la cui funzionalità potesse essere rilevante per la protezione civile durante eventi sismici o che assumessero rilevanza verso le conseguenze di un eventuale collasso. Con il decreto della Presidenza del consiglio dei ministri Dipartimento della Protezione Civile del 21 ottobre 2003 vennero identificate le categorie di strutture da sottoporre a tali valutazioni e venne introdotto un documento contenente informazioni utili per la loro realizzazione. Il documento definiva tre livelli di acquisizione di dati e di verifica.

Il primo livello, o Livello 0, prevedeva la raccolta di dati generici sull'opera. I livelli successivi (Livello 1 e 2) erano riferiti unicamente alle opere ad elevata priorità e richiedevano un calcolo della struttura, con precedente effettuazione di sopralluoghi e rilievi. Il livello 1 prevedeva la determinazione delle accelerazioni al suolo relative al raggiungimento di diversi stati limite ed il loro rapporto con le accelerazioni che si dovrebbero considerare se si costruirebbe una nuova struttura nello stesso sito. Per tale livello era consentito il raggiungimento di un livello di conoscenza limitato (LC1) per la struttura e la definizione di una categoria di sottosuolo tramite studi esistenti e carte geologiche disponibili. Il Livello 2 prevedeva la determinazione dei medesimi parametri richiesti per il Livello 1, con il raggiungimento di un livello di conoscenza maggiore sulla struttura (LC2 o LC3), la determinazione della categoria di sottosuolo tramite l'esecuzione di prove in situ e l'esecuzione di analisi statiche non lineari (ad eccezione di alcuni specifici casi).

Al fine di facilitare la raccolta dei dati sulle opere e l'effettuazione delle verifiche richieste dai livelli più avanzati, il Dipartimento di Protezione Civile produsse due schede da compilare, differenziate tra edifici e ponti, che vennero poi aggiornate con l'emanazione delle NTC 08. Con riferimento a ponti e viadotti, la prima scheda, intitolata *SCHEDA DI SINTESI DI "LIVELLO 01" PER I PONTI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO*, venne introdotta con lo scopo di facilitare la raccolta dei dati prevista dal Livello 0 e stabilire un ordine di priorità con cui condurre le analisi previste dai livelli successivi. La scheda era divisa in 11 sezioni (si riporta la descrizione della scheda nella versione aggiornata alle NTC 08):

1. **Identificazione del ponte**, in cui riportare i dati generici sulla denominazione e posizione del ponte;
2. **Dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione**, in cui riportare dati quali il numero di campate, l'anno di progettazione, di ultimazione della costruzione e di progetto di eventuali interventi sostanziali;
3. **Tipologia strutturale e materiale principale delle strutture**, in cui riportare dati circa la struttura portante ed il materiale degli elementi principali dell'opera;
4. **Dati di esposizione**, in cui riportare i dati relativi al numero di autoveicoli transitanti nelle ore di traffico intenso o, per i ponti ferroviari, il numero di treni transitanti;
5. **Dati geomorfologici**, in cui riportare dati sulla morfologia del sito e sui fenomeni franosi;
6. **Geometria generale**, in cui riportare dati sulla lunghezza del ponte e della campata più lunga, l'altezza delle pile e la presenza di curve;
7. **Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti**, in cui riportare informazioni sugli interventi eseguiti;
8. **Eventi significativi subiti dalla struttura**, in cui elencare il tipo di eventi che hanno interessato l'opera (terremoti, frane, alluvioni, incendi o scoppi, cedimenti fondazionali o scalzamento delle fondazioni) e la loro data di accadimento;

9. **Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998**, in cui indicare informazioni sulla pericolosità franosa e alluvionale;
10. **Informazioni sulla verifica sismica**, in cui indicare se sia stata eseguita tale verifica e con quali fondi;
11. **Note**, in cui indicare informazioni aggiuntive;

Inoltre, alla fine delle schede era necessario indicare il nome del compilatore, dell'amministrazione competente per la compilazione della scheda e dell'amministrazione competente per la trasmissione della scheda al Dipartimento di Protezione Civile.

La seconda scheda, intitolata *SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI "LIVELLO 1" O DI LIVELLO 2" PER I PONTI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO*, contiene i dati necessari a realizzare le valutazioni richieste dalla normativa ed i risultati ottenuti. In particolare, contiene 26 sezioni. Le prime 5 sezioni riportavano lo stesso titolo e gli stessi contenuti della scheda di Livello 0, mentre dalla sesta sezione, veniva richiesto l'inserimento di dati più dettagliati (si riporta la descrizione della scheda nella versione aggiornata alle NTC 08):

6. **Geometria generale**, in cui riportare la lunghezza di ogni campata componente il ponte, il raggio di curvatura del ponte, se presente, e la direzione;
7. **Impalcati**, in cui riportare la tipologia di impalcato, la tipologia dei dispositivi di appoggio, l'eventuale presenza di dispositivi antisismici e la dimensione dei giunti;
8. **Pile**, in cui riportare la tipologia delle pile ed i dati sulla geometria di pulvino (se presente) e fusto;
9. **Spalle**, in cui riportare la tipologia delle spalle;
10. **Fondazioni**, in cui riportare la tipologia di fondazione delle spalle e delle pile;
11. **Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti**, in cui riportare i medesimi dati della scheda di Livello 0;
12. **Eventi significativi subiti dalla struttura**, in cui riportare i medesimi dati della scheda di Livello 0;
13. **Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998**, in cui riportare i medesimi dati della scheda di Livello 0;
14. **Periodo di riferimento**, come definito dalle NTC 08;
15. **Pericolosità sismica di base**, in cui riportare i parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sito di costruzione per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC;
16. **Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche**, in cui riportare i dati relativi al sottosuolo. Se effettuate prove sperimentali, si richiedeva l'inserimento dei risultati ottenuti;
17. **Regolarità del ponte**, in cui riportare se la struttura risulta regolare;
18. **Livello di conoscenza**, in cui riportare il livello di conoscenza raggiunto;
19. **Resistenza dei materiali**, in cui riportare i valori medi della resistenza dei materiali utilizzati nell'analisi;

20. **Metodo di analisi**, in cui riportare il metodo di analisi utilizzato nelle verifiche;
21. **Modellazione della struttura**, in cui riportare informazioni sui modelli realizzati e sulle analisi condotte (tipologia di modello, periodi fondamentali, masse partecipanti, modellazione elementi strutturali);
22. **Risultati dell'analisi**, in cui riportare, per la struttura in esame, l'accelerazione al suolo ed il periodo di ritorno associati al raggiungimento dei 4 stati limite (capacità);
23. **Domanda**, in cui riportare i valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica;
24. **Indicatori di rischio**, in cui indicare, per ogni stato limite, il rapporto tra l'accelerazione di capacità e di domanda ed il rapporto tra il periodo di ritorno di capacità e di domanda;
25. **Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento**, in cui riportare indicazioni di possibili interventi da realizzare;
26. **Note**, in cui riportare informazioni aggiuntive.

Inoltre, alla fine delle schede era necessario indicare il beneficiario del finanziamento ed il tecnico incaricato della verifica sismica.

Il decreto della Presidenza del consiglio dei ministri Dipartimento della Protezione Civile del 21 ottobre 2003 costituisce un primo tentativo di avviare un censimento delle infrastrutture critiche nonché una loro valutazione, introducendo una metodologia da seguire in modo da poter produrre dei risultati esplicitati nella forma più omogenea possibile.

Con riferimento all'iniziativa del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, con la legge n. 130 del 16 novembre 2018, che convertiva in legge il DL n. 109 del 28 settembre 2018, il MIT ha introdotto un GIS-database nazionale, denominato AINOP (*Archivio Informativo Nazionale delle Opere Pubbliche*) (Ministero delle Infrastrutture e trasporti, AINOP, s.d.), al fine di censire tutte le Opere Pubbliche presenti sul territorio nazionale e raccoglierne i dati che le caratterizzano per consentire un maggiore controllo delle opere stesse durante la loro vita. L'AINOP è strutturato in 9 sezioni:

1. Ponti, viadotti e cavalcavia stradali;
2. Ponti, viadotti e cavalcavia ferroviari;
3. Strade;
4. Ferrovie nazionali e regionali – metropolitane;
5. Aeroporti;
6. Dighe e acquedotti;
7. Gallerie ferroviarie e gallerie stradali;
8. Porti e infrastrutture portuali;
9. Edilizia Pubblica.

In AINOP ad ogni opera censita viene assegnato un codice univoco di identificazione (IOP – Codice identificativo Opera Pubblica) che individua in maniera unica l'opera stessa. A tale codice viene assegnata una struttura di metadati contenente tutti i dati

qualificanti dell'opera. L'obiettivo è quello di creare un fascicolo per ogni opera in modo tale da:

- Identificare l'opera ed il suo contesto;
- Visualizzare i dati dell'opera;
- Reperire informazioni per il monitoraggio tecnico dell'opera;
- Identificare i flussi di lavoro che potrebbero essere utilizzati per una efficiente creazione, manutenzione, gestione e cessazione dell'opera.

In particolare, per ogni opera sono presenti delle sottosezioni che contengono:

- Dati di posizione, tecnici e progettuali;
- Dati di tipo amministrativo che riassumono i costi sostenuti e da sostenere;
- Dati relativi alla gestione dell'opera;
- Dati relativi allo stato e all'efficienza dell'opera, nonché sulle operazioni di manutenzione, sia ordinaria che straordinaria;
- Dati relativi alla classificazione europea delle opere;
- Dati relativi ai finanziamenti;
- Dati relativi allo stato dei lavori;
- Documentazione fotografica dell'opera, che deve essere aggiornata;
- Dati relativi al monitoraggio costante dello stato dell'opera, con riferimento anche, se presente, a sensori applicati in situ e rilevazione satellitare;
- Il sistema informativo geografico per la consultazione, l'analisi e la modellistica dei dati inerenti l'opera.

Ad oggi risultano censiti su AINOP circa 30 mila ponti e viadotti stradali.

## Bibliografia

- ANSFISA. (2022). *Opere d'arte*. Tratto da ANSFISA: <https://www.ansfisa.gov.it/it/opere-d-arte>
- Bontempi, F. (2020, Luglio). *The control and the assessment of the safety of existing bridges - part I and part II*. Tratto il giorno 2021 da Strade e autostrade: <https://www.stradeautostrade.it/en/infrastructures-road-network/the-control-and-the-assessment-of-the-safety-of-existing-bridges-part-1/>; <https://www.stradeautostrade.it/en/infrastructures-road-network/the-control-and-the-assessment-of-the-safety-of-exi>
- Buratti, G., Cosentino, A., Morelli, F., Salvatore, W., Bencivenga, P., Zizi, M., & De Matteis, G. (2019). Alcune considerazioni sull'evoluzione normativa dei carichi da traffico nella progettazione dei ponti stradali in Italia. *XVIII Convegno ANIDIS* (p. SS05: 3- 16). Ascoli Piceno: Pisa University Press.
- C.S.LL.PP., Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009. (2009). *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni*.
- C.S.LL.PP., Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019. (2019). *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*.
- Catalano, A. (2016, Dicembre 14). *La tecnologia per la buona regola costruttiva*. Tratto da Ingenio: <https://www.ingenio-web.it/6308-la-tecnologia-per-la-buona-regola-costruttiva-antisismica>
- Catbas, N., Susoy, M., & Kapucu, N. (2006). Structural Health Monitoring of Bridges for Improving Transportation Security. *Journal of Homeland Security and Emergency Managment*, 3(4). doi:10.2202/1547-7355.1217
- Circolare 10/04/1997, n.65. (s.d.). *Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*. G.U. 28/04/1997, n. 97.
- Clemente, P. (2015). Dal terremoto di Avezzano (1915) a quello dell'Aquila (2009): evoluzione dei icriteri di progettazione. *Avezzano 1915-2015: Cento anni di ingegneria sismica. Dalla tragedia alle moderne tecnologie per la protezione sismica*. Avezzano, Castello Orsini, 29-30 Maggio 2015.
- D.M. 16/01/1996. (s.d.). *NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE*. G.U. 5-2-1996, N.29.
- DM 19 giugno 1984. (s.d.). *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*.
- DM 24 gennaio 1986. (s.d.). *Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche*. G.U. 12 maggio 1986, n. 108.
- DM 3 marzo 1975. (s.d.). *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*.

- EN 1991-2, 2. (2003). *Eurocode 1\_ Actions on structures - PArt 2: Traffic loads on bridges*. CEN.
- ISI. (s.d.). *Normative*. Tratto il giorno Ottobre 2022 da Ingegneria Sismica Italiana: <https://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/>
- Krieger, J. (2019, Febbraio 11). *European bridge maintenance: monitoring safety in Germany*. Tratto il giorno Novembre 2022 da Innovation News Network: <https://www.innovationnewsnetwork.com/european-bridge-maintenance/568/>
- L. 2 febbraio 1974, n. 64. (s.d.). Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Lichtenstein, A. (1993, Novembre). The Silver Bridge Collapse Recounted. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 7(4). doi:10.1061/(ASCE)0887-3828(1993)7:4(249)
- Meletti, C., Stucchi, M., & Boschi, E. (2006). Dalla classificazione sismica del territorio nazionale alle zone sismiche secondo la nuova normativa sismica. *Il Sole 24 Ore*.
- MIMS, D.M. 204/2022. (2022). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. 34233/1991. (1991).
- Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. n. 220977. (1980, novembre 11). Istruzioni relative alla normativa tecnica sui ponti stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. n.34233. (1991, Febbraio 25). Istruzioni relative alla norma sui ponti emessa con il DM 4/05/1990.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Circ. n.6736-61-A1. (1967, Luglio 19). Controllo delle condizioni di stabilità delle opere stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare n. 384. (1962). *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*.
- Ministero dei Lavori Pubblici, D.M. 02/08/1980. (1980). *Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali*. G.U. 10/11/1980, n. 308.
- Ministero dei Lavori Pubblici, D.M. 04/05/1990. (1990). *Aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali*.
- Ministero delle Infrastrutture e trasporti, AINOP. (s.d.). Tratto da AINOP: <https://ainop-coll.mit.gov.it/portale/#/>
- MIT, D.M. 04/09/2005. (2005). *Norme Tecniche per le costruzioni*. G.U. 23/09/2005, n. 222.

- MIT, D.M. 14/01/2008. (2008). *NTC-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni*. Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale, no. 29, serie generale, 4 febbraio 2008.
- MIT, D.M. 17/01/2018 n. 8. (2018). *NTC-2018 Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*. Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, no. 42, serie generale, 20 Febraio 2018.
- MIT, D.M. 578/2020. (2020). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- OPCM n. 3274. (2003, Marzo 20). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Pefano, R. (2021, Gennaio 21). *Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali*. Tratto da Ingenio: <https://www.ingenio-web.it/25663-gestione-dei-ponti-esistenti-il-quadro-normativo-italiano-e-il-confronto-con-alcune-normative-internazionali>
- Žnidarič, A., Pakrachi, V., O'Brien, E., & O'Connor, A. (2011, Dicembre). A review of road structure data in six European countries. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Urban Design and Planning*, 164(4), 225-232. doi:<https://doi.org/10.1680/udap.900054>

## 2. Linee guida per i ponti esistenti: Casi studio e sviluppi futuri

Nel capitolo precedente è stata delineata l'evoluzione delle normative sui ponti e viadotti riguardanti le azioni da carico verticale e da sisma, nonché le norme che regolavano la gestione e manutenzione di tali opere. Si è potuto constatare come ponti costruiti prima del 1980 fossero soggetti a carichi da traffico notevolmente ridotti rispetto a quelli considerati attualmente e le azioni sismiche non venissero considerate nella progettazione. Le opere costruite tra il 1980 ed il 2003 sono state progettate con carichi da traffico più vicini a quelli previsti dalle NTC 08 (MIT, D.M. 14/01/2008, 2008) e NTC 18 (MIT, 2018), ma le azioni indotte dal sisma rimanevano comunque inadeguate rispetto ai valori di pericolosità a cui si fa oggi riferimento. Purtroppo, molte opere costituenti il patrimonio infrastrutturale stradale sono state costruite più di 30-50 anni fa. Pertanto, oltre ad essere probabilmente sottodimensionate dal punto di vista dei carichi agenti, sono in molti casi anche affette da fenomeni di degrado. Nonostante siano state pubblicate diverse norme circa la manutenzione e gestione di tali infrastrutture, non sempre sono state applicate in modo sistematico. Inoltre, come si è visto, l'iniziativa di censimento e verifica introdotta con l'OPCM 3274 del 2003 (OPCM n. 3274, 2003) era rivolta solamente alle infrastrutture critiche.

Durante gli ultimi due decenni, al fine di valutare in modo pratico il patrimonio di ponti e viadotti di loro competenza e programmare degli interventi strutturali o di manutenzione efficaci, i vari gestori hanno introdotto diverse procedure per l'assessment di tali strutture, che, pur presentandosi differenti tra loro, si basavano su approcci simili. Di solito, il primo passo era costituito dal reperimento delle informazioni generiche del ponte, che spesso ricalcavano la quantità e la tipologia di dati richiesti nella Scheda di Livello 0 proposta dal DPC per i ponti strategici. Tramite tali dati veniva condotta una valutazione rapida e semplificata della:

- sicurezza statica, condotta confrontando le sollecitazioni indotte dai carichi da traffico previsti all'epoca del progetto con quelli previsti dalla normativa vigente;
- sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, condotta confrontando il tempo di ritorno dell'azione sismica inducente nella struttura lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita con quello utilizzato per la costruzione di un nuovo ponte nel medesimo luogo;
- robustezza strutturale, condotta effettuando valutazioni ingegneristiche sulla lunghezza di porzione dell'opera che potrebbe essere interessata da un collasso localizzato di un elemento potenzialmente fragile.

Da tali valutazioni veniva ricavato un indice di valutazione intrinseco dell'opera, legato solamente alle caratteristiche di progetto del ponte. Il secondo passo dell'assessment era costituito dalla valutazione della difettosità dell'opera, ottenuta conducendo un'ispezione visiva e ricavando un indice di degrado. Il metodo spesso utilizzato per individuare tale indice era il Metodo della Valutazione Numerica, che

prevedeva la compilazione di schede di difettosità in cui erano elencati i possibili difetti del ponte. Ad ogni difetto era associata a priori una gravità, mentre il tecnico rilevatore doveva associarvi un'estensione ed un'intensità. Da tali schede veniva ricavato l'indice di degrado dell'opera. Combinando l'indice di valutazione intrinseco della struttura e l'indice di degrado veniva infine ricavato un indice globale rappresentativo dello stato del ponte. Confrontando gli indici globali di tutte le opere di competenza del gestore, questo era in grado di stilare una lista delle opere a cui rivolgere immediata attenzione.

Al fine di introdurre una metodologia comune di gestione tra i diversi responsabili delle infrastrutture stradali presenti sul territorio nazionale, il 6 maggio 2020, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha approvato le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* (MIT, D.M. 578/2020, 2020) (LG20), adottate poi ufficialmente con il DM 578 del 17.12.2020, successivamente aggiornate con il D.M. 204/2022 (MIMS, D.M. 204/2022, 2022) (LG22) e corredate dalle *Istruzioni operative per l'applicazione delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* (ANSFISA, 2022).

Il DM 578/2020 aveva introdotto una fase sperimentale di applicazione delle linee guida pari a 24 mesi dalla data di entrata in vigore del decreto, destinando una copertura finanziaria complessiva di 15 milioni di euro per tale attività ma non definendo invece le modalità e le tempistiche per la loro adozione da parte dei vari gestori. Il DM 578/2022 ha esteso la fase sperimentale di ulteriori 24 mesi e ha, inoltre, definito le tempistiche di applicazione di almeno una parte dei passaggi previsti per la gestione e manutenzione delle opere che i diversi gestori delle infrastrutture dovranno rispettare.

Nel presente capitolo, dopo una breve descrizione delle linee guida, si propone un approccio alternativo per la valutazione e classificazione delle opere, basato su un indice numerico, i cui vantaggi vengono sottolineati dai risultati ottenuti da alcuni casi studio analizzati durante una prima fase di sperimentazione delle LG condotta dall'ENEA (Agenzia nazionale per le nuove tecnologie, l'energia e lo sviluppo economico sostenibile) nell'ambito del Consorzio FABRE. Infine, si espongono gli studi effettuati per avviare sviluppi futuri per la gestione e la manutenzione dei ponti esistenti.

## 2.1. Descrizione dell'approccio multilivello delle LG22

Le Linee Guida hanno proposto un approccio multilivello per la gestione dei ponti e viadotti esistenti con lo scopo di censire tutte le opere presenti sul territorio nazionale, garantirne la sicurezza ed assicurare una progettazione corretta ed efficace dei lavori di manutenzione e miglioramento, prendendo in considerazione 4 rischi principali: strutturale e fondazionale, sismico, frane ed idraulico. Tale approccio, il cui flusso logico è riportato in [Figura 2.1](#), è composto da 6 livelli, dal livello 0 al livello 5, caratterizzati da un grado di approfondimento e complessità crescenti.

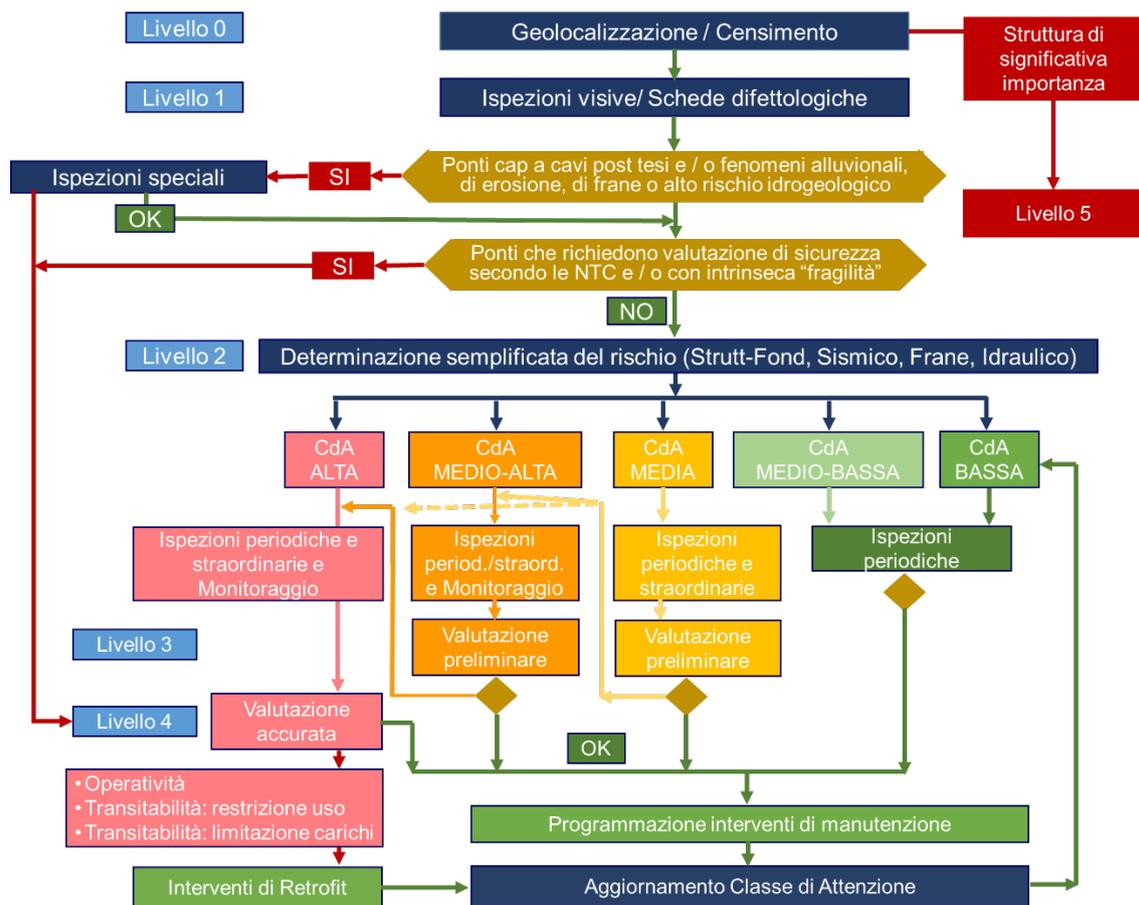


Figura 2.1: Flusso logico dell'approccio multilivello delle LG 22.

Il Livello 0 prevede il censimento di tutte le opere presenti sul territorio nazionale e dunque la raccolta di tutta la documentazione disponibile su tali infrastrutture. Tutte le informazioni utili raccolte devono essere riepilogate all'interno di un'apposita scheda (*Scheda di censimento ponti di Livello 0*) che le LG 22 mettono a disposizione.

Il Livello 1 prevede l'esecuzione di una ispezione visiva dell'opera, che viene effettuata per tre motivi principali:

- Effettuare un rilievo speditivo dell'opera al fine di verificare i dati geometrici e strutturali raccolti durante il Livello 0 ed eventualmente estendere tali dati;
- Rilevare lo stato di conservazione dell'opera, valutando la presenza di degradi, danneggiamenti o imperfezioni, da documentare attraverso un numero adeguato di fotografie;
- Ricavare informazioni sull'ambiente circostante al fine della determinazione del rischio idraulico e del rischio frane.

Al fine di documentare in modo accurato l'ispezione effettuata e riassumerne le considerazioni, le LG prevedono la compilazione di tre tipologie di schede, che rispecchiano i motivi dell'ispezione (*Scheda descrittiva di ispezione ponti di Livello 1*, *Schede di valutazione dei Difetti*, *Scheda di ispezione ponti di Livello 1 – Fenomeni di frana e fenomeni idraulici*).

Il Livello 2 prevede la determinazione della Classe di Attenzione (CdA) dell'opera tramite le informazioni ricavate nei Livelli precedenti. La CdA complessiva dell'opera viene ricavata a partire dall'analisi del rischio associata a 4 cause. Si considera quindi il rischio strutturale e fondazionale, il rischio sismico, il rischio frane ed il rischio idraulico, ai quali vengono assegnati delle classi in base a tre fattori: la pericolosità (susceptibilità per frane), la vulnerabilità e l'esposizione. Tali fattori dipendono a loro volta da parametri primari e secondari. Sia per i singoli fattori, che per i singoli rischi, che per l'opera nel suo complesso sono previste 5 Classi: Bassa, Medio-Bassa, Media, Medio-Alta ed Alta. Il flusso logico da seguire per determinare la CdA complessiva dell'opera è rappresentato in [Figura 2.2](#).

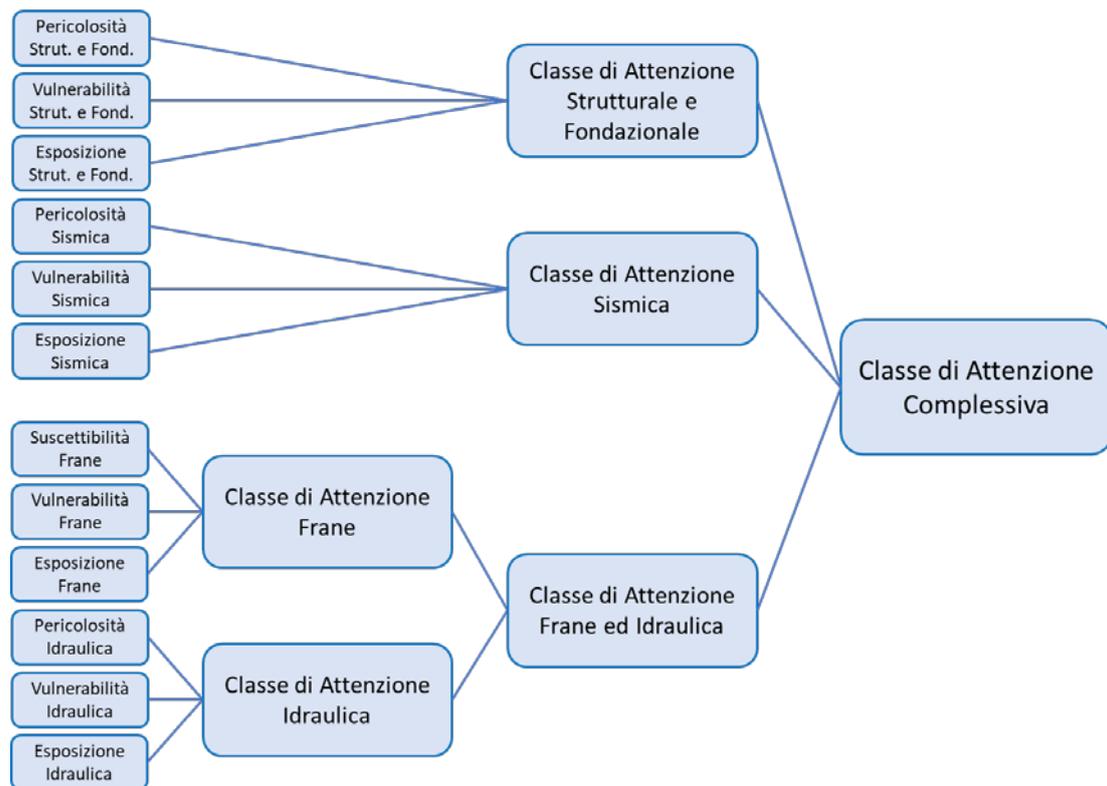


Figura 2.2: Flusso logico per la determinazione della Classe Complessiva dell'opera.

In base alla Classe di Attenzione assegnata all'opera, si segue un iter diverso. Per opere in Classe Bassa e Medio-Bassa devono essere programmate ispezioni periodiche frequenti per controllare lo stato di degrado dell'opera. Per opere in Classe Media occorre applicare il Livello 3 e programmare le ispezioni periodiche ordinarie. Nel caso di rilevamento di fenomeni di degrado in rapida evoluzione è necessaria l'effettuazione di ispezioni speciali. Il gestore deve valutare caso per caso, in base ai risultati delle ispezioni e delle verifiche preliminari, se procedere con il Livello 4 (l'opera passa in Classe Alta) o se sia necessaria l'installazione di un sistema di monitoraggio periodico o continuo (l'opera passa in Classe Medio-Alta). Per opere in Classe Medio-Alta occorre applicare il Livello 3, programmare le ispezioni periodiche ordinarie e, se necessario, ispezioni periodiche straordinarie, ed implementare sistemi di monitoraggio periodico o continuo. Il gestore deve valutare caso per caso, in base ai risultati delle ispezioni e delle verifiche preliminari se procedere con il Livello 4 (l'opera passa in Classe Alta). Per opere

in Classe Alta è necessario applicare il Livello 4, eseguire ispezioni periodiche ordinarie e, se necessario, straordinarie, nonché installare sistemi di monitoraggio periodici o continui.

Il livello 3 prevede la valutazione preliminare delle opere ricadenti in CdA Media o Medio-Alta tramite un'analisi speditiva basata sul confronto delle azioni indotte sull'opera dalle azioni di traffico previste dalla normativa con cui è stata progettata l'opera e le azioni di traffico previste dalle NTC 18.

Il Livello 4 prevede la valutazione accurata dell'opera per le infrastrutture ricadenti in CdA Alta. È necessario quindi eseguire una valutazione di sicurezza, che deve essere condotta in conformità alle prescrizioni sulle opere esistenti delle NTC 18.

Il Livello 5, da applicare solamente per le strutture di significativa importanza all'interno della rete stradale, prevede l'esecuzione di analisi accurate dell'opera e analisi di resilienza per la rete stradale stessa. Tale livello non è trattato esplicitamente dalle LG in quanto richiede l'utilizzo di analisi più sofisticate. Le LG 22 rimandano dunque a documenti di comprovata validità.

Si nota come, a livello teorico, i primi tre livelli siano di carattere speditivo, atti al raggiungimento in tempi brevi di una Classe di Attenzione. Tale approccio viene giustificato con la volontà di giungere velocemente ad una classificazione delle opere, visto il grande numero di ponti e viadotti presenti in Italia, in modo da poter concentrare l'attenzione e l'effettuazione di analisi via via più complesse sulle opere ritenute meno sicure.

A seguito del censimento e/o dell'ispezione, sono previsti alcuni casi (opere in cemento armato a cavi post tesi resi aderenti o opere che si collocano in aree con evidenza di fenomeni alluvionali, franosi, di tipo erosionale o che presentano elevato rischio idrogeologico) per cui sia necessaria l'effettuazione di ispezioni speciali per verificare la necessità di procedere direttamente con la valutazione accurata prevista dal Livello 4, senza determinare la CdA. Tali valutazioni sono, inoltre, necessariamente richieste per le opere che presentano elevata "fragilità intrinseca" oppure per quei ponti che richiedono l'effettuazione di verifiche di sicurezza secondo il Capitolo 8 delle NTC 18.

Si sottolinea che i Livelli 0 ed 1 non devono essere necessariamente effettuati nell'ordine che appare in [Figura 2.1](#). Tuttavia, molte delle informazioni da raccogliere durante la fase di censimento possono supportare ed aiutare i tecnici durante lo svolgimento delle ispezioni visive.

Per una descrizione più dettagliata dell'approccio multilivello introdotto dalle LG 22 si rimanda all'[Allegato 1](#).

## 2.2. Indice d'attenzione

Come detto nel paragrafo precedente, il Livello 2 previsto dalle LG 22 ha come scopo quello di determinare la Classe di Attenzione dell'opera al fine di programmare le

successive operazioni da seguire in base alla CdA assegnata all'opera stessa. Con riferimento alle opere in classe Media, Medio-Alta ed Alta, è necessario eseguire delle verifiche preliminari o accurate. La determinazione della CdA non consente però di stilare agevolmente una classifica di priorità per eseguire tali valutazioni per opere ricadenti all'interno della stessa classe, nonostante le LG 22 forniscano alcuni consigli.

In questo paragrafo si analizza la possibilità di introdurre un approccio numerico che possa essere di supporto per la programmazione delle attività previste dai livelli successivi determinando un Indice di Attenzione (IdA) sia per i singoli rischi analizzati che per l'opera nel suo complesso. A tal fine, è possibile operare in due modi: associare dei valori numerici a partire dalle classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione di ogni rischio oppure attribuirli ai singoli fattori che contribuiscono alla determinazione di tali classi. Questa ultima soluzione è apparsa troppo laboriosa e non necessaria, in quanto l'obiettivo della proposta non intende modificare i criteri di classificazione delle LG 22. Dunque, seguendo i flussi logici di assegnazione delle classi per i singoli fattori, si dovrebbe arrivare agli stessi valori numerici che si assegnerebbero comunque adottando il primo approccio. Si è quindi pensato di assegnare i valori riassunti in [Tabella 2-1](#) alle Classi determinate per i fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione di ciascun rischio.

*Tabella 2-1: Valori numerici associati alle Classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione di ogni rischio.*

<b>Classe associata ai singoli fattori</b>	Bassa	Medio-Bassa	Media	Medio-Alta	Alta
<b>Valore numerico associato ai singoli fattori</b>	1	2	3	4	5

Noti tali valori, è necessario identificare una funzione per combinarli in modo tale da ricavare un Indice di Attenzione associato ai singoli rischi senza stravolgere l'approccio introdotto dalle linee guida per la classificazione delle opere. La relazione più semplice da introdurre è di tipo lineare:

$$IdA_k = \frac{\alpha_P I_P + \alpha_V I_V + \alpha_E I_E}{\alpha_P + \alpha_V + \alpha_E} \quad (22)$$

Dove  $I_k$  è l'indice associato al rischio  $k$ ,  $\alpha_i$  corrisponde al peso del fattore  $i$  e i pedici  $P$ ,  $V$  ed  $E$  rappresentano rispettivamente i fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Tale legge permette quindi di associare un peso diverso ai diversi fattori. Inoltre, è stata pensata in modo tale che il valore minore ottenuto fosse pari all'unità ed il maggiore pari a 5. In accordo con le LG 22 quindi, in nessuno caso, è possibile ottenere un Indice di Attenzione pari a 0.

Al fine di scegliere i pesi da assegnare ai diversi fattori è necessario considerare i rischi strutturale e fondazionale, sismico ed idraulico separatamente dal rischio frane, in quanto le Classi di Attenzione associate a questi due gruppi di rischi vengono determinate combinando le classi associate ai fattori di pericolosità, vulnerabilità ed

esposizione attraverso due tabelle differenti, rispettivamente la **Tabella 2-2** e la **Tabella 2-3**.

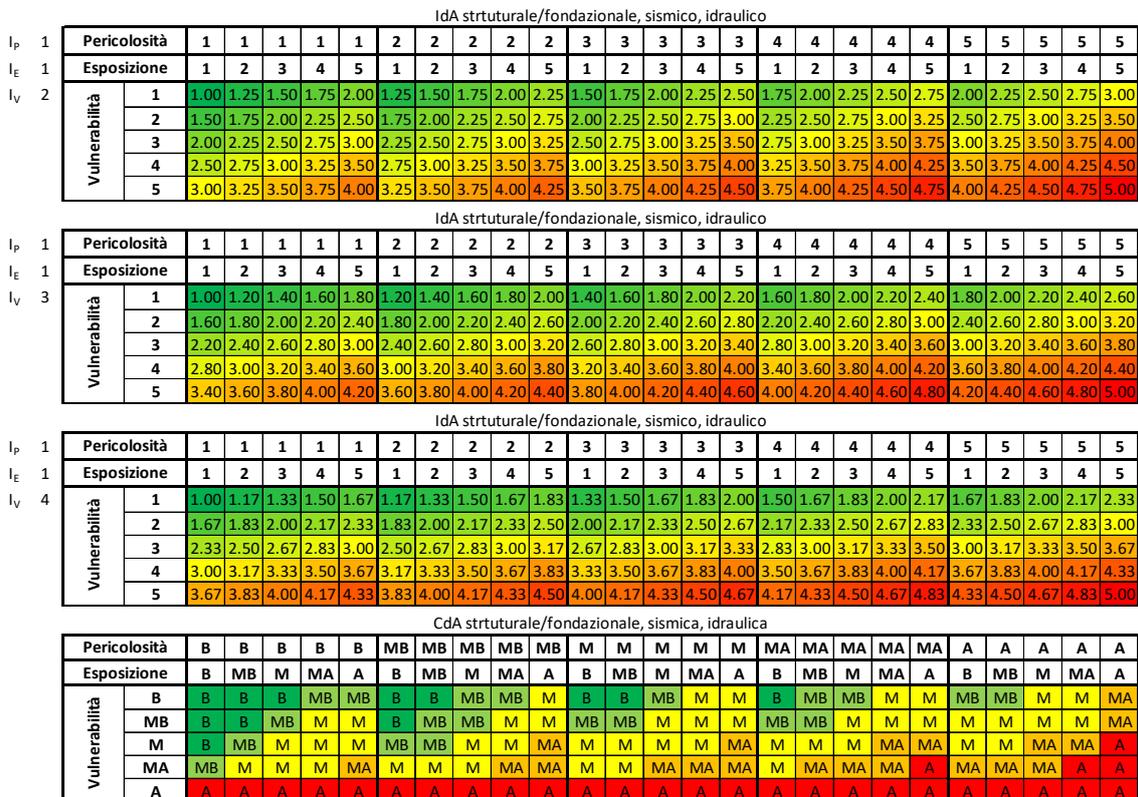
**Tabella 2-2: Determinazione della CdA per i rischi strutturale e fondazionale, sismico ed idraulico.**

Pericolosità	B	B	B	B	B	MB	MB	MB	MB	MB	M	M	M	M	M	MA	MA	MA	MA	MA	A	A	A	A	A
Esposizione	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A
Vulnerabilità	B	B	B	B	MB	MB	B	B	MB	MB	M	B	B	MB	M	M	B	MB	MB	M	M	MB	MB	M	MA
	MB	B	B	MB	M	M	B	MB	MB	M	M	MB	MB	M	M	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	MA
	M	B	MB	M	M	M	MB	MB	M	M	MA	M	M	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	M	MA
	MA	MB	M	M	M	MA	M	M	M	MA	MA	M	M	MA	MA	MA	M	MA	MA	MA	MA	A	MA	MA	MA
A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	

**Tabella 2-3: Determinazione della CdA per il rischio frane.**

Pericolosità	B	B	B	B	B	MB	MB	MB	MB	MB	M	M	M	M	M	MA	MA	MA	MA	MA	A	A	A	A	A
Esposizione	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A
Vulnerabilità	B	B	B	MB	MB	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA
	MB	B	MB	MB	MB	MB	MB	MB	M	M	MB	M	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	M	MA	MA	MA
	M	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA	MA	MA	MA	MA	A
	MA	MB	MB	M	M	A	MB	M	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	MA	A						
A	MB	MB	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	A	MA	MA	A	A								

Con riferimento ai rischi strutturale e fondazionale, sismico ed idraulico, analizzando la **Tabella 2-2**, si è notato come la vulnerabilità influisca in modo più marcato rispetto agli altri fattori. In **Figura 2.3** si riportano delle tabelle ottenute considerando un peso pari ad 1 per la pericolosità e l'esposizione ed un peso da 2 a 4 per la vulnerabilità; si riporta, infine, la **Tabella 2-2** per avere un confronto diretto con i risultati.



**Figura 2.3: Tabelle dell'Indice di Attenzione per i rischi fondazionale e strutturale, sismico e idraulico, ottenute considerando un peso pari ad 1 per la pericolosità e l'esposizione ed un peso, rispettivamente, pari a 2, 3 e 4 per la vulnerabilità. L'ultima tabella rappresenta la Tabella delle LG 22 per la determinazione della CdA associata ai medesimi rischi.**



l'erosione. È necessario, quindi, definire una legge per l'Indice di Attenzione associato ai fenomeni di erosione. In tal caso, analizzando la tabella delle LG 22 per la determinazione della CdA associata all'erosione (Tabella 2-6 (a)), si è notato che una legge lineare non potesse descrivere in modo appropriato le relazioni imposte dalle LG 22. Dopo vari tentativi, si è stabilito che la migliore legge per ricavare l'IdA associato ai fenomeni di erosione ( $IdA_e$ ) che meglio rappresentasse l'impostazione delle LG 22 e che fosse coerente con l'approccio proposto (valore minimo dell'IdA pari ad 1 e valore massimo pari a 5) fosse la seguente:

$$IdA_e = \min \left\{ \left[ \frac{IdA_{eg}^{1.5} + IdA_{el}^{1.5}}{2 * 5^{0.5}} - 0.447 \right] * 1.318 + 1 ; 5 \right\} \quad (23)$$

Dove  $IdA_{eg}$  e  $IdA_{el}$  sono rispettivamente l'Indice di Attenzione associato al fenomeno di erosione generalizzata ed erosione localizzata. In Figura 2.5 si riporta la tabella delle LG 22 relativa alla Classe di Attenzione per il fenomeno di erosione ed i valori dell'Indice di Attenzione che si ottengono utilizzando l'equazione (23) assegnando i valori interi da 1 a 5 a  $IdA_{eg}$  e  $IdA_{el}$ . Si nota come la corrispondenza tra le due tabelle sia notevole.

CdA erosione		CdA erosione generalizzata				
		B	MB	M	MA	A
CdA per erosione localizzata	B	B	MB	M	MA	A
	MB	MB	MB	M	MA	A
	M	M	M	MA	A	A
	MA	MA	MA	A	A	A
	A	A	A	A	A	A

IdA erosione		IdA erosione generalizzata				
		1	2	3	4	5
IdA per erosione localizzata	1	1.00	1.54	2.24	3.06	4.00
	2	1.54	2.08	2.78	3.60	4.54
	3	2.24	2.78	3.47	4.30	5.00
	4	3.06	3.60	4.30	5.00	5.00
	5	4.00	4.54	5.00	5.00	5.00

Figura 2.5: Tabelle della (a) Classe di Attenzione e (b) dell'Indice di Attenzione per il fenomeno di erosione.

Determinati gli indici di attenzione associati al rischio frane ed al rischio idraulico, è necessario determinare un indice che riassume entrambi i rischi in accordo con le LG 22, che propongono di ricavare una CdA unica associata a tali due rischi (Figura 2.6 (a)). Anche in questo caso è possibile definire una legge lineare, pari alla media dei due indici, che meglio approssima la tabella proposta dalle LG 22:

$$IdA_{if} = \frac{IdA_f + IdA_i}{2} \quad (24)$$

Dove  $IdA_{if}$  rappresenta l'Indice di Attenzione idraulico e frane e  $IdA_f$  e  $IdA_i$  rappresentano l'Indice di Attenzione rispettivamente per il rischio frane e per il rischio idraulico. In Figura 2.6 si riporta la tabella delle LG 22 relativa alla Classe di Attenzione idraulica e frane ed i valori dell'Indice di Attenzione che si ottengono assegnando i valori interi da 1 a 5 a  $IdA_f$  e  $IdA_i$ . Si nota come la corrispondenza tra le due tabelle sia notevole.

		CdA frane				
		B	MB	M	MA	A
CdA idraulica	B	B	MB	MB	M	M
	MB	MB	MB	M	M	MA
	M	MB	M	M	MA	MA
	MA	M	M	MA	MA	A
	A	M	MA	MA	A	A

		IdA frane				
		1	2	3	4	5
IdA idraulica	1	1	1.5	2	2.5	3
	2	1.5	2	2.5	3	3.5
	3	2	2.5	3	3.5	4
	4	2.5	3	3.5	4	4.5
	5	3	3.5	4	4.5	5

Figura 2.6: Tabelle (a) della Classe di Attenzione e (b) dell'Indice di Attenzione idraulico e frane.

Infine, noti gli Indici di Attenzione per il rischio strutturale e fondazione, per il rischio sismico e per l'idraulica e frane, è necessario definire una legge che li combini al fine di ottenere un Indice di Attenzione complessivo dell'opera ( $IdA_c$ ). Anche in questo caso, associando un peso ad ogni rischio è possibile definire una relazione lineare del tipo:

$$IdA_c = \frac{\alpha_{sf} IdA_{sf} + \alpha_s IdA_s + \alpha_{if} IdA_{if}}{(\alpha_{sf} + \alpha_s + \alpha_{if})} \quad (25)$$

Dove  $\alpha$  rappresenta il peso associato ai vari rischi ed i pedici  $sf$ ,  $s$  ed  $if$  rappresentano i rischi, rispettivamente, strutturale e fondazionale, sismico ed idraulico e frane. Analizzando la tabella proposta dalle LG 22 per la determinazione della CdA complessiva (Figura 2.7(a)), si nota come la Classe di Attenzione strutturale e fondazionale influisca in modo preponderante sulla CdA complessiva dell'opera. Dopo aver provato diversi pesi da associare ai diversi rischi, si è stabilito che, assegnando un peso pari a 5, 2 ed 1 rispettivamente ai rischi strutturale e fondazionale, sismico ed idraulico e frane, si ottengano dei valori di IdA complessivo più simili ai valori di CdA ottenuti con la tabella proposta dalle LG 22. In Figura 2.7 si riportano, a confronto la tabella della CdA complessiva dell'opera e la tabella di IdA complessivo, ottenuta assegnando all'Indice di Attenzione dei vari rischi valori discreti tra 1 e 5. Si nota come la corrispondenza tra le due tabelle sia notevole.

		CdA complessiva																								
CdA strutt fond		B	B	B	B	B	MB	MB	MB	MB	M	M	M	M	M	MA	MA	MA	MA	MA	A	A	A	A	A	
CdA idr. e frane		B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A
CdA sismica	B	B	B	B	MB	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	A	A	A	A	A
	MB	B	MB	MB	MB	MB	MB	MB	M	M	MB	M	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	A	A	A	A	A
	M	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	MA	A	A	A	A	A
	MA	MB	MB	MB	M	M	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	M	MA	MA	MA	MA	A	A	A	A	A
	A	MB	MB	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA	A	MA	MA	MA	MA	MA	A	A	A	A	A	A

(a)

		IdA complessiva																								
$\alpha_{sf}$	5	IdA strutt fond																								
$\alpha_{if}$	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5
$\alpha_s$	2	IdA idr. e frane																								
IdA sismica	1	1.00	1.13	1.25	1.38	1.50	1.63	1.75	1.88	2.00	2.13	2.25	2.38	2.50	2.63	2.75	2.88	3.00	3.13	3.25	3.38	3.50	3.63	3.75	3.88	4.00
	2	1.25	1.38	1.50	1.63	1.75	1.88	2.00	2.13	2.25	2.38	2.50	2.63	2.75	2.88	3.00	3.13	3.25	3.38	3.50	3.63	3.75	3.88	4.00	4.13	4.25
	3	1.50	1.63	1.75	1.88	2.00	2.13	2.25	2.38	2.50	2.63	2.75	2.88	3.00	3.13	3.25	3.38	3.50	3.63	3.75	3.88	4.00	4.13	4.25	4.38	4.50
	4	1.75	1.88	2.00	2.13	2.25	2.38	2.50	2.63	2.75	2.88	3.00	3.13	3.25	3.38	3.50	3.63	3.75	3.88	4.00	4.13	4.25	4.38	4.50	4.63	4.75
	5	2.00	2.13	2.25	2.38	2.50	2.63	2.75	2.88	3.00	3.13	3.25	3.38	3.50	3.63	3.75	3.88	4.00	4.13	4.25	4.38	4.50	4.63	4.75	4.88	5.00

(b)

Figura 2.7: Tabelle (a) della Classe di Attenzione complessiva e (b) dell'Indice di Attenzione complessivo dell'opera.

Noti gli Indici di Attenzione delle varie opere di sua competenza, il gestore potrà stilare un ordine di priorità delle opere in modo semplice e speditivo per indirizzare le risorse necessarie per l'effettuazione di approfondimenti ed indagini ed applicare i livelli successivi previsti dalle LG 22.

Al fine di validare la procedura proposta, il metodo esposto è stato utilizzato a valle della determinazione della CdA di un campione di opere analizzate dall'ENEA nell'ambito del Consorzio FABRE, di cui si parlerà nel paragrafo seguente.

### 2.3. Casi di studio

Come detto nell'introduzione del presente capitolo, a seguito dell'emanazione delle LG 20, era stato previsto un periodo di sperimentazione di 24 mesi, esteso poi a 48 con l'emanazione delle LG 22. In tale ambito, si è inserito il consorzio FABRE.

Il consorzio FABRE nasce il 22 luglio 2020, data in cui viene firmato l'atto costitutivo del consorzio da 9 università italiane e l'ENEA, con lo scopo di promuovere la ricerca per la valutazione ed il monitoraggio di ponti, viadotti ed altre strutture. Fin da subito sono state avviate diverse convenzioni con enti, soggetti pubblici e privati per lo sviluppo di attività di ricerca in questo campo.

Alcune di queste convenzioni prevedevano l'applicazione dei primi livelli delle LG 22 fino alla determinazione della Classe di Attenzione per diversi ponti e viadotti afferenti a vari gestori. All'ENEA è stato affidato il compito di valutare la Classe di Attenzione di 81 opere, per un totale di 652 campate.

Di seguito viene riassunto il lavoro svolto ed i risultati ottenuti durante poco più di un anno di lavoro, in cui si è riuscito ad analizzare in maniera compiuta 26 opere, per un totale di 117 campate (Figura 2.8). Inoltre, a seguito della determinazione della CdA, al fine di validare l'approccio numerico proposto nel paragrafo precedente, si è determinato, per ogni opera studiata, l'Indice di Attenzione.

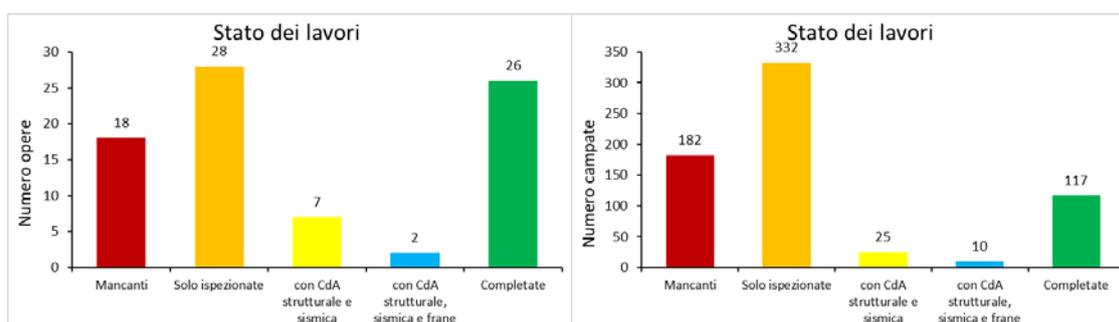


Figura 2.8: Contratto FABRE-ENEA, stato dei lavori.

#### 2.3.1. Censimento

Il livello di censimento ha portato alla produzione delle Schede di Censimento di ogni opera analizzata fino a questo momento. Tali schede sono state compilate attraverso i dati reperiti o forniti dai gestori.

Per tutte le opere da analizzare, i gestori hanno fornito alcune informazioni circa la localizzazione dell'opera (strada di appartenenza, progressive, coordinate), gli anni di realizzazione, lunghezza totale, numero di campate, luce massima dell'opera, tipologia e materiale dell'impalcato, schema statico, tipologia di ente scavalcato, numero di carreggiate, numero di corsie, i valori del TGM per veicoli leggeri e pesanti suddivisi per corsia ed informazioni circa la zona sismica e la pericolosità frane ed idraulica. Solamente per 20 opere sono stati forniti elaborati progettuali, mentre per 5 opere sono stati forniti dei rilievi geometrici.

Analizzando tutta la documentazione disponibile si è riscontrata una mancanza generale di dati riguardanti la caratterizzazione strutturale delle opere. Inoltre, per alcune di loro, a seguito dell'ispezione, si è riscontrato che alcuni dati forniti dai gestori, come ad esempio il numero delle campate o il materiale dell'impalcato, non rispecchiano il loro stato di fatto.

Di seguito si riportano alcuni dati di censimento inerenti le opere analizzate. In particolare, in [Figura 2.9](#), si riporta la frequenza del numero di campate per opera, dello schema statico, del materiale della sovrastruttura, della luce massima della campata e dell'anno di costruzione per tutte le opere per le quali sono state determinate almeno la CdA strutturale e fondazionale e sismica (35 opere).

La maggior parte delle strutture fino ad ora analizzate sono composte da poche campate, tra 1 e 4; solamente alcune opere hanno più di 5 campate. Lo schema statico più ricorrente è quello di travi semplicemente appoggiate, mentre, relativamente al materiale della sovrastruttura, poco più del 70% delle opere è costituito da un impalcato in c.a.p. e circa il 20% in c.a. La frequenza di schema statico e materiale si riflette in quella della luce massima della campata: il 20% delle opere ha luce massima inferiore a 25 m, il 60% delle opere ha una luce massima compresa tra 25 m e 40 m, mentre il restante 20% ha luce massima superiore a 40 m. Infine, poco più della metà delle opere è stata costruita tra il 1945 ed il 1980, mentre l'altra metà risale a dopo il 1980.

### 2.3.2. Ispezioni visive e analisi difettologica

Le ispezioni visive delle opere sono cominciate a fine ottobre 2021. Lo stato di avanzamento delle ispezioni è riportato in [Tabella 2-4](#), in cui sono riassunte le opere e le campate complessive ispezionate.

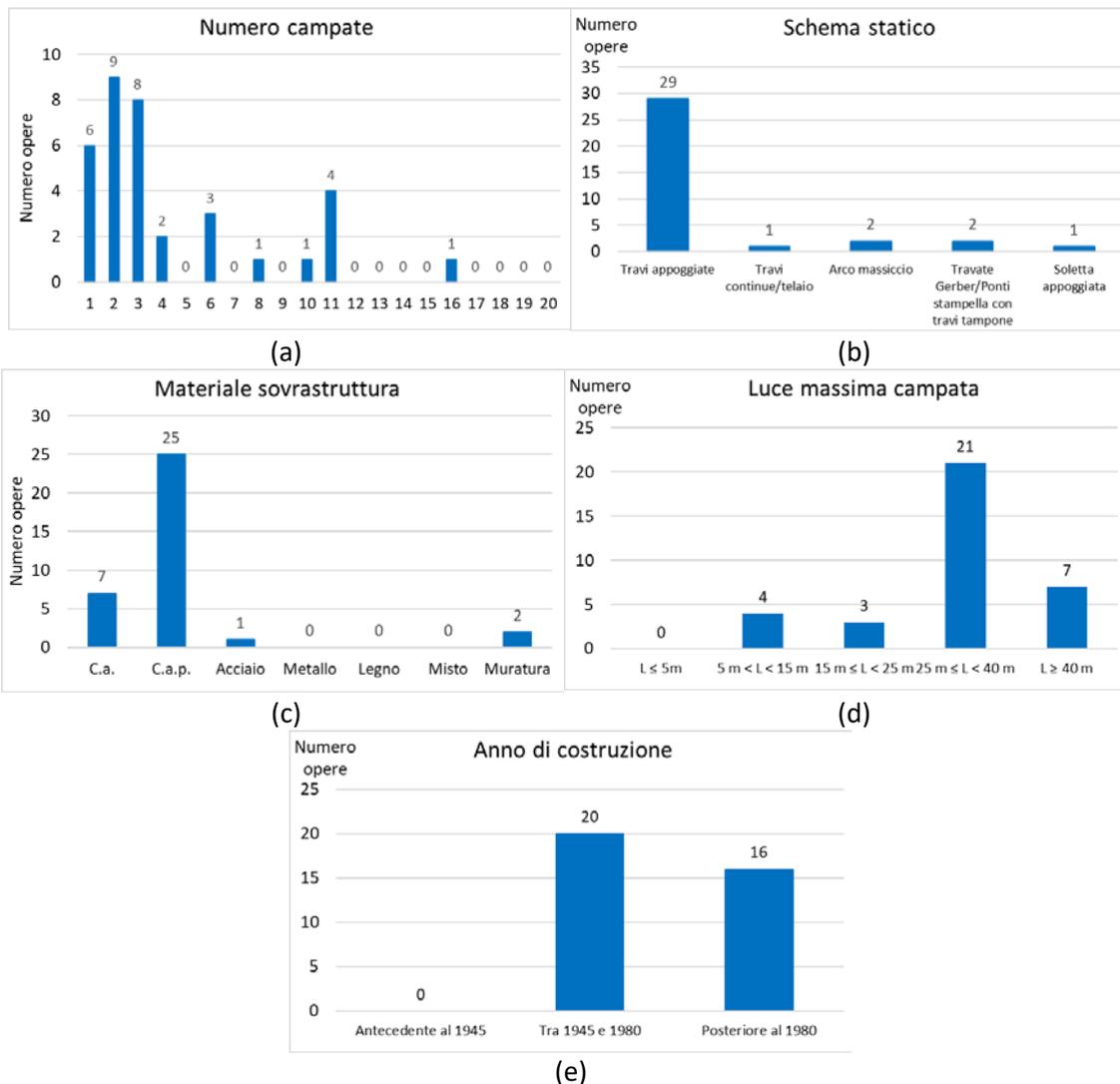


Figura 2.9: Censimento, frequenza (a) del numero di campate, (b) dello schema statico, (c) del materiale della sovrastruttura, (d) della luce massima della campata ed (e) dell'anno di costruzione.

Tabella 2-4: Stato di avanzamento delle ispezioni effettuate nell'ambito del Consorzio Fabre.

Data	Numero opere ispezionate	Numero campate ispezionate
31.07.2022	28	118
31.01.2022	45	348
31.04.2022	64	478

Le ispezioni sono sempre state eseguite con il supporto dei tecnici dipendenti del gestore delle infrastrutture. Solitamente, quando era possibile accedere alla base del viadotto, le ispezioni sono state condotte secondo un programma ben preciso:

- Una squadra di tecnici realizzava un report fotografico sistematico dell'opera e del contesto in cui si collocava in modo tale da avere un'istantanea di ogni elemento del viadotto e non solo dei singoli degradi ed informazioni sull'ambiente circostante l'opera, utili per la valutazione del rischio frane ed idraulico;

- Una squadra di tecnici effettuava un rilievo dei difetti, producendo uno schizzo del quadro difettologico e fessurativo dell'opera. Solitamente tale squadra realizzava, inoltre, un rilievo geometrico degli elementi portanti al fine di determinarne la geometria;
- Una squadra di geologi, se presenti, effettuava un rilievo del contesto morfologico in cui si collocava l'opera.

Nei casi in cui l'accesso alla base non risultava possibile, ad esempio per la presenza di eccessiva vegetazione o per la presenza di un fiume, o se l'opera presentava un'altezza molto elevata, l'ispezione veniva eseguita mediante l'ausilio di droni, ossia sistemi aeromobili a pilotaggio remoto (SAPR), e/o by bridge.

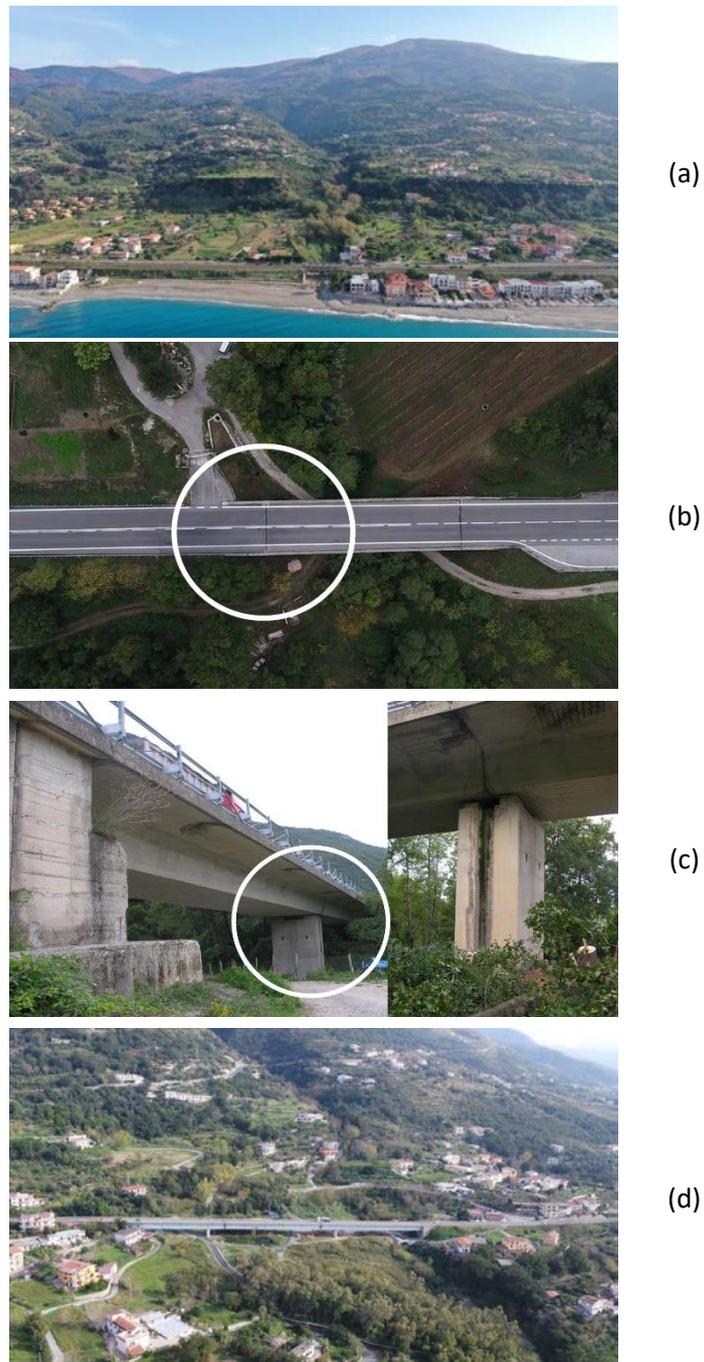
L'utilizzo del drone presenta indubbiamente notevoli vantaggi, ma ha anche dei limiti. Sicuramente consente di superare i vincoli imposti da un'ispezione tradizionale effettuata dal basso o dall'alto<sup>1</sup>, in quanto è possibile scattare immagini o acquisire video ad alta risoluzione di parti dell'opera anche lontane dall'operatore o inaccessibili a piedi, consentendo di ottenere visuali dei difetti molto ravvicinate. Inoltre, presenta tempi e costi molto competitivi, riduce i rischi per i tecnici e potrebbe consentire il rilievo di alcune problematiche dell'opera come le infiltrazioni d'acqua o la presenza di fenomeni di delaminazione montando termocamere o camere multispettrali. Ovviamente, l'impiego del drone è soggetto ad alcuni aspetti burocratici, come l'obbligo di iscrivere il velivolo al portale dflight, possedere una polizza assicurativa a responsabilità civile per danni verso terzi e richiedere un'autorizzazione all'ENAC (Ente Nazionale per l'Aviazione Civile) per sorvolare aree con restrizioni dello spazio aereo. Inoltre, effettuando fotografie e riprese, potrebbe nascere un problema di privacy. Infine, il volo del drone potrebbe non sempre essere possibile a causa di condizioni meteorologiche avverse (forte vento o pioggia), presenza di interferenze elettromagnetiche o una presenza eccessiva di ostacoli, come cavi elettrici o folta vegetazione.

Durante le ispezioni condotte, il drone è stato di grande vantaggio per diversi aspetti. Uno di questi è stata la possibilità di effettuare riprese e acquisire immagini ampie del contesto geomorfologico dell'opera, come mostrato in [Figura 2.10 \(a\)](#), nella quale si evidenzia molto chiaramente una profonda incisione del territorio montuoso a monte dell'opera, prodotto da una fiumara nei terrazzi marini del Pleistocene Superiore e che ha, quindi, evidenziato la possibilità che l'opera possa essere interessata da colate rapide di materiale incoerente. In alcuni casi, il drone ha consentito di confermare spostamenti o cedimenti dell'opera, come nel caso dell'opera di [Figura 2.10 \(b\)](#), per la quale l'ispezione ordinaria aveva evidenziato uno spostamento con rotazione della spalla che andava a spingere sull'impalcato. Le foto scattate dall'alto hanno permesso di confermare la presenza di una rotazione dell'impalcato rispetto alla spalla interessata dal cedimento. In altri casi, invece, il velivolo è stato utile per raggiungere elementi non

---

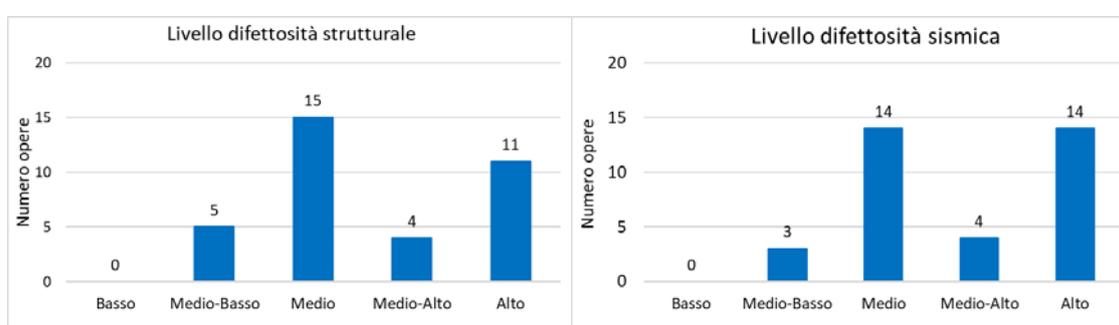
<sup>1</sup> Di solito le ispezioni dall'alto vengono condotte attraverso l'uso del by bridge, che comporta costi notevoli, lunghi tempi di organizzazione e di sistemazione del mezzo sulla piattaforma stradale, e, in alcuni casi, la limitazione del traffico sul viadotto.

ispezionabili in altro modo (per esempio gli appoggi) o per accedere a zone non raggiungibili con metodi convenzionali, come nel caso di [Figura 2.10 \(c\)](#). Infine, il drone ha consentito di completare in maniera più veloce ed agevole l'ispezione di grandi opere, come quella di [Figura 2.10 \(d\)](#), per la quale l'ispezione è stata eseguita in un solo giorno, mentre un'ispezione convenzionale avrebbe richiesto più giornate di lavoro.



*Figura 2.10: Immagini riprese dal drone al fine di (a) analizzare il contesto geomorfologico, (b) analizzare gli spostamenti ed i cedimenti dell'opera, (c) accedere a zone non raggiungibili convenzionalmente e (d) ispezionare più agevolmente opere di notevoli dimensioni.*

A seguito delle ispezioni, per ogni elemento strutturale, a cui è stato assegnato un nome univoco, è stata redatta una Scheda di difettosità. Tramite tali schede è stato possibile assegnare un livello di difettosità strutturale e fondazionale e sismico per ogni elemento, quindi per ogni campata ed elemento della sottostruttura ed infine per tutta l'opera. In [Figura 2.11](#) si riporta la frequenza relativa al livello di difettosità strutturale e fondazionale e sismico assegnato alle opere per le quali è stata almeno determinata la CdA per tali rischi. Nessuna struttura fino ad ora analizzata ha presentato un livello di difettosità Basso e solamente poche opere mostrano un livello di difettosità Medio-basso. Relativamente al rischio strutturale e fondazionale, il 40% delle opere è caratterizzata da un livello di difettosità Medio, mentre poco più del 31% da un livello Alto. Con riferimento al rischio sismico, il 40% delle strutture presenta un livello Medio ed un altro 40% Alto.



*Figura 2.11: Ispezione visiva, livello di difettosità strutturale e fondazionale e sismico.*

I difetti più comuni rilevati sono dovuti alla percolazione di acqua attraverso i giunti, spesso legata alla mancanza o rottura della scossalina o comunque ad una loro mancata impermeabilizzazione. Più raramente si è trovato traccia di percolazione attraverso gli elementi strutturali. Frequenti sono state quindi le macchie di scolo ed umidità passiva sulla sommità di spalle e pile ed alle estremità degli impalcati. Tali difetti, nelle strutture in c.a. o c.a.p., erano spesso accompagnati anche dall'esposizione e corrosione dei ferri di armatura ([Figura 2.12](#)), sono stati rilevati molte volte anche sui cordoli e all'intradosso degli sbalzi della soletta. Nella maggioranza dei casi i difetti sono stati accentuati dall'errato funzionamento del sistema di allontanamento delle acque di piattaforma ([Figura 2.13](#)).

Per quanto riguarda le travi e le solette, oltre ai difetti già esposti, raramente si sono rilevati quadri difettologici peggiori. L'assenza estesa di copriferro, spesso accompagnata da carbonatazione ed armature esposte e corrose, è stata rilevata soprattutto nei ponti collocati in zone ad alta umidità, vicino al mare oppure a ridosso di un corso d'acqua ([Figura 2.14](#)). Simili situazioni si sono riscontrate in spalle e pile.



*Figura 2.12: Ammaloramento del cls con ferri esposti dovuti alla percolazione di acqua dal giunto.*



*Figura 2.13: Assenza di scarichi per il convogliamento a valle dell'acqua di piattaforma.*



*Figura 2.14: Stato di degrado diffuso in travi e solette.*

Un elemento particolarmente delicato durante le ispezioni è stato rappresentato dalla sella Gerber, a causa delle difficoltà di visionare in modo adeguato tutte le sue parti. Molto spesso, infatti, non è stato possibile ispezionare né gli appoggi posti in corrispondenza della sella né le superfici degli elementi strutturali adiacenti (spalle, pile o travi). Un esempio è raffigurato in [Figura 2.15](#), dove la sella Gerber è posizionata alle estremità delle travi. Solamente durante un'ispezione è stato possibile visionare i dispositivi di appoggio posti in corrispondenza di tali elementi ([Figura 2.16](#)). Il caso in

questione fa riferimento all'unico ponte a travata Gerber con impalcato misto acciaio-clc fino ad ora ispezionato. Negli altri ponti in calcestruzzo con selle Gerber, in prossimità dell'elemento si è rilevata spesso l'assenza di copriferro con armature esposte e carbonatazione di calcestruzzo (Figura 2.17). Tali difetti hanno portato quasi nella maggior parte dei casi ad una assegnazione di una Classe di difettosità strutturale e fondazione alta.



*Figura 2.15: Trave con appoggio a sella Gerber non ispezionabile.*



*Figura 2.16: Sella Gerber con appoggi ispezionabili.*



*Figura 2.17: Sella Gerber non ispezionabile con armature esposte nelle travi.*

Con riferimento agli appoggi, le tipologie più frequenti sono state appoggi in neoprene ed appoggi in acciaio fissi, a cerniera o a scorrimenti. La maggior parte degli appoggi in neoprene presentava schiacciamento ed invecchiamento della gomma. Con riferimento agli appoggi in acciaio, spesso si è rilevata la presenza di ruggine ed ossidazione. Inoltre, per alcuni viadotti, negli appoggi scorrevoli e a cerniera si è notata l'assenza di rimozione dei sistemi di bloccaggio dei dispositivi stessi (Figura 2.18), mentre, in altri, è stata rilevata la presenza di spostamenti residui (Figura 2.19), che, se eccessivi, hanno portato il ponte in Classe difettologica sismica alta.

Relativamente al rischio frane, oltre alle informazioni sul contesto geomorfologico dell'opera reperite grazie all'utilizzo del drone, si sono raccolte poche informazioni utili per la definizione della Classe di Attenzione associata a tale rischio.



*Figura 2.18: Appoggi, assenza di rimozione dei sistemi di bloccaggio.*



*Figura 2.19: Appoggi, scorrimento residuo.*

Con riferimento al rischio idraulico, l'ispezione ha permesso molte volte di confermare l'assenza di rischio idraulico laddove le carte CTR mostravano la presenza di piccoli corsi d'acqua che in realtà si sono dimostrate essere semplici linee di impluvio senza la presenza di acqua permanente. Al contrario, nel caso di presenza di corsi d'acqua, l'ispezione ha consentito il rilevamento delle informazioni necessarie per la

definizione del rischio idraulico, come la presenza di materiale flottante o di accumulo di detriti. Solo rare volte si è riscontrata la presenza di erosione alla base delle pile. Il caso più grave è stato trovato in un viadotto di notevole lunghezza, in cui molte delle pile presentavano tutto il plinto e parte dei pali di fondazione scoperti, come si può notare in [Figura 2.20](#).



*Figura 2.20: Scalzamento delle fondazioni.*

### 2.3.3. Determinazione della Classe di Attenzione

A seguito del censimento e delle ispezioni visive, è stato possibile effettuare compiutamente la valutazione della Classe di Attenzione di 26 opere.

Con riferimento ai singoli rischi, per ogni opera, la CdA strutturale e fondazionale è stata calcolata da ingegneri strutturisti, la CdA associata al rischio frane da geologi mentre per il calcolo della CdA idraulica ci si è avvalsi della collaborazione di ingegneri idraulici dell'Università di Roma Sapienza.

Con riferimento al rischio strutturale e fondazionale, in [Figura 2.21](#) si riportano le frequenze delle classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione determinate. Con riferimento alla pericolosità, si nota l'assegnazione solamente della Classe Medio-Alta ed Alta, essenzialmente a causa della tipologia di mezzi a cui è aperto il traffico (nessuna delle opere presenta restrizioni). Relativamente alla vulnerabilità, la maggior parte opere (17) ricade in Classe Medio-Alta, solo 2 in Classe Media e le restanti in classe Alta. Tali risultati sono dovuti soprattutto al livello di difettosità assegnato (15% Medio-Basso, 50 % Medio, 12% Medio-Alto e 23% Alto) e alla Classe assegnata in base ai parametri strutturali e geometrici (50% Medio-Alta, 42% Alta e il restante 8% suddiviso equamente tra Medio-Bassa e Media). Con riferimento all'esposizione, la maggior parte delle opere presenta una classe Bassa o Medio-Bassa. In [Figura 2.22](#) si riportano le Classi di Attenzione strutturale e fondazionale ricavate a partire dalle Classi associate ai vari fattori analizzati. Come si nota, il 27% delle opere ricade in Classe Media, il 35% in Classe Medio-Alta ed il 38% alla Classe Alta.

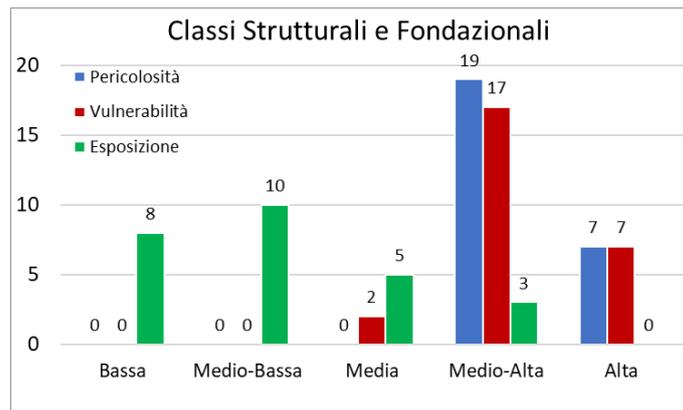


Figura 2.21: Frequenza delle Classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione strutturale e fondazionale.

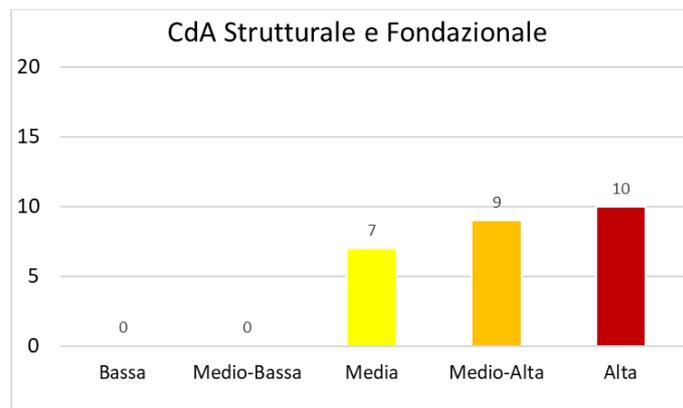


Figura 2.22: Frequenza delle Classi di Attenzione strutturale e fondazionale.

Con riferimento al rischio sismico, in [Figura 2.23](#) si riportano le frequenze delle classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione determinate. Con riferimento alla pericolosità, le classi sono state molto influenzate dall'incertezza della categoria del sottosuolo, che in assenza di indagini specifiche, è stata assunta pari a C. Relativamente alla vulnerabilità, il 77% delle opere presenta una Classe Alta associata alle sole caratteristiche intrinseche dell'opera (il 15% ha una Classe Medio-Alta, il restante 8% è suddiviso equamente la Classe Bassa e Media), che influenza notevolmente il risultato dell'analisi. Il livello di difettosità sismica è risultato prevalentemente Medio (42%) ed Alto (34%). La classe di esposizione riflette i risultati ottenuti per il rischio fondazionale e strutturale, con l'incremento per ogni opera di una classe a causa della strategicità delle strutture, che è sempre stata considerata presente in assenza di informazioni fornite da parte del gestore. In [Figura 2.24](#) si riportano le Classi di Attenzione sismica ricavate a partire dalle Classi associate ai vari fattori analizzati. Come si nota, il 4% delle opere ricade in Classe Media, il 35% in Classe Medio-Alta ed il 61% alla Classe Alta.

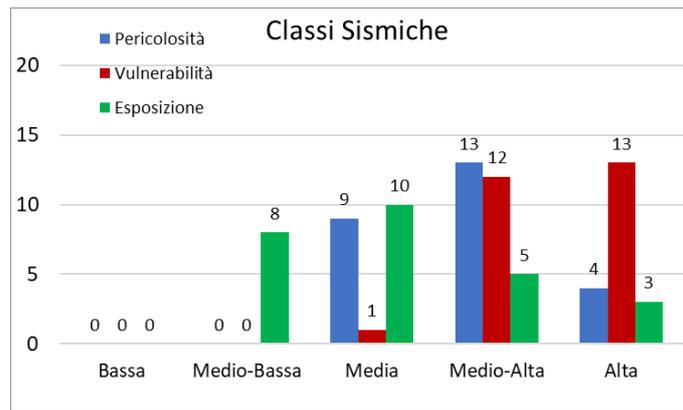


Figura 2.23: Frequenza delle Classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismiche.

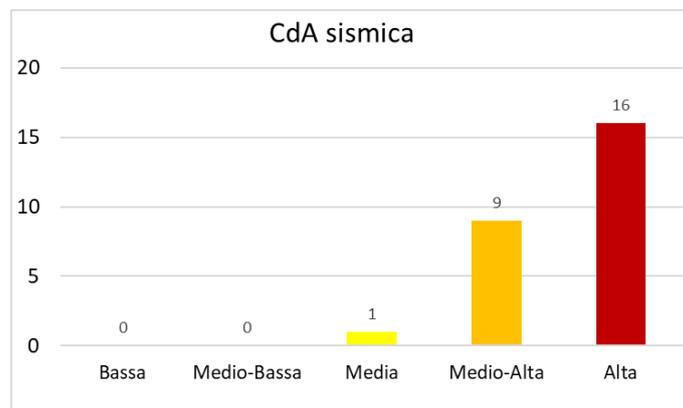


Figura 2.24: Frequenza delle Classi di Attenzione sismica.

In Figura 2.25 si riportano le Classi di Attenzione determinate per il rischio frane ed idraulico. In particolare, per il rischio idraulico, la Classe di Attenzione Bassa corrisponde quasi sempre all'assenza di corsi d'acqua in prossimità dell'opera.

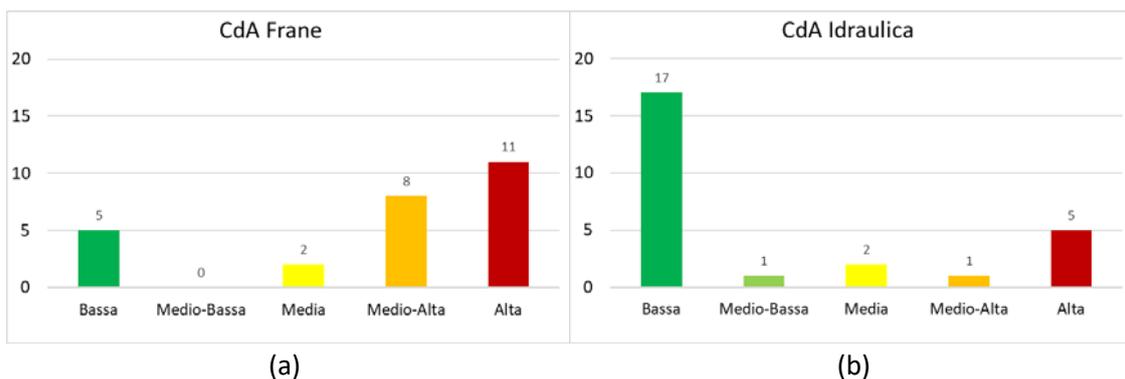


Figura 2.25: Frequenza delle Classi di Attenzione per il rischio (a) frane e (b) idraulico.

Note le CdA associate ai singoli rischi è stato possibile determinare la CdA complessiva delle singole opere, i cui risultati sono riassunti in Figura 2.26. La maggior parte delle opere (50%) ricade in Classe di Attenzione Alta, il 35% in Classe Medio-Alta ed il 15% in Classe Media. Tutte le strutture analizzate necessitano quindi di valutazioni più approfondite, in particolare per le 13 opere ricadenti in Classe Media e Medio-Alta è necessario effettuare le valutazioni preliminari di Livello 3, mentre per le restanti 13 in Classe Alta è necessario effettuare le valutazioni accurate di Livello 4.

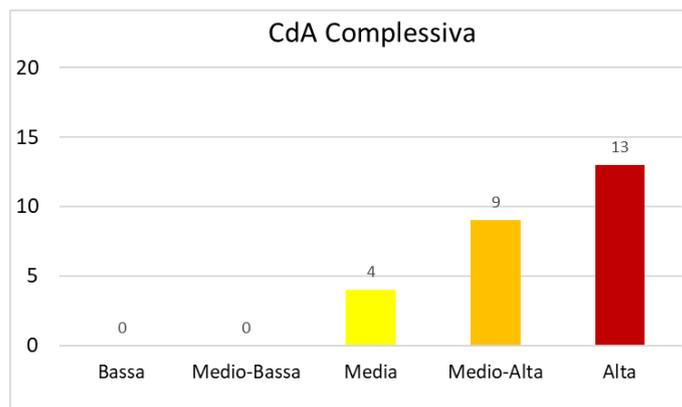


Figura 2.26: Frequenza della Classe di Attenzione complessiva.

Come detto in precedenza, stilare una classifica di priorità all'interno di una stessa CdA non risulta essere agevole ed immediato. Nel seguente paragrafo si espongono quindi i risultati derivanti dall'applicazione dell'Indice di Attenzione in comparazione con la Classe di Attenzione al fine di valutarne l'efficacia e la rispondenza con i dettami delle LG 22.

#### 2.3.4. Determinazione dell'Indice di Attenzione

Di seguito si espongono i risultati ottenuti dall'utilizzo dell'Indice di Attenzione confrontandolo con la CdA ottenuta.

In Figura 2.27 e Figura 2.28 si riportano gli Indici di Attenzione comparati con la Classe di Attenzione rispettivamente per il rischio strutturale e fondazionale e per il rischio sismico. Si nota che l'Indice di Attenzione rispetti abbastanza bene l'approccio proposto delle Linee Guida, associando ad una determinata CdA un valore numerico sempre superiore rispetto a quello associato ad opere con CdA minore: solo in un caso per il rischio strutturale e fondazionale si ha equivalenza numerica dell'Ida per due opere ricadenti una in Classe Alta ed una in Classe Medio-Alta. Tuttavia, nonostante ci siano valori differenziati dell'Indice di Attenzione associati ad opere ricadenti in una stessa CdA, rimangono molte strutture con valori simili.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	4.40	Medio-Alta	4.00	Media	3.40
Alta	4.40	Medio-Alta	3.80	Media	3.40
Alta	4.20	Medio-Alta	3.80	Media	3.40
Alta	4.20	Medio-Alta	3.80	Media	3.40
Alta	4.20	Medio-Alta	3.80	Media	3.40
Alta	4.20	Medio-Alta	3.60	Media	3.20
Alta	4.20	Medio-Alta	3.60	Media	2.80
Alta	4.20	Medio-Alta	3.60		
Alta	4.00	Medio-Alta	3.60		
Alta	4.00				

Figura 2.27: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il rischio strutturale e fondazionale.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	4.80	Medio-Alta	3.80	Media	3.20
Alta	4.40	Medio-Alta	3.80		
Alta	4.40	Medio-Alta	3.80		
Alta	4.40	Medio-Alta	3.80		
Alta	4.40	Medio-Alta	3.80		
Alta	4.40	Medio-Alta	3.80		
Alta	4.20	Medio-Alta	3.60		
Alta	4.20	Medio-Alta	3.60		
Alta	4.20	Medio-Alta	3.60		
Alta	4.20				
Alta	4.20				
Alta	4.20				
Alta	4.20				
Alta	4.20				
Alta	4.20				
Alta	4.20				

Figura 2.28: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il rischio sismico.

In Figura 2.29 si riportano si riportano gli Indici di Attenzione comparati con la Classe di Attenzione per il rischio frane. Anche in questo caso possono essere effettuate le stesse considerazioni effettuate per il rischio strutturale e fondazionale ed il rischio sismico.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	5.00	Medio-Alta	4.29	Media	3.29	Bassa	1.57
Alta	4.71	Medio-Alta	4.14	Media	3.29	Bassa	1.00
Alta	4.71	Medio-Alta	4.14			Bassa	1.00
Alta	4.71	Medio-Alta	4.14			Bassa	1.00
Alta	4.71	Medio-Alta	4.14			Bassa	1.00
Alta	4.43	Medio-Alta	4.14				
Alta	4.43	Medio-Alta	3.86				
Alta	4.43	Medio-Alta	3.71				
Alta	4.43						
Alta	4.43						
Alta	4.43						

Figura 2.29: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il rischio frane.

In Figura 2.30, Figura 2.31 e Figura 2.32 si riportano gli Indici di Attenzioni comparati con la Classe di Attenzione per i fenomeni rispettivamente del sormonto, dell'erosione generalizzata e dell'erosione localizzata associati al rischio idraulico ad esclusione delle opere per la quale la CdA idraulica risulta essere Bassa per l'assenza di corsi d'acqua nei pressi dell'opera. Si nota anche in questo caso la buona corrispondenza tra Indice e Classe di Attenzione se non per alcune opere, in cui si riscontra una corrispondenza di indici uguali per CdA diverse e alcuni casi isolati in cui un'opera presenta un IdA minore di un'opera con CdA più bassa. In Figura 2.33 si riportano gli Indici di Attenzione comparati con la Classe di Attenzione per il fenomeno di erosione. La corrispondenza tra i due appare buona se non per due opere con CdA Alta che presentano IdA simile o addirittura minore delle opere in CdA Medio-Alta. Infine, in Figura 2.34 si riporta l'IdA e la CdA complessivi per il rischio idraulico. Si nota come non sempre sia netta la distinzione dei valori dell'IdA per opere appartenenti a Classi diverse.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	4.60	Medio-Alta	3.80	Media	3.40	Medio-Bassa	3.00
Alta	3.80			Media	3.40		
				Media	3.40		
				Media	3.00		
				Media	3.00		

Figura 2.30: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il fenomeno del sormonto.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	4.60	Media	2.00	Medio-Bassa	2.00	Bassa	1.20
Alta	3.60	Media	1.80	Medio-Bassa	1.80	Bassa	1.20
						Bassa	1.20

Figura 2.31: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il fenomeno dell'erosione generalizzata.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	4.60	Medio-Alta	3.60	Media	2.20	Medio-Bassa	2.20	Bassa	1.60
Alta	4.20					Medio-Bassa	1.60		
Alta	3.60								
Alta	3.40								

Figura 2.32: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il fenomeno dell'erosione localizzata.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	5.00	Medio-Alta	3.14	Media	2.21	Medio-Bassa	1.76	Bassa	1.39
Alta	4.96					Medio-Bassa	1.39		
Alta	3.14								
Alta	3.09								

Figura 2.33: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il fenomeno dell'erosione.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	5.00	Medio-Alta	3.40	Media	3.00	Medio-Bassa	3.00
Alta	4.96			Media	3.00		
Alta	3.80						
Alta	3.80						
Alta	3.40						

Figura 2.34: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione per il rischio idraulico.

In [Figura 2.35](#) si riportano i risultati dell'IdA e della CdA per la combinazione del rischio frane e del rischio idraulico. In tal caso si nota una buona correlazione tra i due, ottenendo una certa variabilità di valori all'interno dell'IdA.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	4.84	Media	3.57	Bassa	1.00
Alta	4.06	Media	3.14	Bassa	1.00
Alta	4.06	Media	3.14		
		Media	3.00		
		Media	3.00		
		Media	2.86		
		Media	2.71		
		Media	2.71		
		Media	2.71		
		Media	2.71		
		Media	2.71		
		Media	2.69		
		Media	2.64		
		Media	2.57		
		Media	2.57		
		Media	2.57		
		Media	2.57		
		Media	2.43		
		Media	2.40		
		Media	2.36		

Figura 2.35: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione frane idraulica.

Infine, in [Figura 2.36](#) si riportano la CdA e l'IdA complessivi per le opere analizzate. La corrispondenza tra IdA e CdA appare molto buona. In particolare solamente un'opera ricadente in CdA Medio-Alta presenta un IdA più basso rispetto ad alcune delle opere ricadenti in Classe Media.

CdA	IdA	CdA	IdA	CdA	IdA
Alta	4.21	Medio-Alta	3.70	Media	3.47
Alta	4.21	Medio-Alta	3.69	Media	3.35
Alta	4.05	Medio-Alta	3.69	Media	3.35
Alta	4.03	Medio-Alta	3.66	Media	2.93
Alta	4.01	Medio-Alta	3.64		
Alta	4.01	Medio-Alta	3.62		
Alta	4.01	Medio-Alta	3.50		
Alta	4.00	Medio-Alta	3.49		
Alta	4.00	Medio-Alta	3.09		
Alta	3.93				
Alta	3.87				
Alta	3.83				
Alta	3.80				

Figura 2.36: Classe di Attenzione ed Indice di Attenzione complessivi.

### 2.3.5. Considerazioni

A seguito delle analisi condotte sul campione di casi studio è stato possibile trarre una prima valutazione sia dell'approccio delle Linee Guida, sia sulla condizione di conservazione dei ponti e viadotti, nonché valutare l'efficacia dell'Indice di Attenzione da sostituire o affiancare alla CdA.

Con riferimento all'approccio delle LG 22 per la determinazione della CdA, la metodologia risulta essere valida ma presenta non pochi problemi per la sua

implementazione già a livello del censimento. Si è, infatti, riscontrata la carenza di informazioni che i gestori delle opere possiedono sulle strutture di loro competenza. Oltre all'assenza di informazioni circa la strategicità delle opere e sulle alternative stradali, non si dispongono spesso di elaborati e documenti progettuali. Molte delle informazioni sulla geometria e sulle caratteristiche delle opere devono quindi essere acquisite durante le ispezioni. Le incertezze che scaturiscono dall'assenza di informazioni influenzano non poco la determinazione della CdA.

A livello di ispezione, la compilazione delle schede di valutazione dei difetti per ogni elemento dell'opera richiede un impiego di tempo e sforzo non indifferente, soprattutto per strutture di notevoli dimensioni. Tale aspetto preclude non poco il carattere speditivo che la determinazione della CdA dovrebbe avere al fine di valutare velocemente tutto il patrimonio di ponti e viadotti presenti sul territorio italiano.

Con riferimento alla procedura di valutazione della CdA, a meno delle problematiche già esposte, relativamente al rischio strutturale ed idraulico, la metodologia risulta agevole e di veloce applicazione. Una miglioria che si potrebbe apportare alla procedura è la modifica della valutazione della vulnerabilità strutturale e fondazionale. Si potrebbe pensare, come nel rischio idraulico, di far partire l'analisi dalla Classe associata alle caratteristiche intrinseche della struttura e successivamente modificarla con le informazioni circa la difettosità. In tal modo sarebbe possibile ottenere una prima valutazione della vulnerabilità intrinseca della struttura a meno dei difetti presenti e valutare come questa si modifichi a causa del tempo. Tale ragionamento può essere ovviamente applicato anche con la presente impostazione delle LG 22 ma una sua esplicitazione potrebbe contribuire al miglioramento del processo di valutazione.

Relativamente allo stato di conservazione delle opere, si sono descritti i difetti più comunemente rilevati nelle opere. Tralasciando i singoli casi, sono apparse sempre evidenti problematiche legate all'errato convogliamento ed allontanamento delle acque di piattaforma e all'assenza di impermeabilizzazione dei giunti, che causa lo sviluppo di fenomeni di degrado legati al contatto prolungato e ripetuto del calcestruzzo con acqua e che potrebbero con il tempo innescare lo sviluppo di difetti più gravi.

In relazione all'Indice di Attenzione, i risultati ottenuti sulle opere analizzate nell'ambito del consorzio FABRE hanno dato risultati soddisfacenti anche se in alcuni casi limite si sono ottenuti valori simili per opere ricadenti in Classi diverse o addirittura dei valori di IdA inferiori a quelli di opere ricadenti in CdA inferiori. L'indice può costituire quindi un buon ausilio per la definizione di un ordine di priorità tra le opere da attenzionare ma sempre da applicarsi in concomitanza con la definizione della Classe di Attenzione. In particolare, può costituire una buona base per la definizione di un ordine di priorità per opere ricadenti nella stessa CdA.

## 2.4. Sviluppi futuri

### 2.4.1. Realizzazione di un Sistema Informatico per la Valutazione Automatica della classe di attenzione

Il 14 dicembre 2022 l'Unione Europea ha emanato la Direttiva 2557 (Parlamento Europeo e Consiglio dell'Unione Europea, 2022), denominata CER (Critical Entity Resilience), che ha come oggetto l'individuazione dei soggetti critici nei settori dell'energia, delle banche, delle acque potabili e reflue, dei trasporti, della produzione, trasformazione e distribuzione di beni alimentari, della sanità, dello spazio e delle infrastrutture legate al mercato finanziario, al fine di garantirne la resilienza e assicurare la fornitura continua di questi servizi essenziali. Nell'ambito del recepimento di tale direttiva, che dovrà avvenire entro ottobre 2024, rientrerà la realizzazione di una serie di misure volte al riconoscimento, alla descrizione e alla caratterizzazione, dal punto di vista dell'analisi del rischio, delle componenti del sistema della mobilità nazionale, tra cui rientrano opere d'arte come ponti e viadotti.

In tale contesto si inserisce lo scopo del Protocollo di Intesa tra l'ENEA e l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), stipulato nell'Agosto del 2022, con la collaborazione del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (MIT). Il Protocollo ha come obiettivo l'introduzione di una strategia nazionale in cui tecnologie convergenti possano consentire valutazioni preliminari, ripetibili nel tempo, delle opere d'arte del patrimonio infrastrutturale del Paese. Alla data odierna è stato realizzato un progetto operativo, che verrà poi attuato nei prossimi mesi e che porterà alla realizzazione di un Sistema Automatico di Valutazione delle Classi di Attenzione (SIVA) di tutte le opere infrastrutturali censite in AINOP. Il progetto operativo, concepito nel rispetto delle LG 22 e delle istruzioni operative di ANSFISA, ne riflette la struttura e l'approccio metodologico, oltre che identificare sia le necessità in termini di fornitura dati sulle opere da parte dei soggetti conferenti (ovvero coloro che hanno il compito di inserire le informazioni relative alle strutture), sia la tipologia dei risultati che esso sarà in grado di fornire.

Il sistema informatico SIVA consentirà di effettuare in modo automatico un'analisi del rischio attraverso le procedure indicate nelle LG 22, nonché una compilazione preliminare di alcune Schede previste per i primi due livelli di analisi delle LG 22. Tale analisi sarà eseguita impiegando in modo congiunto ed integrato i dati descrittivi dell'opera contenuti in AINOP, già descritto al capitolo precedente, ed i dati e le informazioni contenuti nel geodatabase CIPCast DB di EISAC.it (Italian node of the European Infrastructure Simulation and Analysis Centre!), che verrà descritto più avanti nel testo. Di seguito si descrive brevemente il funzionamento di SIVA (Figura 2.37).

Dal punto di vista prettamente informatico, SIVA potrà essere attivato dall'utente autorizzato mediante un link presente in AINOP. SIVA sarà strutturato in modo da prevedere una landing page che conterrà una serie di maschere per consentire all'utente autorizzato l'inserimento di alcune informazioni specifiche, come ad esempio: il codice IOP dell'opera da analizzare, eventuali informazioni necessarie per l'identificazione

dell'utente, etc. A seguito di una query dell'utente autorizzato, nel rispetto di quanto previsto dalle LG 22, SIVA verificherà per prima cosa la presenza, in AINOP, di tutte le informazioni necessarie alla determinazione della CdA e alla compilazione delle schede, dopodiché eseguirà la valutazione della CdA, sia per i rischi specifici che complessiva dell'opera, a partire dai dati richiamati da AINOP e da CIPCast DB. Inoltre, SIVA disporrà di una interfaccia WebGIS per consentire all'utente autorizzato di consultare/gestire in modo interattivo i dati geospazializzati di input ed output.

Come output dell'analisi, SIVA renderà i seguenti documenti:

1. Report finale (e.g. valutazione delle CdA; risultati delle varie elaborazioni; lista dei dati utilizzati per le analisi);
2. Scheda di censimento ponti Livello 0;
3. Scheda descrittiva di ispezione di Livello 1;
4. Scheda frane ed idraulica.

Tutti i documenti prodotti da SIVA verranno archiviati in un'area di memoria privata e/o inviati all'indirizzo di posta elettronica dell'utente autorizzato che ha effettuato la query.

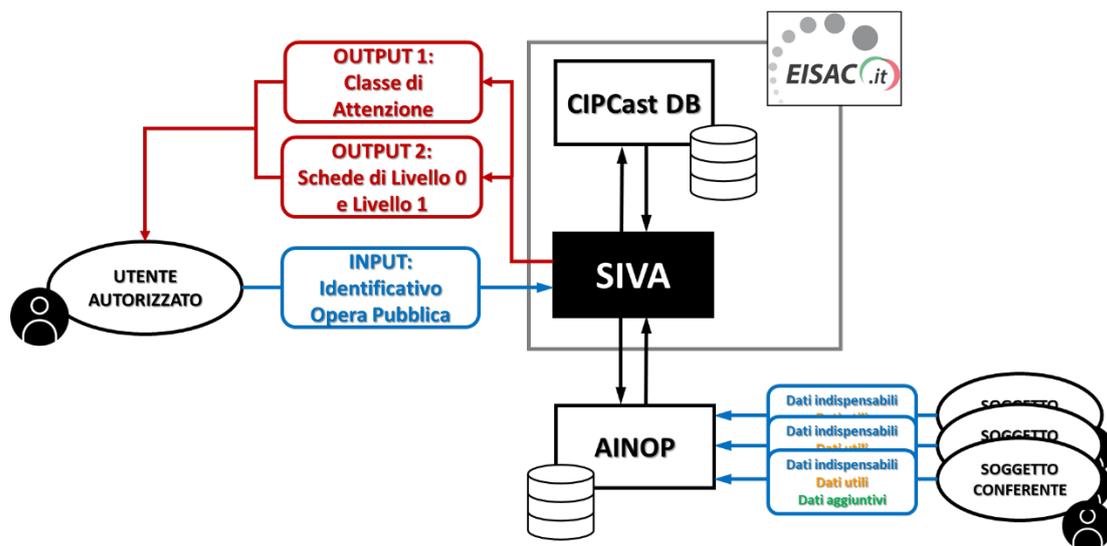


Figura 2.37: Schema riassuntivo del funzionamento di SIVA.

Di seguito, dopo aver descritto brevemente il geodatabase CIPCast DB ed i dati in esso contenuti e da implementare, verranno descritti i dati necessari per le analisi che dovranno essere presenti in AINOP e, infine, il procedimento che eseguirà SIVA per la determinazione della CdA di un'opera.

#### 2.4.1.1. CIPCast DSS e CIPCast DB

CIPCast DSS è un'applicazione web-GIS concepita come un sistema di supporto alle decisioni (DSS – Decision Support System), sviluppata dal laboratorio APIC di ENEA nell'ambito del progetto europeo CIPNet<sup>2</sup> (Critical Infrastructures Preparedness and Resilience Research Network) per il monitoraggio operativo in tempo reale (24/7) e

<sup>2</sup> <https://cipnet.eu/>

l'analisi del rischio, con particolare attenzione all'analisi di infrastrutture critiche ed interdipendenti, come quelle dell'energia elettrica, della fornitura di acqua, delle telecomunicazioni, della rete stradale e degli edifici strategici. L'applicazione è stata poi successivamente espansa durante il progetto nazionale RoMA (Resilience Enhancement of Metropolitan Areas) ed il progetto RAFAEL<sup>3</sup> (System for Risk Analysis and Forecast for Critical Infrastructures in the AppennineEs dorsal Regions). Attualmente, costituisce lo strumento maggiormente utilizzato da EISAC.it, il nodo italiano del Centro di Simulazione ed Analisi delle Infrastrutture Europee, una nuova rete di centri di ricerca dislocati in tutta l'Unione Europea con l'obiettivo di supportare la protezione e promuovere il raggiungimento della resilienza delle infrastrutture critiche. EISAC.it è attivo grazie ad un programma di accordo tra l'ENEA e l'INGV e collabora attivamente con operatori di infrastrutture critiche, con fornitori di servizi e con il Dipartimento di Protezione Civile.

CIPCast DSS consente di effettuare analisi del rischio e monitoraggi in tempo reale, nonché ricreare scenari di danno al fine di supportare la gestione delle infrastrutture sia in tempi ordinari che in caso di crisi. Tali analisi sono realizzabili grazie alla possibilità di connettersi ed interfacciarsi con altre piattaforme, software, banche dati e sistemi di monitoraggio utilizzando specifici protocolli di scambio dati.

Oltre all'interconnessione con entità esterne, CIPCast DSS dispone di alcuni applicativi interni che lo supportano durante le analisi. Uno di questi è il geo database CIPCast DB. Questo strumento consente di memorizzare e gestire una grande quantità di dati geo-spazializzati ottenuti sia tramite elaborazioni GIS che da fonti esterne, come Open Data, dati provenienti da sensori implementati sulle opere e dati provenienti da terze parti o da archivi distribuiti. I dati possono essere immagazzinati localmente o in server remoti, accessibili attraverso servizi conformi agli standard dell'OGC (Open Geospatial Consortium). Attualmente, al fine del progetto descritto, CIPCast DB contiene già alcune serie di dati indispensabili per le analisi da effettuare, mentre altre andranno implementate.

Tra i dati già disponibili si hanno:

- I dati relativi alla dislocazione delle strade e delle ferrovie, nonché alla posizione delle loro opere d'arte, attinti da OpenStreetMap<sup>4</sup>;
- I valori della PGA su suolo rigido per un periodo di ritorno di 475 anni forniti dall'INGV;
- I dati sulla microzonazione sismica per alcune porzioni del territorio italiano;
- La posizione delle faglie note sul territorio italiano (Figura 2.38 (a));
- I dati relativi ai cataloghi storici dei terremoti;
- I dati relativi ai DEM (Digital Elevation Model), resi disponibili da INGV con una risoluzione orizzontale di 10mx10m.

---

<sup>3</sup> <https://www.progetto-rafael.it/>

<sup>4</sup> <https://www.openstreetmap.org>

- Le mappe relative al rischio idrogeologico fornite da ISPRA<sup>5</sup> (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale) (Figura 2.38 (b)).

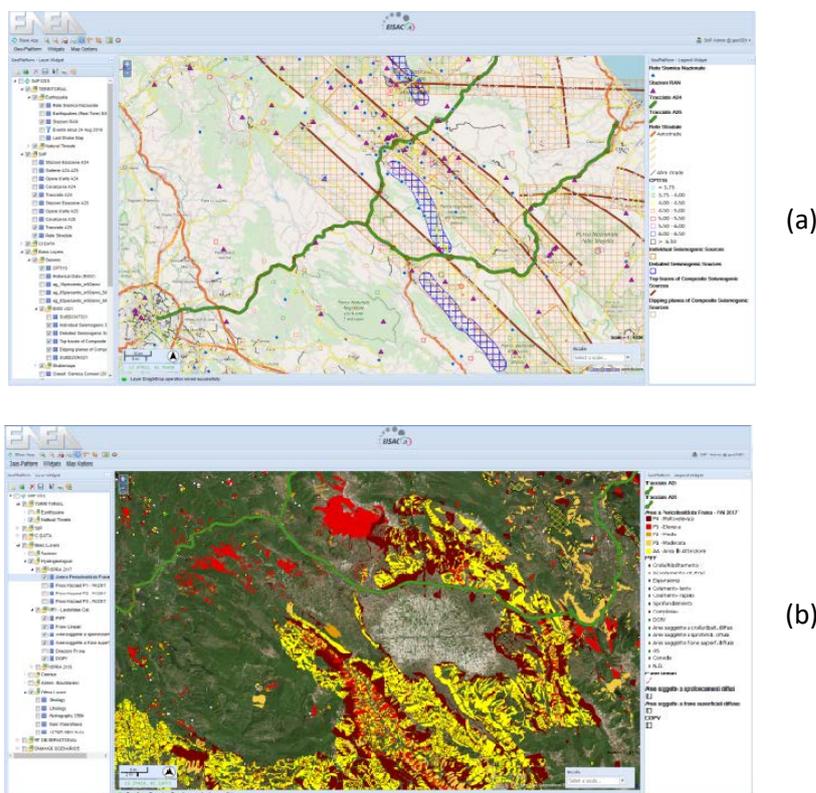


Figura 2.38: Visualizzazione dei in CIPCast DSS dei dati contenuti in CIPCast DB relativi a (a) posizione delle faglie e (b) rischio idrogeologico.

I dati ancora da implementare sono:

- La velocità equivalente delle onde di taglio calcolate sui primi 30 m di sottosuolo, i cui valori verranno ricavati da (Mori, et al., 2020);
- I dati dell'Inventario dei Fenomeni Franosi (IFFI), resi disponibili da ISPRA<sup>6</sup>;
- Piani stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico per i territori per cui le autorità competenti forniscono i dati in formato vettoriale;
- I dati relativi ai Permanent Scatter (PS), che potranno essere implementati o dai database dell'INGV oppure dall'European Ground Motion Service<sup>7</sup> (EGMS).

Inoltre, attualmente, è in valutazione la possibilità di calcolare in maniera automatica le portate di piena per i ponti con rischio idraulico. Se si decidesse di introdurre tale calcolo in SIVA, sarebbe necessario implementare anche dati pluviometrici, che potrebbero essere acquisiti da ISPRA, ed il reticolo idrografico del territorio italiano, disponibile anch'esso sul geoportale dell'ISPRA.

<sup>5</sup> <https://idrogeo.isprambiente.it/app/page/open-data>

<sup>6</sup> <https://www.isprambiente.gov.it/it/progetti/cartella-progetti-in-corso/suolo-e-territorio-1/iffi-inventario-dei-fenomeni-franosi-in-italia>

<sup>7</sup> <https://land.copernicus.eu/pan-european/european-ground-motion-service>

#### 2.4.1.2. I dati di AINOP

Come descritto al Capitolo precedente, AINOP contiene una serie di dati necessari a caratterizzare l'opera in esame. Al fine della determinazione della Classe di Attenzione di un ponte o viadotto si è però riscontrata la mancanza di alcuni dati necessari per completare le analisi, quindi, al fine del raggiungimento degli obiettivi previsti dal progetto, si sono delineati una serie di attributi che dovrebbero essere implementati all'interno di AINOP laddove mancanti. Il MIT dovrà quindi emanare un decreto per stabilire ed ampliare i dati presenti in AINOP e la modalità della loro immissione, come descritto di seguito.

I dati che dovrebbero essere presenti in AINOP, per il cui elenco completo si rimanda all'[Allegato 2](#), sono suddivisi in tre sezioni:

- **Parametri generali**, in cui sono raccolti i dati che caratterizzano la localizzazione, la storia e lo stato attuale dell'opera;
- **Caratteristiche geometriche e strutturali**, in cui sono raccolti i dati che consentono di descrivere il comportamento strutturale dell'opera;
- **Dati di contesto**, in cui sono raccolti i dati geognostici del territorio ed i dati legati al rischio frane ed idraulico.

Tali dati sono suddivisi in tre categorie, rispecchiate dal diverso colore in cui compaiono nell'[Allegato 2](#):

- Dati indispensabili per la determinazione della CdA (riportati in blu), senza i quali non è possibile procedere alla valutazione del rischio dell'opera;
- Dati utili ai fini del completamento delle Schede di Livello 0 o 1 e/o dell'incremento dell'accuratezza della CdA calcolata (riportati in arancione). L'assenza di uno o più di questi dati non pregiudica il calcolo della CdA, ma potrebbe incrementarne l'accuratezza qualora il compilatore di AINOP abbia a disposizione dati più specifici rispetto a quelli disponibili in CIPCast DB;
- Dati aggiuntivi, non necessari alla determinazione della CdA ma che contribuiscono ad una descrizione più approfondita dell'opera e che potrebbero essere importanti per l'espletamento dei livelli di analisi successivi previsti dalle Linee Guida (riportati in verde).

Ogni dato, che può essere statico o dinamico, a seconda dell'arco temporale in cui esso può variare<sup>8</sup>, sarà corredato in AINOP, dove necessario, da una descrizione e dalla tipologia del dato, che spiegherà la forma in cui il dato dovrà essere inserito. Un dato potrà essere inserito sotto forma di:

- Testo;
- Numero;

---

<sup>8</sup>si sono assunti come statici i dati immutabili o che possono variare in un tempo di riferimento elevato o a seguito di un evento eccezionale, come un intervento strutturale invasivo o un evento naturale intenso; mentre sono assunti come dati dinamici, dati la cui variazione può avvenire frequentemente.

- A scelta da un elenco. In tal caso, nell'[Allegato 2](#), sono indicate le possibili scelte che il compilatore può effettuare;
- Data;
- Documento, ovvero un file in formato pdf, dwg, etc. da allegare.

Infine, per ogni dato, in AINOP dovrà essere riportata la casella relativa alla sua origine, che potrà essere scelta tra le seguenti voci:

- Da progetto;
- Da studi/caratterizzazioni/monitoraggi;
- Da interventi;
- Da ispezione.

A tal proposito, e anche al fine della compilazione delle Schede di Livello 0 e 1, poiché le informazioni possono essere diverse a seconda delle fonti, sarà necessario fornire al compilatore di AINOP la possibilità di definire valori e fonti diversi per uno stesso dato. In tal modo sarà possibile tener traccia delle discrepanze tra dati di progetto e stato dell'opera.

Come detto, uno degli obiettivi del progetto, anche se marginale, è quello della compilazione automatica delle schede riepilogative previste dalle Linee Guida. Alla fine delle analisi per la determinazione della CdA, SIVA compilerà quindi anche la Scheda di censimento ponti Livello 0, la Scheda descrittiva di ispezione di Livello 1 e la Scheda frane ed idraulica. Le schede conterranno sia dati appartenenti alla categoria evidenziata in blu in [Allegato 2](#) (indispensabili per la determinazione della CdA, quindi saranno di certo inseriti nelle schede), sia quelli della categoria riportata in arancione (i.e. dati utili per la compilazione delle schede ma non indispensabili per la determinazione della CdA). Nel caso di mancanza di tali dati, SIVA segnalerà l'assenza del dato con un alert. In tal modo, l'utente che ha richiesto l'attivazione del protocollo per la determinazione della CdA potrà prendere atto anche delle informazioni mancanti per il completamento del Livello 0 e 1.

Si sottolinea che alcuni dei dati presenti nella scheda di Livello 0 vengono richiesti anche nella Scheda di Livello 1. SIVA inserirà il dato nella scheda di Livello 0 se ha origine da progetto, studi/caratterizzazioni/monitoraggi o da interventi, altrimenti, se il dato proviene da ispezione, verrà inserito nella Scheda descrittiva di ispezione di Livello 1.

#### *2.4.1.3. Il procedimento del protocollo di valutazione delle CdA*

A seguito della query da parte di un utente autorizzato e della verifica sulla presenza di tutti i dati necessari alla determinazione della CdA dell'opera, SIVA procederà alle analisi dei singoli rischi e alla determinazione della loro Classe di Attenzione. Di seguito si riporta brevemente il procedimento che SIVA eseguirà per arrivare all'obiettivo preposto.

## Classe di Attenzione strutturale e fondazionale

### Pericolosità strutturale e fondazionale

La Pericolosità Strutturale e Fondazionale dipende da un unico parametro primario: l'entità dei carichi ammessi sull'opera con particolare riferimento al transito di trasporto eccezionale.

Questo parametro è descritto dai dati di base mostrati in [Tabella 2-5](#), che SIVA dovrà richiamare per procedere con l'analisi.

*Tabella 2-5: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della classe di pericolosità strutturale e fondazionale.*

Dato	Sezione
Limitazione di carico	Parametri generali – Rete stradale
Massimo traffico giornaliero medio dei mezzi pesanti per singola corsia	

I dati richiamati verranno combinati insieme da SIVA come rappresentato in [All.1 – Tabella 1](#) al fine di determinare la Classe di Pericolosità Strutturale e Fondazionale.

### Vulnerabilità strutturale e fondazionale

La vulnerabilità strutturale e fondazionale dipende da una serie di parametri riassunti in [All.1 – Tabella 2](#), che possono essere riconducibili ai dati elencati in [Tabella 2-6](#), che SIVA dovrà richiamare da AINOP per procedere al calcolo della Classe di vulnerabilità per il rischio considerato.

*Tabella 2-6: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale.*

Dato	Sezione
Livello di difettosità strutturale e fondazionale	Caratteristiche geometriche e strutturali – Difettosità della struttura
Tipologia ponte	Caratteristiche geometriche e strutturali – Struttura e geometria
Numero di campate*	
Numero di pile*	
Lunghezza totale opera*	
Distanza Spalla 1-Pila 1*	
Distanza tra pila i e i+1*	
Materiale impalcato	Caratteristiche geometriche e strutturali – Impalcato
Anno di fine costruzione	Parametri generali – Storia dell'opera
Norma di progetto	
Categoria di progettazione del ponte	
Data dell'ultimo intervento di manutenzione significativo	

\* i dati fanno riferimento a tutte le tipologie di ponte ad eccezione dell'arco sottile, per cui si richiamerà il dato Luce di calcolo (dell'arco).

Il Livello di difettosità strutturale e fondazionale, fornito come Classe da Bassa ad Alta, verrà utilizzato in maniera diretta come descritto di seguito.

L' "Anno di fine costruzione" e la "Data dell'ultimo intervento di manutenzione significativo" saranno utilizzati per determinare la rapidità di evoluzione del degrado. SIVA prenderà in considerazione l'anno di fine costruzione se non sono presenti interventi di manutenzione, altrimenti la data dell'ultimo intervento significativo.

I dati relativi alle caratteristiche geometriche e strutturali saranno elaborati tramite un semplice algoritmo al fine di ricavare la luce delle campate. Il termine "luce" è riferito a quanto riportato nella definizione data dalle Istruzioni Operative di ANSFISA, ovvero pari all'interasse tra le pile (Istruzione Operativa 3.2.2). Si noti che tale definizione non può essere applicata alla luce della prima e dell'ultima campata. Si fa quindi riferimento alla definizione fornita per la luce complessiva dell'opera (Istruzione Operativa 3.2.2), considerata come la distanza tra gli assi di appoggio o di imposta. La luce della prima e dell'ultima campata vengono quindi considerate come la distanza tra gli appoggi posti sulla Spalla e il baricentro della pila attigua. Di seguito si riassume il procedimento che verrà eseguito per calcolare la luce delle campate con riferimento a tutte le tipologie di ponte ad accezione dei ponti ad arco sottile, per la cui luce si considera la luce stessa dell'arco:

- Per le opere prive di pile si considera una sola campata. La luce verrà posta pari alla "Lunghezza totale dell'opera";
- Per le opere in cui è presente una sola pila, si hanno due campate. La luce della prima campata sarà pari al parametro "Distanza Spalla 1-Pila 1", mentre la luce della seconda campata sarà pari alla differenza tra la "Lunghezza totale dell'opera" e la "Distanza Spalla 1-Pila 1";
- Per le opere in cui è presente più di una pila, la luce della prima campata sarà considerata pari alla "Distanza Spalla 1-Pila 1", la luce della campata  $i+1$ , con  $i$  da 1 a  $I-1$  (con  $i$  numero della  $i$ -esima pila e  $I$  numero totale delle pile), sarà pari alla "Distanza tra pila  $i$  e  $i+1$ ", infine la luce dell'ultima campata verrà ricavata sottraendo dalla "Distanza Spalla 1-Pila 1" la luce delle campate  $i+1$ , con  $i$  da 1 a  $I-1$ .

Note le luci delle singole campate, si ricaverà la luce massima con una funzione di massimo. Il valore così calcolato sarà utilizzato unitamente ai dati "Norma di progetto" e "Categoria di progettazione del ponte" per la determinazione della "Classe relativa alla norma di progettazione", come indicato in [All.1 – Tabella 4](#). Tale parametro verrà poi richiamato per la determinazione della Classe associata allo schema statico, materiale e luce, che sarà eseguita utilizzando anche i dati di base "Tipologia ponte" e "Materiale impalcato" seguendo le indicazioni di [All.1 – Tabella 3](#). Tale Classe sarà peggiorata di un livello se il numero delle campate risulterà superiore a 3.

La Classe di difettosità, la data di fine costruzione/ultimo intervento, la Classe associata alla norma di progettazione e la Classe associata a schema statico, materiale e

luce verranno combinate seguendo il flusso logico rappresentato in [All.1 – Figura 3](#) al fine di determinare la Classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale.

### Esposizione strutturale e fondazionale

L'esposizione strutturale e fondazionale dipende da una serie di parametri riassunti in [All.1 – Tabella 5](#), che possono essere riconducibili ai dati elencati in [Tabella 2-7](#), che SIVA dovrà richiamare da AINOP per procedere al calcolo della Classe di esposizione per il rischio considerato.

*Tabella 2-7: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della classe di esposizione strutturale e fondazionale.*

Dato	Sezione
Traffico giornaliero medio per l'intera carreggiata	Parametri generali – Rete stradale
Presenza alternative stradali	
Tipo di collegamento (ente scavalcato)	Parametri generali – Classificazione collegamento e classificazione d'uso stradale
Numero di campate*	Caratteristiche geometriche e strutturali – Struttura e geometria
Numero di pile*	
Lunghezza totale opera*	
Distanza Spalla 1-Pila 1*	
Distanza tra pila i e i+1*	

\*Dati necessari per il calcolo della luce delle campate (non serve richiamarli direttamente, in quanto già fatto nel calcolo per la Classe di Vulnerabilità Strutturale e Fondazionale). Inoltre, tali dati sono riferiti a tutte le tipologie di ponte ad eccezione dei ponti ad arco sottile, per i quali si richiamerà il dato Luce di calcolo (dell'arco).

Successivamente SIVA calcolerà, seguendo le indicazioni di [All.1 – Tabella 6](#), la classe di esposizione intermedia utilizzando il dato "Traffico giornaliero medio per l'intera carreggiata" e la luce media dell'opera, calcolata effettuando la media aritmetica tra la luce di tutte le campate, determinate come descritto al precedentemente a partire dai dati indicati in [Tabella 2-7](#), presenti nella sezione "Caratteristiche geometriche e strutturali".

Successivamente, SIVA dedurrà la classe dell'ente scavalcato dal dato di base "Tipo di collegamento (ente scavalcato)". Il dato presenta come modalità di immissione una scelta multipla. A seconda della voce inserita, SIVA assegnerà una classe all'ente scavalcato, come descritto di seguito:

- In classe bassa rientrerà la voce "Discontinuità orografica";
- In classe media rientreranno le voci "Ponte su corso d'acqua", "Ponte su specchi d'acqua marini", "Viadotto su strada a viabilità secondaria";
- In classe alta rientreranno le voci "Viadotto su strada a viabilità primaria", "Viadotto su zona edificata", "Viadotto su zona urbanizzata", "Ponte su ferrovia".

Nota la classe di esposizione intermedia, l'informazione sulle alternative stradali (richiamata direttamente da AINOP) e la tipologia di ente scavalcato, SIVA elaborerà tali dati seguendo il flusso logico rappresentato in [All.1 – Figura 4](#) al fine di determinare la Classe di Esposizione Strutturale e Fondazionale.

### Classe di Attenzione strutturale e fondazionale

Calcolate le Classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione Strutturale e Fondazionale, SIVA le elaborerà in modo congiunto ed integrato per definire la CdA strutturale e fondazionale, come indicato in [Tabella 2-2](#).

#### Classe di Attenzione sismica

### Pericolosità sismica

La pericolosità sismica dipende da una serie di parametri riassunti in [All.1 – Tabella 8](#). Tali parametri possono essere calcolati da SIVA a partire dai dati relativi alla collocazione del viadotto, elencati in [Tabella 2-8](#) e che dovranno essere richiamati da AINOP, e da una serie di dati implementati in CIPCast DB.

*Tabella 2-8: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della classe di pericolosità sismica.*

Dato	Sezione
<a href="#">Latitudine inizio viadotto</a>	Parametri generali – Localizzazione
<a href="#">Longitudine inizio viadotto</a>	
<a href="#">Latitudine centro viadotto</a>	
<a href="#">Longitudine centro viadotto</a>	
<a href="#">Latitudine fine viadotto</a>	
<a href="#">Longitudine fine viadotto</a>	

Dunque, mediante AINOP e CIPCast DB, SIVA sarà in grado di individuare correttamente la posizione del viadotto sul territorio italiano. Individuata la posizione sulla mappa, SIVA valuterà la pericolosità sismica richiamando da CIPCast DB l'accelerazione su suolo rigido per un periodo di ritorno di 475 anni.

Successivamente, SIVA calcolerà, sempre tramite i dati richiamati da CIPCast DB, la pendenza topografica ed assegnerà all'area comprensiva l'opera di interesse una delle 4 categorie topografiche previste dalle NTC 18.

Infine, richiamando da CIPCast DB la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo ( $V_{s30}$ ), SIVA assegnerà una delle 5 categorie di sottosuolo all'area di sedime dell'opera.

Tra i dati che dovrebbero essere richiesti in AINOP, sono state indicate le voci riportate in [Tabella 2-9](#), definite come dati non indispensabili per il calcolo della CdA, ma comunque utili per incrementarne l'accuratezza. Se il compilatore di AINOP avrà inserito tali dati, SIVA determinerà la categoria di sottosuolo sia rispetto ai dati AINOP che a quelli CIPCast DB. Al fine del calcolo della Classe di Pericolosità Sismica, SIVA considererà il dato più accurato, ovvero quello tratto da AINOP.

Tabella 2-9: Dati AINOP da richiamare, se presenti, per incrementare l'accuratezza della classe di pericolosità sismica.

Dato	Sezione
Numero strati	Parametri generali – Localizzazione
Profondità strato	
Spessore strato	
Vsi	
Categoria di sottosuolo fini sismici	

Note l'accelerazione di picco su suolo rigido, la categoria topografica e la categoria di sottosuolo, SIVA calcolerà la Classe di pericolosità sismica come definito in [All.1 – Tabella 9](#).

### Vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica dipende da una serie di parametri riassunti in [All.1 – Tabella 10](#), che possono essere riconducibili ai dati elencati in [Tabella 2-10](#), che SIVA dovrà richiamare da AINOP per procedere al calcolo della Classe di vulnerabilità per il rischio considerato.

Tabella 2-10: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della classe di vulnerabilità sismica.

Dato	Sezione
Schema statico	Caratteristiche geometriche e strutturali – Struttura e geometria
Numero di campate*	
Numero di pile*	
Lunghezza totale opera*	
Distanza Spalla 1-Pila 1*	
Distanza tra pila i e i+1*	
Tipologia appoggi	Caratteristiche geometriche e strutturali - Pile
Tipologia sezione pila	
Altezza pila	Caratteristiche geometriche e strutturali – Impalcato
Materiale impalcato	
Impalcato sghembo	Parametri generali – Dati di progetto/costruzione
Criteri di progettazione	
Presenza curve	Parametri generali – Rete stradale
Livello di difettosità sismica	Caratteristiche geometriche e strutturali – Difettosità della struttura

\*Dati necessari per il calcolo della luce delle campate (non serve richiamarli direttamente, in quanto già fatto nel calcolo della vulnerabilità strutturale e fondazionale). I dati fanno riferimento a tutte le tipologie di ponti ad eccezione dei ponti ad arco sottili, per i quali si richiamerà il dato Luce di calcolo (dell'arco).

Tutti i dati ad eccezione dei “Criteri di progettazione” ed il “Livello di difettosità sismica”, verranno utilizzati per ricavare la classe di vulnerabilità iniziale. In

particolare, "Schema statico", "Numero di campate" e "Materiale impalcato" saranno utilizzati in modo diretto, mentre gli altri dati saranno impiegabili per la determinazione della luce delle campate (già effettuata per il calcolo della Classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale) da cui SIVA ricaverà la luce massima. La classe di vulnerabilità sismica iniziale verrà determinata da SIVA seguendo le indicazioni in [All.1 – Tabella 11](#). Se l'opera è caratterizzata da ulteriori parametri che incrementano la vulnerabilità sismica (Presenza curve, presenza impalcati sghembi, pile a singola colonna, pile con altezza molto disuniforme, appoggi particolarmente soggetti a degrado), la classe definita verrà incrementata di un livello.

Noti la classe di vulnerabilità primaria sismica (calcolata a partire dai dati AINOP), i criteri di progettazione e il livello di difettosità (richiamati direttamente da AINOP), SIVA calcolerà la Classe di vulnerabilità sismica seguendo il flusso logico rappresentato in [All.1 – Figura 5](#).

### Esposizione sismica

Per il calcolo dell'esposizione sismica, SIVA dovrà richiamare da AINOP solamente i dati elencati in [Tabella 2-11](#).

*Tabella 2-11: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della classe di esposizione sismica.*

Dato	Sezione
<a href="#">Strategicità dell'opera</a>	Parametri generali – Rete stradale

SIVA calcolerà la Classe di esposizione sismica a partire dalla Classe di esposizione strutturale e fondazionale, modificandola seguendo il flusso logico rappresentato in [All.1 – Figura 6](#).

### Classe di Attenzione sismica

Calcolate la Classe di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica, SIVA le elaborerà in modo congiunto ed integrato per definire la CdA sismica, come indicato in [Tabella 2-2](#).

#### Classe di Attenzione associata al rischio frane

La Classe di Attenzione associata al rischio frane va determinata solamente se esiste la possibilità che un evento franoso coinvolga l'opera. In caso contrario viene assegnata a priori una classe bassa. Al fine di determinare la presenza del rischio frane, SIVA dovrà elaborare in modo congiunto ed integrato i dati AINOP di [Tabella 2-8](#) e i dati di CIPCast DB. In particolare, SIVA individuerà la posizione dell'opera e successivamente, tramite CIPCast DB, definirà il sub-bacino idrografico che afferisce alla sezione dell'opera in esame.

Successivamente, SIVA valuterà se il sub-bacino idrografico risulta o meno interessato da frane considerando i seguenti dati:

- Pericolosità da frane;
- Inventario dei fenomeni franosi in Italia;

- Permanent Scatter;
- Piani stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico.

Inoltre, se presenti, SIVA richiamerà da AINOP i dati riassunti in [Tabella 2-12](#), al fine di verificare l'eventuale presenza di frane non identificate tramite CIPCast DB.

*Tabella 2-12: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della presenza del rischio frane.*

Dato	Sezione
Presenza di evidenze di crolli	Parametri generali – Localizzazione
Presenza di evidenze riconducibili a dissesti	
Presenza di fenomeni erosivi e di alluvionamento	
Sono noti fenomeni franosi?	

In sintesi, SIVA valuterà la CdA associata al rischio frane se il sub-bacino idrografico che afferisce alla sezione dell'opera in esame presenta una pericolosità da frane e/o una pericolosità d'ambito e/o frane note e/o permanent scatterers e/o se i dati di base richiamati da AINOP evidenzino fenomeni franosi.

#### Pericolosità associata al rischio frane

Per il calcolo della pericolosità associata al rischio frane, SIVA utilizzerà i dati precedentemente richiamati da CIPCast DB al fine di determinare i parametri numerici associati allo stato di attività, alla magnitudo ed alla velocità delle frane individuate, come indicato in [All.1-Tabella 14](#), [All.1 – Tabella 15](#) e [All.1 – Tabella 16](#).

Inoltre, se in AINOP risulteranno presenti i dati elencati in [Tabella 2-13](#), SIVA determinerà la Classe di pericolosità per il rischio frane sia considerando i dati AINOP che quelli provenienti da CIPCast DB.

*Tabella 2-13: Dati AINOP da richiamare, se presenti, per la determinazione della classe di pericolosità associata al rischio frane.*

Dato	Sezione
Numero frane	Parametri generali – Localizzazione
Presenza di evidenze riconducibili a dissesti	
Classificazione frana	
Stato di attività per frana riconosciuta/potenziale	
Velocità frana	
Magnitudo frana	
Affidabilità valutazione	
Presenza interventi di mitigazione di rischio frane	

Noti tutti i parametri coinvolti per la Classe di pericolosità associata al rischio frane, SIVA calcolerà tale parametro seguendo il flusso logico riportato in [All.1 – Figura 7](#).

### **Vulnerabilità associata al rischio frane**

La vulnerabilità associata al rischio frane dipende da una serie di parametri riassunti in [All.1 – Tabella 17](#), che possono essere riconducibili ai dati elencati in [Tabella 2-14](#), che SIVA dovrà richiamare da AINOP per procedere al calcolo della Classe di vulnerabilità per il rischio considerato.

*Tabella 2-14: Dati AINOP da richiamare, se presenti, per la determinazione della classe di vulnerabilità associata al rischio frane.*

<b>Dato</b>	<b>Sezione</b>
Latitudine centro viadotto	Parametri generali - Localizzazione
Longitudine centro viadotto	
Numero di pile	Caratteristiche geometriche e strutturali – Struttura e geometria
Lunghezza totale opera	
Distanza Spalla 1-Pila 1	
Distanza tra pila i e i+1	
Tipologia fondazioni spalla iniziale	Caratteristiche geometriche – Spalla
Tipologia fondazioni spalla finale	
Tipologia fondazioni pila	Caratteristiche geometriche – Pila

Per prima cosa, SIVA richiamerà la classe di vulnerabilità sismica iniziale. Tale classe verrà incrementata di uno step se le fondazioni degli elementi della sottostruttura sono superficiali, mentre rimarrà invariata se le fondazioni sono profonde (plinto su pali o pozzo) (dati AINOP, [Tabella 2-14](#)).

Successivamente, sulla base dei risultati delle analisi eseguite per la determinazione della Classe di pericolosità per il rischio frane e della posizione degli elementi della sottostruttura, ricavabile dai dati di [Tabella 2-14](#), SIVA valuterà l'estensione dell'interferenza considerando il numero degli elementi dell'opera interessati dal fenomeno franoso.

Nota la classe di vulnerabilità sismica iniziale e l'estensione dell'interferenza, SIVA calcolerà la Classe di vulnerabilità associata al rischio frane seguendo il flusso logico descritto in [All.1 – Figura 8](#).

### **Esposizione associata al rischio frane**

SIVA porrà la Classe di esposizione associata al rischio frane pari a quella ottenuta per il rischio sismico.

## Classe di Attenzione associata al rischio frane

Calcolate le Classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione associata al rischio frane, SIVA le elaborerà in modo congiunto ed integrato per definire la CdA associata al rischio frane, come indicato in [Tabella 2-3](#).

### Classe di Attenzione idraulica

La Classe di attenzione idraulica dovrà essere calcolata solo nel caso sia presente un corso d'acqua che interferisca con la struttura portante del ponte. Ne segue che la Classe di Attenzione idraulica non andrà calcolata se non sia presente alcun corso d'acqua in prossimità del ponte oppure se questo, soggetto alla portata di piena (con tempo di ritorno di 200 anni) non interferisca con le pile o le spalle del ponte. In quest'ultimo caso, le Istruzioni Operative di ANSFISA ammettono l'assenza di rischio idraulico se vengono rispettate tutte le seguenti condizioni:

- luce idraulica tra gli elementi del ponte, misurata in direzione perpendicolare al deflusso della corrente, maggiore di 25 m;
- distanza tra fondo alveo e quota minima dell'intradosso del ponte maggiore di 15 m;
- presenza di fondazioni profonde;
- assenza di notizie di fenomeni erosivi e di scalzamento.

La prima informazione che SIVA dovrà richiamare da AINOP sarà quella relativa alla presenza di un corso d'acqua nei pressi dell'opera. Se non presente, verrà assegnata in automatico una Classe di Attenzione Idraulica Bassa.

Nel caso in cui fosse presente un corso d'acqua, SIVA richiamerà da AINOP le informazioni elencate in [Tabella 2-15](#) e procederà quindi all'analisi delle singole condizioni indicate da ANSFISA.

Per determinare la luce idraulica tra gli elementi del ponte, SIVA individuerà la posizione del corso d'acqua rispetto alla posizione delle spalle e delle pile. Per tali elementi ricadenti nell'alveo del corso d'acqua, verrà calcolata la luce idraulica. Nel calcolo dei rischi descritti precedentemente si è già illustrato il procedimento che verrà eseguito per il calcolo della luce delle campate, misurata lungo l'asse longitudinale del ponte. Nota tale informazione e note la geometria e le dimensioni in pianta delle pile (dimensione asse maggiore e minore della sezione della pila) e il loro angolo di rotazione rispetto l'asse longitudinale del ponte, SIVA calcolerà la distanza netta tra due elementi successivi della sottostruttura (spalle o pile). Tale distanza verrà poi proiettata sulla direzione perpendicolare al deflusso della corrente, avendo noto "l'angolo di attacco". La minore delle distanze così calcolate sarà posta pari alla luce idraulica da confrontare con il limite posto da ANSFISA. La distanza tra il fondo alveo e la quota dell'impalcato verrà calcolata effettuando una semplice sottrazione tra le quote minime di tutti gli impalcati (impalcati compresi tra due elementi della sottostruttura ricadenti in alveo o golena) e la quota dell'alveo inciso. Le ultime due condizioni (presenza di fondazioni profonde e presenza di fenomeni erosivi o di scalzamento) verranno valutate in base alle risposte immesse in AINOP nei campi relativi alla presenza di fenomeni di erosione

dell'alveo, presenza di protezione al piede delle pile e delle spalle e presenza di fenomeni erosivi e di alluvionamento.

Tabella 2-15: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della presenza del rischio idraulico.

Dato	Sezione
Lunghezza totale opera	Caratteristiche geometriche e strutturali – Struttura e geometria
Distanza Spalla 1-Pila 1	
Distanza tra Pila i e i+1	
Posizione spalla iniziale	Caratteristiche geometriche e strutturali – Spalle
Aggetto spalla iniziale	
Tipologia fondazioni spalla iniziale	
Posizione spalla finale	
Aggetto spalla finale	Caratteristiche geometriche e strutturali – Pile
Tipologia fondazioni spalla finale	
Posizione pila	
Geometria sezione pila	
Dimensione asse maggiore sezione pila	Caratteristiche geometriche e strutturali – Impalcato
Dimensione asse minore sezione pila	
Rotazione pila rispetto linea d'asse ponte	
Tipologia fondazioni pila (per ogni pila)	
Quota intradosso impalcato (per ogni impalcato)	Dati di contesto – Dati per rischio idraulico
Angolo di attacco	
Quota fondo alveo inciso	
Presenza di fenomeni di erosione dell'alveo	
Presenza di protezione al piede delle pile e delle spalle	Dati di contesto – Dati per rischio frane
Presenza fenomeni erosivi e di alluvionamento	

Se non sussistono le 4 condizioni elencate da ANSFISA per dichiarare nullo il rischio idraulico (CdA idraulica Bassa), SIVA procederà con il calcolo della CdA idraulica.

Di seguito si espone il procedimento che SIVA seguirà per la determinazione di ogni Classe associata ad ogni fenomeno da considerare (sormonto, erosione generalizzata ed erosione localizzata) e, infine, per la determinazione della Classe di Attenzione idraulica.

#### **Pericolosità idraulica associata al fenomeno del sormonto**

Al fine del calcolo del franco idraulico, SIVA dovrà richiamare da AINOP i dati riassunti in [Tabella 2-16](#).

Tabella 2-16: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della Classe di pericolosità idraulica associata al fenomeno del sormonto.

Dato	Sezione
Tipologia alveo	Dati di contesto – Dati per rischio idraulico
Se alveo arginato:	
Quota sommitale argine 1	
Quota sommitale argine 2	
Se alveo non arginato:	
Quota sponda 1	
Quota sponda 2	
Larghezza alla base dell'alveo inciso	
Quota fondo alveo inciso	
Larghezza superiore alveo inciso	
Larghezza area golenale 1 (se presente)	
Larghezza area golenale 2 (se presente)	
Larghezza piano golena 1 (se presente)	
Larghezza piano golena 2 (se presente)	
Quota piano golena 1 (se presente)	
Quota piano golena 2 (se presente)	
Portata piena P2	
Portata piena P3	
Quota intradosso impalcato (per ogni impalcato)	

In caso di alveo arginato, SIVA calcolerà il franco idraulico come differenza tra la quota minima arginale e la quota minima tra quelle degli impalcati aumentata di 20 cm. Per alvei non arginati, a partire dalla geometria dell'alveo, dalle quote di alveo inciso, golena e sponde, e delle portate di piena, SIVA calcolerà la quota del pelo libero per ogni scenario di pericolosità previsto dalle LG 22. Tale quota verrà sottratta dalla minima quota tra quelle degli impalcati per ricavare il franco idraulico. Inoltre, SIVA, interfacciandosi con le informazioni presenti in CIPCast DB sull'ubicazione e la distribuzione dei corsi fluviali, ricaverà la categoria del corso d'acqua di interesse (principale o secondario).

Noti il franco idraulico e la categoria del corso d'acqua, verrà determinata la CdA idraulica associata al fenomeno di sormonto seguendo le indicazioni di [All.1 – Tabella 20 \(a\)](#) per i corsi d'acqua principali non arginati e di [All.1 – Tabella 20 \(b\)](#) per i corsi d'acqua secondari non arginati e per i corsi d'acqua arginati.

#### Pericolosità idraulica associata al fenomeno di erosione generalizzata

Al fine di determinare il fattore di restringimento dell'alveo inciso e delle aree golenali, rispettivamente  $C_a$  e  $C_g$ , necessari per la determinazione della pericolosità per il fenomeno considerato, SIVA utilizzerà alcuni dei dati già richiamati da AINOP nei passaggi precedenti, in particolare quelli riportati in [Tabella 2-15](#) e [Tabella 2-16](#).

I valori associati alla larghezza dell'alveo inciso e alla somma delle larghezze delle aree golenali saranno posti pari rispettivamente ai parametri  $W_a$  e  $W_g$ . Dalla posizione di spalle e pile rispetto al corso d'acqua e dalle loro dimensioni, verrà ricavata la larghezza occupata dagli elementi strutturali nell'alveo inciso e nelle aree golenali, denominati rispettivamente  $W_{a,l}$  e  $W_{g,l}$ . Tramite i parametri ricavati, SIVA calcolerà i fattori di restringimento attraverso le seguenti formule:

$$C_a = \frac{W_{a,l}}{W_a} * 100 \quad (26)$$

$$C_g = \frac{W_{g,l}}{W_g} * 100 \quad (27)$$

Noti  $C_a$  e  $C_g$ , SIVA determinerà la Classe di pericolosità associata all'erosione generalizzata seguendo le indicazioni di [All.1 – Tabella 21](#).

### **Pericolosità idraulica associata al fenomeno di erosione localizzata**

La Pericolosità per l'Erosione Localizzata dipende dalla velocità e profondità della corrente, dalla geometria degli elementi strutturali del ponte, dall'angolo di attacco della corrente, dalla natura del materiale dell'alveo e dal trasporto di detriti. Essendo la determinazione dell'erosione localizzata complessa, le Linee Guida suggeriscono di associare una Classe di Pericolosità a tale fenomeno attraverso la definizione del seguente indice adimensionale:

$$IEL = \frac{d_s}{d_f} \quad (28)$$

Dove  $d_s$  è la stima della profondità di scavo e  $d_f$  è la profondità del piano di posa delle fondazioni rispetto all'alveo.

Al fine di determinare l'indice adimensionale IEL, SIVA utilizzerà alcuni dei dati già richiamati da AINOP nei passaggi precedenti, in particolari da [Tabella 2-15](#) e [Tabella 2-16](#).

SIVA ricaverà la profondità di scavo  $d_s$  come il doppio della larghezza della proiezione della pila o della spalla (aggetto) sul piano trasversale alla direzione della corrente, come già spiegato in alcuni dei passaggi precedenti, mentre porrà la profondità del piano di posa  $d_f$  pari al valore suggerito dalle LG 22, a meno che il compilatore di AINOP non abbia inserito la quota del piano di fondazione degli elementi della sottostruttura. In tal caso, SIVA effettuerà una sottrazione tra la quota massima della fondazione degli elementi della sottostruttura in alveo o golena (che dovranno essere richiamati da AINOP) e la quota dell'alveo inciso. Noti  $d_s$  e  $d_f$ , verrà ricavata la Classe di pericolosità associata al fenomeno dell'erosione localizzata seguendo le indicazioni di [All.1 – Tabella 22](#).

### Vulnerabilità idraulica associata al fenomeno del sormonto

La Classe di vulnerabilità idraulica associata al fenomeno del sormonto verrà calcolata da SIVA richiamando da AINOP i dati elencati in [Tabella 2-17](#) e combinando i parametri associati a tali dati seguendo le indicazioni di [All.1 – Tabella 23](#).

*Tabella 2-17: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della Classe di vulnerabilità idraulica associata al fenomeno del sormonto.*

Dato	Sezione
Presenza di fenomeni di erosione dell'alveo	Dati di contesto – Dati per rischio idraulico
Entità dell'erosione	
Presenza fenomeni di deposito di sedimenti	
Entità deposito sedimenti	
Presenza di trasporto di materiale vegetale	

### Vulnerabilità idraulica associata al fenomeno di erosione generalizzata

La Classe di vulnerabilità idraulica associata al fenomeno di erosione generalizzata verrà calcolata da SIVA richiamando da AINOP le informazioni sulla tipologia di fondazioni ed i dati elencati in [Tabella 2-18](#), combinando i parametri associati a tali dati secondo [All.1 – Tabella 24](#).

*Tabella 2-18: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della Classe di vulnerabilità idraulica associata al fenomeno di erosione generalizzata.*

Dato	Sezione
Presenza fenomeni di abbassamento generalizzato a monte	Dati di contesto – Dati per rischio idraulico
Presenza fenomeni di abbassamento generalizzato a valle	
Tratto di alveo con sensibile curvatura	

### Vulnerabilità idraulica associata al fenomeno di erosione localizzata

La Classe di vulnerabilità idraulica associata al fenomeno di erosione localizzata verrà calcolata da SIVA richiamando da AINOP le informazioni sulla tipologia di fondazioni, sulla presenza di protezione delle pile e delle spalle e sulla la presenza di fenomeni di abbassamento dell'alveo a monte e valle dell'opera, già utilizzati in precedenza, ed i dati elencati in [Tabella 2-19](#), combinando i parametri associati a tali dati secondo [All.1 – Tabella 25](#).

Tabella 2-19: Dati AINOP da richiamare per la determinazione della Classe di vulnerabilità idraulica associata al fenomeno di erosione localizzata.

Dato	Sezione
Presenza fenomeni di abbassamento generalizzato a monte	Dati di contesto – Dati per rischio idraulico
Presenza di accumulo di detriti a monte delle pile	
Presenza di materiale flottante a monte delle pile	
Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica	
Presenza briglia a valle dell'opera	

### Esposizione idraulica

SIVA porrà la Classe di esposizione idraulica pari a quella ottenuta per il rischio sismico.

### Classe di Attenzione idraulica

Note le CdA associate a pericolosità, vulnerabilità ed esposizione per ogni fenomeno idraulico, SIVA calcolerà la CdA associata ad ogni fenomeno seguendo la [Tabella 2-2](#). Il sistema informatico calcolerà quindi la CdA associata ai soli fenomeni di erosione seguendo le indicazioni di [Figura 2.5 \(a\)](#) e, infine, porrà la CdA idraulica pari alla più sfavorevole tra la Classe associata al fenomeno del sormonto e quella associata all'erosione.

#### Classe di Attenzione idraulica e frane

Note le CdA associate al rischio frane e al rischio idraulico, SIVA calcolerà la CdA idraulica e frane seguendo le indicazioni di [Figura 2.6 \(a\)](#).

#### Classe di Attenzione Complessiva

Note le CdA associate al rischio strutturale e fondazionale, al rischio sismico e la CdA idraulica e frane, SIVA calcolerà la CdA complessiva dell'opera seguendo le indicazioni di [Figura 2.7 \(a\)](#).

### 2.4.2. CIPCast DSS per la gestione delle infrastrutture stradali

Come descritto nei paragrafi precedenti, CIPCast DSS è un software WebGIS che permette di effettuare analisi di rischio per le infrastrutture critiche (Pollino, et al., 2022). Grazie all'interconnessione con altri servizi e piattaforme, nonché tramite applicativi interni, è in grado di acquisire ed elaborare una grande quantità di dati georeferenziati che consentono di effettuare una gestione efficiente delle infrastrutture sia in tempi ordinari che di crisi, nonché, laddove implementati sensori, monitoraggi in tempo reale.

Con riferimento al rischio sismico, CIPCast DSS, tramite l'applicativo CIPCast-ES (Earthquake Simulator), è in grado di realizzare scenari di pericolosità sismica o in base alle informazioni presenti sulle faglie sismiche esistenti e sulle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del terreno, oppure richiamando eventi sismici passati, catalogati in CIPCast DB. Inoltre, per terremoti reali, al verificarsi di un qualsiasi sisma con magnitudo del momento sismico superiore a 3, non appena l'INGV rende disponibili le prime informazioni relative all'evento (di solito dopo qualche minuto), CIPCast DSS calcola in automatico, grazie all'implementazione di leggi di attenuazione sismiche, una mappa di scuotimento del suolo, che consente di stimare le accelerazioni e gli spostamenti subiti da una infrastruttura. Tale mappa viene sostituita da quella rilasciata dall'INGV non appena resa disponibile (generalmente un'ora dopo l'evento).

Tramite tali analisi, implementando leggi di vulnerabilità, è possibile ricavare scenari di danno per le infrastrutture critiche. Ad esempio, implementando il metodo della vulnerabilità macrosismica, note le principali caratteristiche strutturali degli aggregati edilizi, è stato possibile creare degli scenari di danno per gli edifici del centro storico di Firenze, simulando gli effetti di due terremoti passati (sisma di Firenze del 1895 e sisma del Mugello del 1919) (Matassoni, et al., 2017). Analisi simili sono state effettuate per la rete di distribuzione idrica di Castel San Giorgio, implementando una legge di vulnerabilità per le condotte che esprime il danno sismico in funzione del tasso di riparazione della condotta stessa, dipendente dalle sue caratteristiche e dalla massima velocità raggiunta nel suolo (Pollino, et al., 2021). Grazie a tali funzionalità, quindi, è possibile programmare piani di emergenza attraverso le simulazioni, e, in caso di un evento reale, gestire le azioni di soccorso.

Approcci simili possono essere implementati per la valutazione del danno in ponti e viadotti. Attualmente, infatti, è in pianificazione la creazione di un modulo apposito per l'analisi del rischio di queste infrastrutture. Tale modulo, che potrà essere interfacciato con AINOP al fine di acquisire le caratteristiche strutturali di ponti e viadotti e con eventuale strumentazione sensoristica installata sulle opere, potrà rappresentare un servizio standardizzato ed interoperabile per il loro controllo e la loro gestione (Blaso, et al., 2022).

L'intenzione è quella di creare un modulo che possa valutare i possibili danni o collassi indotti da un evento sismico, simulato o reale, su un ponte o viadotto, attraverso diversi approcci (Tabella 2-20) caratterizzati da una affidabilità diversa ed il cui utilizzo dipende dalla disponibilità di informazioni che si dispongono sulla struttura da analizzare (Ormando, et al., 2021). Per ogni approccio vengono definiti due Key Performance Indicators (KPIs), uno per il livello di operatività (SLO) ed uno per il livello di salvaguardia della vita (SLV), che permettono di avere una valutazione dello stato dell'infrastruttura (Tabella 2-21).

Tabella 2-20: Approcci da utilizzare in CIPCast DB per l'individuazione del danno in ponti e viadotti.

	Informazioni richieste	Parametri di domanda	Strumento	KPI
Approccio 1 (a)	Tipo di materiale, Tipo di pila, Luce, Tipologia di progettazione (convenzionale o sismica) e Geometria	Accelerazione spettrale $S_a(1s)$	Curve di fragilità	$KPI_{1(a)}$
Approccio 1 (b)	Dati necessari riassunti in <a href="#">Allegato 2</a>	Accelerazione su suolo rigido	IdA	$KPI_{1(b)}$
Approccio 2	Geometria, Materiali, Dettagli costruttivi e altre informazioni necessarie per la creazione di un modello numerico	Time-history delle accelerazioni alla base della struttura	Modello numerico	$KPI_2$
Approccio 3	Geometria, Materiali, Dettagli costruttivi	Registrazioni del sistema di monitoraggio	SHM	$KPI_3$

Tabella 2-21: Valore dei KPI per la valutazione dello stato del ponte.

Stato limite di operatività	di $KPI_{SLO}$	Stato limite di salvaguardia della vita	$KPI_{SLV}$
Ponte operativo	>1	Ponte in sicurezza	>1
Ponte al limite di operatività	=1	Ponte al limite della sicurezza	=1
Ponte non operativo	<1	Ponte collassato o con danni tali da compromettere la sicurezza	<1

Il primo approccio determina il danno attraverso l'utilizzo di curve di fragilità, che rappresentano la probabilità di superamento di un predeterminato stato di danno in funzione di un parametro di domanda, come ad esempio, l'accelerazione al suolo, l'accelerazione spettrale o lo spostamento spettrale. Una curva di fragilità può essere definita attraverso metodi analitici o empirici. I primi richiedono la conoscenza di un numero di informazioni sulla struttura troppo elevato da poter essere usato come primo livello di approccio. Dunque, in CIPCast DSS, verrà implementato il metodo empirico definito nell'ambito del progetto RISK-UE, sviluppato sulla base di dati empirici raccolti a seguito di diversi eventi sismici. Il metodo divide i ponti in 15 categorie, in base al materiale, alla tipologia di pila, allo schema statico dell'impalcato ed ai criteri di progettazione. Inoltre, definisce 4 diversi stati di danno:

- D1: danno lieve;
- D2: danno moderato;

- D3: danno esteso;
- D4: completo danneggiamento.

Per ogni categoria di ponte, il metodo consente di definire la probabilità di superamento di uno dei 4 stati di danno, definita a partire dalla conoscenza della geometria del ponte e del valore dell'accelerazione spettrale del terremoto considerato, calcolata a  $T = 1$  s. Associando agli stati limite SLO e SLV uno dei 4 stati di danno definiti dal metodo e scegliendo a priori la probabilità dello stato di danneggiamento per il quale il viadotto si considera non operativo ed estremamente danneggiato, è possibile stabilire le accelerazioni spettrali per cui si verificano lo SLO e lo SLV, definite rispettivamente  $S_{a(SLO)}$  e  $S_{a(SLV)}$ . Tali valori possono essere comparati con l'accelerazione spettrale associata al sisma considerato  $S_a$ . Sarà quindi possibile definire i KPIs per lo stato di operatività e di salvaguardia della vita attraverso le seguenti equazioni:

$$KPI_{1(SLO)} = \frac{S_{a(SLO)}}{S_a} \quad (29)$$

$$KPI_{1(SLV)} = \frac{S_{a(SLV)}}{S_a} \quad (30)$$

L'utilizzo delle curve di fragilità empiriche impone una valutazione basata solamente sulle caratteristiche iniziali del viadotto, senza tener conto dello stato di degrado sviluppatosi negli anni. In letteratura sono state proposte alcune varianti di tali curve per inglobare la presenza di alcuni difetti che l'opera può riscontrare. In (Zanini, Pellegrino, Morbin, & Modena, 2013) le curve sviluppate nel progetto Risk UE sono state manipolate per tener conto della presenza di barre corrose, in particolare, alla base delle pile. Le curve base vengono quindi modificate in base al tempo trascorso dalla costruzione o dall'ultimo intervento di manutenzione e ad un parametro da calibrare per il ponte specifico che si analizza. Tuttavia, tale metodo non considera la presenza di altri possibili deterioramenti nella struttura.

Una valida alternativa all'utilizzo delle curve di fragilità, potrebbe essere rappresentata dall'utilizzo di un metodo molto simile a quello proposto per il calcolo dell'Indice di Attenzione sismico (Buffarini, et al., 2022), descritto nel [paragrafo 2.2.](#), a partire dalla valutazione della Classe di Attenzione delle LG 22. Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita, l'idea è quella di utilizzare la Classe di vulnerabilità calcolata secondo le LG 22 e la Classe di pericolosità, sostituendo in [All.1 – Tabella 9](#), l'accelerazione su suolo rigido calcolata per un periodo di ritorno di 475 anni con l'accelerazione su suolo rigido indotta dal terremoto considerato. Si prescinde, in questo caso, dal calcolo dell'esposizione, in quanto il metodo proposto ha come fine quello di stabilire se il viadotto abbia subito dei danni tali da comprometterne l'operatività o la sua sicurezza. Le classi così determinate possono essere tradotte in valori numerici come effettuato nel [paragrafo 2.2](#). A tal punto è necessario introdurre un Indice di Attenzione per lo SLV introducendo una relazione lineare del tipo:

$$IdA_{SLV} = \frac{\alpha_P I_P + \alpha_V I_V}{5(\alpha_P + \alpha_V)} \quad (31)$$

Dove  $\alpha_i$  corrisponde al peso del fattore  $i$ ,  $I_i$  è l'indice associato al fattore  $i$  e i pedici  $P$  e  $V$  rappresentano rispettivamente i fattori di pericolosità e vulnerabilità. I pesi da attribuire ai due fattori sono stati valutati effettuando dei ragionamenti sulle Classi di Attenzione Sismica ottenute considerando un'esposizione bassa, come riportato in [Tabella 2-22](#). La combinazione migliore di pesi è apparsa quella che assegna un peso pari a 1 alla pericolosità e pari a 2 alla vulnerabilità. In [Tabella 2-23](#) si riportano gli Indici di Attenzione ricavati considerando tali valori. Si nota che l'ordine di priorità imposto dalle LG 22 non è rispettato solamente in poche combinazioni di pericolosità e vulnerabilità.

Tabella 2-22: Classi di Attenzione sismica ottenute considerando solamente pericolosità e vulnerabilità.

CdA da LG 22

Pericolosità		B	MB	M	MA	A
Esposizione		B	B	B	B	B
Vulnerabilità	B	B	B	B	B	MB
	MB	B	B	MB	MB	M
	M	B	MB	M	M	M
	MA	MB	M	M	M	MA
	A	A	A	A	A	A

Tabella 2-23: Indici di Attenzione sismica ottenuti considerando solamente pericolosità e vulnerabilità.

$IdA_{SLV}$

Pericolosità		1	2	3	4	5
Vulnerabilità	1	0.20	0.27	0.33	0.40	0.47
	2	0.33	0.40	0.47	0.53	0.60
	3	0.47	0.53	0.60	0.67	0.73
	4	0.60	0.67	0.73	0.80	0.87
	5	0.73	0.80	0.87	0.93	1.00

Noto l'Indice di Attenzione sismico, è possibile definire un KPI associato ad ogni opera, tramite la seguente relazione:

$$KPI_{1(SLV)} = 1.2 - IdA_{SLV} \quad (32)$$

In [Tabella 2-24](#) si riportano i valori dei  $KPI_{1(SLV)}$  ottenuti tramite tale relazione.

Tabella 2-24:  $KPI_{1(SLV)}$  ottenuto tramite gli Indici di Attenzione.

$KPI_{SLV}$

Pericolosità		1	2	3	4	5
Vulnerabilità	1	1.00	0.93	0.87	0.80	0.73
	2	0.87	0.80	0.73	0.67	0.60
	3	0.73	0.67	0.60	0.53	0.47
	4	0.60	0.53	0.47	0.40	0.33
	5	0.47	0.40	0.33	0.27	0.20

Procedimento analogo può essere effettuato anche per lo stato limite di operatività, avendo cura di definire degli intervalli differenti di accelerazione su suolo rigido per la determinazione della Classe di pericolosità sismica.

È necessario sottolineare che tramite tale metodo le definizioni di ponte operativo e ponte in sicurezza date in base al valore dei KPIs riassunte in [Tabella 2-21](#) perdano di valore. È infatti possibile stabilire solo un ordine tra quelli che possono essere i ponti operativi o collassati (o comunque danneggiati in modo tale da comprometterne la sicurezza).

Il livello 2 richiede la realizzazione di un modello numerico della struttura, sulla base delle indicazioni e delle procedure previste dalle NTC 18. Oltre quindi alla valutazione delle caratteristiche dell'opera deducibili dagli elaborati progettuali, è necessaria l'esecuzione di rilievi geometrici e prove in situ per la determinazione delle caratteristiche dei materiali. Il modello numerico permette di effettuare delle analisi sismiche incrementali (time histories o push over) e quindi valutare gli effetti, anche sui singoli elementi, di una forza sismica crescente. Gli effetti da considerare potrebbero essere ad esempio, lo spostamento in testa alle pile, gli spostamenti verticali in mezzera dell'impalcato o la sua rotazione alle estremità, lo spostamento subito dagli appoggi, le sollecitazioni negli elementi, etc.. I risultati possono essere raffigurati in diagrammi in cui si esprimono questi parametri ingegneristici in funzione dell'accelerazione sismica alla base, oppure in funzione di un'accelerazione spettrale per un periodo di oscillazione determinato. In tal modo, nota l'azione sismica per la quale si effettua l'analisi, è possibile ricavare l'effetto indotto sui singoli elementi ( $\chi_{eff}$ ). Inoltre, fissando dei valori di tali parametri rappresentativi del raggiungimento del livello di operatività e di salvaguardia della vita, è possibile ricavare dei KPIs sia per i singoli elementi che per l'intera struttura, definiti come il rapporto tra il valore del parametro associato agli stati limite da considerare ( $\chi_{(SLO)}$  e  $\chi_{(SLV)}$ ) ed il parametro associato al terremoto per il quale si effettua l'analisi, come espresso dalle seguenti relazioni:

$$KPI_{2(SLO)} = \frac{\chi_{(SLO)}}{\chi_{eff}} \quad (33)$$

$$KPI_{2(SLV)} = \frac{\chi_{(SLV)}}{\chi_{eff}} \quad (34)$$

Il terzo approccio richiede l'implementazione sull'opera di un sistema di monitoraggio che, come si vedrà nei capitoli successivi, consente di misurare in tempo reale ed in modo continuo dei parametri rappresentativi della struttura. È possibile quindi avere dati del comportamento strutturale sia sotto azioni ambientali, sia di traffico che eccezionali, come terremoti od altre azioni naturali e non. Da un lato, è quindi possibile, attraverso i risultati del monitoraggio, aggiornare le caratteristiche del modello numerico in modo tale che possa essere il più rappresentativo possibile del reale comportamento del ponte, dall'altro, a seguito di un terremoto, è possibile confrontare direttamente i parametri misurati con i valori limite assegnati al raggiungimento del livello di operatività e di salvaguardia della vita. Dunque, in caso di un terremoto simulato, è possibile ricavare i KPIs attraverso le medesime formule introdotte al livello 2, dopo aver ricalibrato il modello numerico sulla base dei risultati del monitoraggio, mentre, nel caso di terremoto reale, è possibile ricavare i KPIs attraverso il rapporto del valore del parametro considerato associato agli stati limite da

considerare ed il valore del parametro misurato tramite sensoristica ( $\chi_{meas}$ ), come rappresentato dalle seguenti formule:

$$KPI_{3(SLO)} = \frac{\chi_{(SLO)}}{\chi_{meas}} \quad (35)$$

$$KPI_{3(SLV)} = \frac{\chi_{(SLV)}}{\chi_{meas}} \quad (36)$$

L'utilizzo di questi KPIs, determinati con un'affidabilità variabile in base alle informazioni note sull'opera, può rappresentare un valido supporto per la programmazione di piani di gestione delle emergenze. Come si è potuto vedere, i diversi livelli proposti ricalcano i livelli di conoscenza ed affidabilità introdotti dall'approccio multilivello delle LG 22. L'utilizzo del primo approccio proposto corrisponde ad una conoscenza associabile a quella disponibile al Livello 2 delle LG 22, mentre gli approcci 2 e 3 corrispondono al Livello 4 delle LG 22. Tramite l'interconnessione con AINOP, in cui dovrebbero essere contenute le informazioni minime per ricavare le classi di attenzione, anche in vista della proposta progettuale presentata nell'ambito del Protocollo di Intesa ENEA-INGV, potrà essere sicuramente effettuata una valutazione del danno secondo l'approccio 1. Inoltre, se per le opere per le quali si siano realizzati modelli numerici (Livello 4 delle LG) verranno implementate in AINOP le curve dei parametri ingegneristici in funzione dell'accelerazione sismica alla base della struttura, e se CIPCast verrà collegato con il sistema di monitoraggio eventualmente presente sulle opere, potranno essere applicati anche gli approcci 2 e 3. In tal modo, le opere meno soggette a rischio sismico potranno essere analizzate con un approccio meno accurato, mentre le opere più problematiche verranno analizzate con approcci più sofisticati.

## Bibliografia

- ANSFISA. (2022). *Istruzioni operative per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. GURI, 23 Agosto 2022.
- Blaso, L., Clemente, P., Giovinazzi, S., Giuliani, G., Gozo, N., Ormando, C., . . . Rosato, V. (2022). Towards Standardized and Interoperable Platforms for supporting the Seismic Vulnerability Assessment and Seismic Monitoring of Italian Bridges and Viaducts. (C. Pellegrino, F. Faleschini, M. Zanini, J. Matos, J. Casas, & A. Strauss, A cura di) *Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures. EUROSTRUCT 2021. Lecture Notes in Civil Engineering*, 200, p. 471-480. doi:[https://doi.org/10.1007/978-3-030-91877-4\\_54](https://doi.org/10.1007/978-3-030-91877-4_54)
- Buffarini, G., Clemente, P., Giovinazzi, S., Ormando, C., Pollino, M., & Rosato, V. (2022). Preventing and Managing Risks Induced by Natural Hazards to Critical Infrastructures. *Infrastructures*, 7. doi:<https://doi.org/10.3390/infrastructures7060076>
- Matassoni, L., Giovinazzi, S., Pollino, M., Fiaschi, A., La Porta, L., & Rosato, V. (2017). A Geospatial Decision Support Tool for Seismic Risk Management: Florence (Italy) Case Study. *Computational Science and Its Applications – ICCSA 2017. ICCSA 2017. Lecture Notes in Computer Science*. 10405, p. 278-293. Springer. doi:[https://doi.org/10.1007/978-3-319-62395-5\\_20](https://doi.org/10.1007/978-3-319-62395-5_20)
- MIMS, D.M. 204/2022. (2022). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- MIT, D. 8. (2018). *NTC-2018 Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*. Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, no. 42, serie generale, 20 Febbraio 2018.
- MIT, D.M. 14/01/2008. (2008). *NTC-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni*. Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale, no. 29, serie generale, 4 febbraio 2008.
- MIT, D.M. 578/2020. (2020). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Mori, F., Mendicelli, A., Moscatelli, M., Romagnoli, G., Peronace, E., & Naso, G. (2020, Settembre 20). A new Vs30 map for Italy based on the seismic microzonation dataset. *Engineering Geology*, 275. doi:<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105745>

- OPCM n. 3274. (2003, Marzo 20). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Orlando, C., Ianniruberto, U., Clemente, P., Giovinazzi, S., Pollino, M., & Rosato, V. (2021). Real-time assessment of performance indicators for bridges to support road network management in the aftermaths of earthquake events. (M. Papadrakakis, & M. Fragiadakis, A cura di) *Proc. of the 8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2021, Streamed from Athens, Greece, 27-30 June 2021)*, 2. doi:10.7712/120121.8728.19414
- Parlamento Europeo e Consiglio dell'Unione Europea. (2022, dicembre 14). Direttiva (UE) 2022/2557.
- Pollino, M., Cappucci, S., Pesaresi, C., Farrace, M., Della Morte, L., & Vegliante, G. (2022). Multi-hazard Analysis and Mapping of Infrastructure Systems at National Level using GIS Techniques: Preliminary Results. (O. Gervasi, B. Murgante, S. Misra, A. Rocha, & C. Garau, A cura di) *Computational Science and Its Application - ICCSA 2022 Workshop. Lectures notes in Computer Science, 13377*, p. 153-168. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-031-10536-4\_11
- Pollino, M., Di Pietro, A., La Porta, L., Fattoruso, G., Giovinazzi, S., & Longobardi, A. (2021). Seismic Risk Simulations of a Water Distribution Network in Southern Italy. *Computational Science and Its Applications – ICCSA 2021. ICCSA 2021. Lecture Notes in Computer Science. 12951*, p. 655-664. Springer. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-030-86970-0\_45
- Zanini, M., Pellegrino, C., Morbin, R., & Modena, C. (2013). Seismic vulnerability of bridges in transport networks subjected to. *Bull. Earthq. Eng*, p. 561-579. doi:https://doi.org/10.1007/s10518-012-9400-9



### 3. Monitoraggio strutturale dei ponti e rilevamento del danno

Nei capitoli precedenti è stato riassunto lo stato dell'arte sulle norme riguardanti le azioni agenti su ponti e viadotti e sulla loro manutenzione. È emerso come molte delle infrastrutture presenti su suolo italiano siano ormai risalenti a più di 50 anni fa e che, durante la loro vita utile, la manutenzione sia stata abbastanza limitata; pertanto, visti i recenti crolli, tutto il patrimonio di ponti e viadotti necessita di un'attenta valutazione. Come è stato visto, l'introduzione dell'approccio multilivello delle LG 22 (MIMS, D.M. 204/2022, 2022), risponde a questa esigenza.

Secondo le linee guida, il sistema di sorveglianza a cui deve essere soggetta ogni opera prevede ispezioni visive ordinarie effettuate a cadenza prefissata in base alla sua Classe di Attenzione e se la struttura sia stata in passato già oggetto di ispezioni visive documentate o meno. Le ispezioni vengono effettuate secondo un cronoprogramma, costituendo una rilevazione puntuale nel tempo. Fenomeni di degrado rapidi o danni generati a seguito di eventi eccezionali, come i terremoti, potrebbero quindi non essere individuati tempestivamente. Inoltre, piccoli degradi o degradi localizzati internamente non possono essere individuati con ispezioni visive.

A questo scopo, il monitoraggio strutturale, fortemente consigliato dalle Linee Guida per le strutture ricadenti in Classe di Attenzione Medio-Alta ed Alta, può sicuramente costituire uno strumento complementare alle ispezioni visive, in grado di cogliere variazioni anomale nel comportamento della struttura in tempo reale.

Il monitoraggio strutturale consente, infatti, di osservare il comportamento di una struttura attraverso la misurazione di alcuni parametri fisici mediante sensori, immagini, video o acquisizioni satellitari, che possono essere effettuate sia durante prove sperimentali statiche e/o dinamiche, sia durante il normale esercizio della struttura, sia durante eventi eccezionali. Gli scopi del monitoraggio possono, dunque, essere molteplici, come ad esempio la caratterizzazione dinamica di una struttura, lo studio di un suo particolare comportamento, la rilevazione di danni o degradi e il loro monitoraggio nel tempo. In ogni caso, un sistema di monitoraggio permette di incrementare il grado di conoscenza di una struttura (Orlando, Raesi, Clemente, & Mufti, 2022).

A seconda dello scopo del monitoraggio, la sfida da superare è la definizione di un sistema efficiente ed ottimizzato, sia in termini di accuratezza sia in termini economici. Nel presente capitolo, dopo un'introduzione generale sul monitoraggio strutturale, l'attenzione si concentra sull'obiettivo cardine dei sistemi di monitoraggio continui con particolare riferimento ai ponti, ovvero l'individuazione di degradi e danneggiamenti sull'opera. Dopo un'analisi della letteratura esistente sui parametri monitorabili e sugli indici proposti per il rilevamento del danno, si espongono i risultati di un'analisi parametrica semplificata effettuata con lo scopo di confrontare alcuni dei metodi proposti in letteratura e definire un sistema di monitoraggio ottimizzato per tale scopo.

### 3.1. Monitoraggio strutturale

Un sistema di monitoraggio strutturale è un insieme di tecnologie che ha lo scopo di determinare lo stato di un sistema strutturale ed eventualmente la sua evoluzione nel tempo. Permette quindi di misurare determinate grandezze fisiche relative alla struttura oggetto di esame, al fine di ricavare dei parametri volti alla migliore comprensione della struttura stessa.

Usualmente i sistemi di monitoraggio impiegati sono basati sull'installazione sulla struttura di particolari dispositivi, i sensori, in grado di misurare una grandezza che possa essere rappresentativa del comportamento della struttura stessa. Tuttavia, esistono altre tecniche di monitoraggio che non prevedono l'installazione di sensoristica, come ad esempio il moto magnificato (Fioriti, Roselli, Ruberto, & De Canio, 2019), le tecniche TInRAR o l'interferometria SAR (Synthetic Aperture Radar). Poiché il monitoraggio basato su sensoristica costituisce la tecnica più diffusa, la seguente parte del capitolo tratterà nello specifico tale tipologia di monitoraggio, per l'implementazione della quale, in Italia, vengono seguite le *Linee Guida per il monitoraggio strutturale* (UNI/TR 11634, 2016). Solamente nell'ultimo sottoparagrafo si descriverà brevemente la tecnica dell'interferometria radar terrestre (SAR), sempre più utilizzata.

I fini del monitoraggio strutturale possono essere diversi, come diversi sono i tempi e le modalità di esecuzione. Si distingue in:

- **Monitoraggio occasionale o di breve durata.** Tale tipologia di monitoraggio viene utilizzata nel caso in cui sia necessario valutare il comportamento di una struttura solo per breve tempo, da alcuni giorni a qualche anno. Si utilizza, ad esempio, se è necessario caratterizzare dinamicamente la struttura oppure per valutare l'evoluzione di fenomeni di degrado, se già accertati, monitorare la struttura a seguito di un evento dannoso o se nelle sue vicinanze vengono effettuate lavorazioni che possano interferire con la struttura stessa ed, infine, valutare l'efficacia di interventi di miglioramento;
- **Monitoraggio periodico.** Il sistema di monitoraggio viene installato e rimosso con cadenza prefissata. Di solito viene utilizzato un numero limitato di sensori le cui misure possano fornire un chiaro quadro dello stato della struttura e di ciò che si vuole monitorare. Viene utilizzato per tener sotto controllo l'evoluzione di fenomeni di degrado ben definiti oppure implementato in strutture dove sono previste prove di carico sistematiche o rilievi della risposta dinamica alle vibrazioni ambientali;
- **Monitoraggio continuo o permanente.** L'acquisizione dei dati dal sistema di monitoraggio avviene in modo continuo o comunque con frequenza elevata. Di solito il fine è quello di valutare lo stato di salute della struttura con il procedere del tempo e quindi valutare l'eventuale insorgenza di danneggiamenti o fenomeni di degrado, si parla quindi di Structural Health Monitoring (SHM). Tale tipologia di monitoraggio ha il vantaggio di poter essere utilizzata nei processi decisionali di gestione delle opere sia in tempi di pace (condizioni di esercizio) sia in tempo di crisi, ad esempio a seguito di eventi sismici come i terremoti, come

descritto anche nel [paragrafo 2.4.2.](#) della presente tesi. Nel progetto di tale sistema va considerata la sua durabilità e la manutenzione, quindi la possibilità di sostituire eventuali sensori non funzionanti o danneggiati.

Ovviamente la scelta del sistema di monitoraggio più adatto deve essere eseguita considerando diversi aspetti, tra i quali:

- Importanza dell'opera;
- Condizioni ambientali: il monitoraggio deve avere priorità maggiore su strutture che si trovano in aree con condizioni ambientali avverse;
- Complessità e grado di innovazione della struttura: strutture realizzate con nuove tecniche o nuovi materiali devono essere monitorate al fine di coglierne il reale comportamento;
- Grado ed affidabilità del monitoraggio e analisi costi benefici.

Tali aspetti vengono quindi tenuti in considerazione durante la progettazione del sistema di monitoraggio, che, in accordo con le UNI/TR 11634, deve seguire il diagramma di flusso rappresentato in [Figura 3.1.](#)

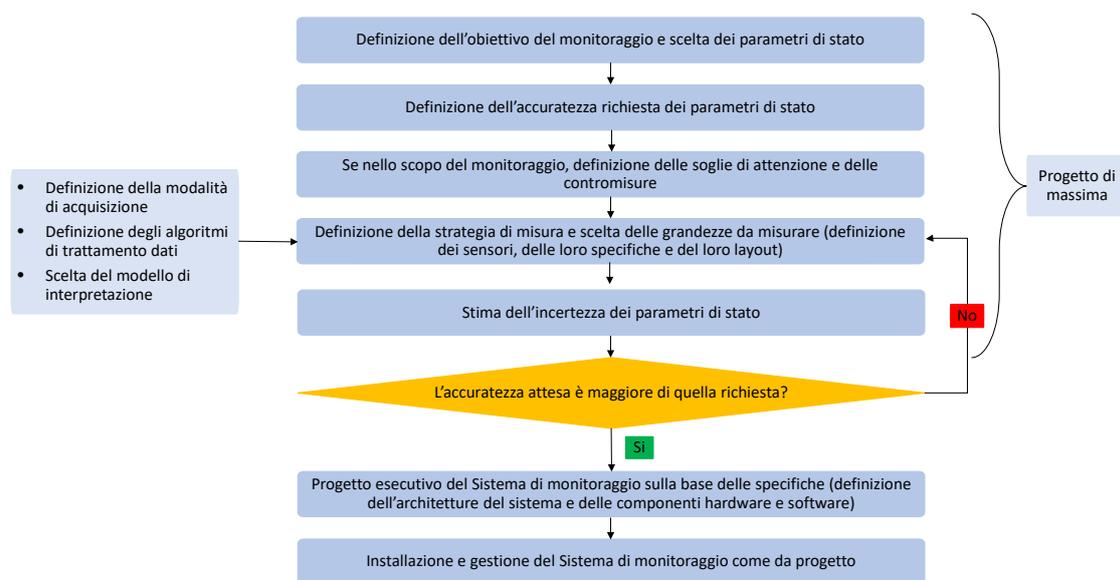


Figura 3.1: Procedura per la progettazione e l'implementazione di un sistema di monitoraggio.

Particolare attenzione va posta alla progettazione dell'architettura di sistema, alle componenti Hardware e Software dell'impianto di misurazione. Tipicamente, nei sistemi di monitoraggio comunemente utilizzati, la parte hardware del sistema è composto dai sensori dislocati sulla struttura, un sistema di acquisizione a cui arrivano tutte le misurazioni sincronizzate effettuate dai diversi sensori ed un sistema di trasmissione dei dati. In base al sistema di comunicazione tra sensori e sistema di acquisizione si parla di sistemi cablati, se i due sono collegati via cavo, o sistemi wireless, in cui la comunicazione tra i due avviene solitamente in radio-frequenza. La parte software è invece composta da diverse applicazioni con funzioni diverse: acquisizione dati, archiviazione dati, gestione dati ed analisi dati.

Di seguito si descrivono i sensori più comunemente utilizzati.

### 3.1.1. Sensori disponibili ed utilizzati

Nel monitoraggio della struttura con sensori, la scelta di tali elementi ricopre un ruolo fondamentale. La tipologia di sensore da utilizzare dipende dallo scopo del monitoraggio stesso e quindi dalle grandezze che si vogliono misurare. Usualmente, tre tipologie di parametri risultano essere fondamentali:

- I carichi o le azioni a cui la struttura è soggetta, come ad esempio le azioni sismiche, del vento e dei carichi accidentali;
- La risposta strutturale, come le deformazioni e le accelerazioni in alcuni punti chiave;
- Le condizioni atmosferiche, come la temperatura, l'umidità, il livello di inquinamento e delle precipitazioni atmosferiche.

A seconda delle grandezze da misurare e dei risultati che si vogliono ottenere, si può progettare di disporre una o più tipologie di sensori.

Oltre alla tipologia di grandezza misurata, è necessario scegliere i sensori da utilizzare anche in base alle sue caratteristiche. Tutti i sensori sono infatti descritti da alcune proprietà fondamentali:

- Fondo scala o portata, limite superiore del campo di misura;
- Sensibilità o risoluzione, minima variazione misurabile della grandezza;
- Precisione: capacità dello strumento di fornire misure di una grandezza quanto più simili tra di loro sotto le medesime condizioni;
- Prontezza: tempo necessario allo strumento per rispondere alla variazione della grandezza;
- Stabilità: tendenza dello strumento a non variare le proprie caratteristiche metrologiche al variare del tempo;
- Durabilità o vita utile: intervallo di tempo entro cui lo strumento mantiene la capacità di funzionamento richiesta in condizioni d'uso specifiche ed eseguendo la corretta manutenzione (di solito non minore di 20 anni);

Inoltre, spesso, il sensore fa parte di un trasduttore, lo strumento che consente di convertire la grandezza fisica misurata in un segnale elettrico che verrà poi elaborato dal sistema di acquisizione. I trasduttori possono essere:

- Analogici, in cui il segnale in uscita è una grandezza elettrica che varia in modo continuo;
- Digitali, in cui il segnale in uscita è formato da segnali che possono assumere solamente due livelli di tensione;

Inoltre, si possono distinguere in:

- Attivi, che non necessitano di alimentazione per produrre segnali in uscita;
- Passivi, i quali necessitano di alimentazione elettrica per produrre segnali in uscita.

Di seguito si descriveranno brevemente alcuni dei sensori usualmente utilizzati per il monitoraggio della risposta strutturale e si daranno alcuni cenni sui sensori utilizzati per la sorveglianza dei carichi da traffico a cui sono soggetti ponti e viadotti.

#### *Accelerometri convenzionali*

Gli accelerometri sono sensori in grado di misurare accelerazioni.

Di solito sono costituiti da un sistema MMS (Massa Molla Smorzatore), in cui una massa di prova  $m$  è vincolata tramite una molla di rigidità  $k$  ed uno smorzatore con coefficiente di smorzamento  $c$  (Figura 3.2). Quando la massa è soggetta ad un'accelerazione e quindi ad una forza esterna ( $F = ma$ ), la molla esplica una forza uguale ed opposta, che può essere misurata tramite lo spostamento della massa rispetto alla posizione iniziale. Tale spostamento viene quindi tradotto in un segnale esterno ed inviato all'acquisitore.

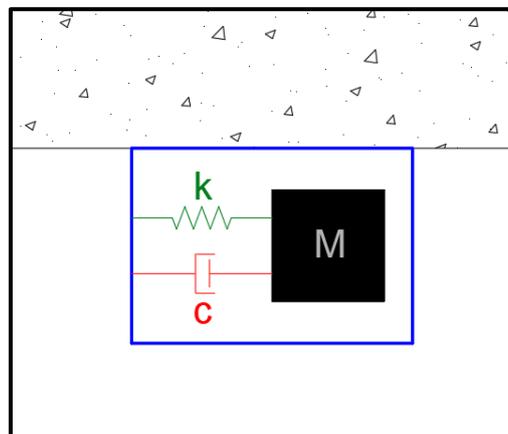


Figura 3.2: Accelerometro MMS.

Il sensore può misurare l'accelerazione in una, due o tre direzioni perpendicolari tra loro. In tal caso si parla di accelerometro triassiale.

Gli accelerometri sono divisi in due grandi gruppi, in base al tipo di accelerazione da monitorare:

- Accelerometri per misure di accelerazione statica, caratterizzati da una banda passante di tipo passa basso;
- Accelerometri per misure di accelerazione dinamica, caratterizzati da una banda passante di tipo passa banda.

Gli accelerometri MMS possono essere di vario tipo, come descritto di seguito.

#### *Accelerometri piezoelettrici*

Gli accelerometri piezoelettrici sfruttano la capacità di alcuni materiali, come i cristalli di quarzo, il titanio di bario o lo zirconato titanato di piombo, di generare un segnale elettrico se posti in pressione. In questo sensore, la molla è costituita dal cristallo stesso, che quindi collega la massa di prova ad un lato del sensore. Quando il cristallo piezometrico viene compresso dalla forza esterna agente sulla massa, esso produce una carica elettrica in uscita proporzionale alla forza stessa, e quindi

all'accelerazione (Chu). La costante di proporzionalità, che coincide con la sensibilità del trasduttore, dipende in modo lineare dalla costante di comprimibilità del materiale piezoelettrico e dall'entità della massa.

Tali sensori sono di tipo attivo, non necessitano quindi di alimentazione per funzionare; sono stabili ed hanno un comportamento lineare su ampie frequenze ed in campo dinamico. Di contro, non riescono a percepire accelerazioni quasi statiche, dando luogo al fenomeno detto di leakage. Se, infatti, il cristallo viene compresso in modo costante, il segnale generato si dissipa dopo un breve periodo.

#### Accelerometri piezoresistivi

Gli accelerometri piezoresistivi sfruttano l'utilizzo di materiali piezoresistivi, che, se soggetti ad una forza esterna, si deformano variando la propria resistenza elettrica (TEM, 2020). In questo sensore, la molla è costituita da un materiale piezoresistivo, che quindi collega la massa di prova ad un lato del sensore. La variazione della resistenza elettrica viene misurata attraverso un circuito elettrico.

Poiché il materiale piezoresistivo subisce deformazioni anche a causa di variazione termiche, è necessario implementare all'interno o all'esterno dello strumento un sistema di compensazione della temperatura.

Questi sensori presentano una banda di misura molto ampia. Sono in grado di registrare vibrazioni caratterizzate da un'ampiezza molto grande ed elevate frequenze, ma al contempo sono in grado di rilevare variazioni anche molto lente dell'accelerazione.

#### Accelerometri capacitivi

Gli accelerometri capacitivi sfruttano la variazione di capacità elettrica di un condensatore al variare della distanza tra le sue armature. La massa di prova, tenuta sospesa da una molla, costituisce una delle due armature, mentre l'altra è resa solidale alle pareti del dispositivo. Quando la massa di prova è soggetta ad un'accelerazione, la distanza tra le due armature varia, variando la capacità del condensatore, che viene misurata attraverso un circuito elettrico, generando un segnale elettrico in uscita dal sensore che è proporzionale alla variazione della distanza.

Tale tipologia di sensore è molto adatta per misurare accelerazioni caratterizzate da basse frequenze e basse accelerazioni (Chu).

#### Accelerometri force-balance

Gli accelerometri force-balance si basano sul principio di bilanciamento delle forze, in cui una massa libera di muoversi viene vincolata da una molla meccanica elettrica equivalente. Questi sensori possono essere di due tipi, in base al tipo di movimento che la massa non vincolata può avere: a pendolo, in cui la massa può muoversi con uno spostamento angolare, e non a pendolo, in cui la massa può muoversi lungo una traiettoria rettilinea.

Il sensore è composto da una massa di prova, un trasduttore di spostamento, un amplificatore e un sistema elettromeccanico che comprende un generatore di forza

collegato alla massa. Il trasduttore di spostamento monitora la posizione della massa. Quando questa subisce uno spostamento, il trasduttore lo registra e il generatore di forza esplica un'azione tale da riportare la massa alla condizione iniziale. L'azione del generatore di forza crea un segnale di corrente in uscita che è proporzionale alla forza applicata ed uguale ed opposta alla forza di inerzia agente sulla massa.

Questa tipologia di sensore viene utilizzata soprattutto per misurare accelerazioni tra 0.001g e 200 g, a frequenze fino 1000Hz. Con opportune modifiche, possono misurare anche l'inclinazione (inclinometri).

### *Inclinometri*

Gli inclinometri o tiltmetri sono sensori in grado di misurare la rotazione. Gli strumenti più diffusi sono in grado di misurare l'angolo di inclinazione del sensore in una o due direzioni rispetto la direzione dell'accelerazione di gravità terrestre. Di questa tipologia si trovano in commercio sia inclinometri di tipo MEMS, sia basati sull'utilizzo di Fiber Bragg Gratings (FBG), entrambi descritti in seguito.

Tuttavia, negli anni sono stati proposti sensori alternativi che permettono di misurazioni rotazioni relative anche tra due elementi. In (Oskoui, Taylor, & Ansari, 2020) è stato proposto un sensore di rotazione composto da un arco metallico e due FBG (Figura 3.3), mentre in (Zhou, Wang, Fu, Guo, & Zhao, 2022) è stato proposto un inclinometro realizzato mediante l'utilizzo di un materiale elastomerico, in cui la rotazione relativa tra due elementi viene ricavata tramite la misura della deformazione degli elementi in elastomero effettuata da estensimetri (Figura 3.4).

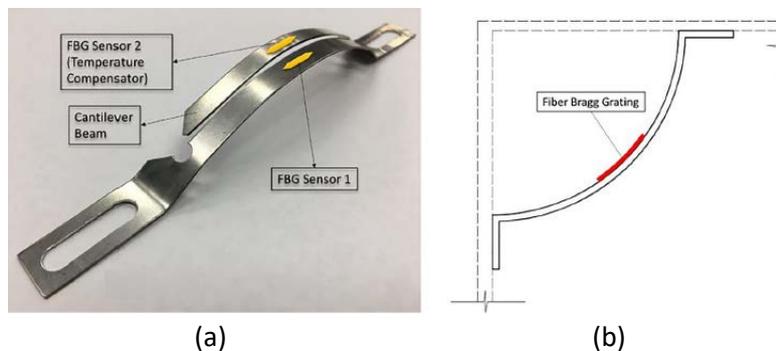


Figura 3.3: (a) Fotografia e (b) sezione longitudinale dell'inclinometro con sensori FBG. Immagini tratte da (Oskoui, Taylor, & Ansari, 2020).

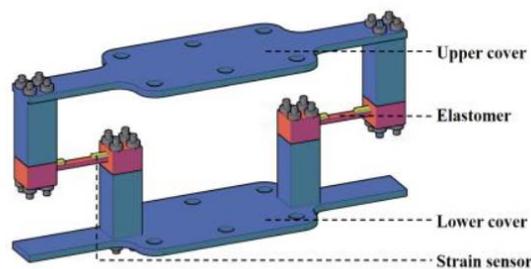


Figura 3.4: Inclinometro con materiale elastomerico e sensori di deformazione. Immagine tratta da (Zhou, Wang, Fu, Guo, & Zhao, 2022).

### *Sensori di spostamento*

I sensori di spostamento in commercio consentono di misurare di solito lo spostamento relativo tra due punti. Di diverse tipologie, la maggior parte dei sensori viene utilizzata nell'ambito del monitoraggio in campo industriale. Se non per scopi diversi, come quello di misurare deformazioni, tali sensori sono poco impiegati nel campo dell'ingegneria civile.

Tuttavia, per la misura degli spostamenti, nell'ultimo decennio la tecnica dell'Interferometria Radar Terrestre (TInRAR), che permette di valutare tali grandezze senza l'installazione di strumentazione sull'opera, ha avuto un notevole sviluppo (Brunetti & Mazzanti, 2017). Il "sensore" utilizzato, chiamato TInRAR, è composto da un radar interferometrico ad apertura reale ed un numero variabile di antenne emittenti e riceventi e consente di calcolare gli spostamenti di numerosi punti posti all'interno della linea di vista dello strumento confrontando le fasi dell'onda elettromagnetica trasmessa e quella riflessa. Tale sistema consente quindi di monitorare contemporaneamente numerosi punti di una struttura, offrendo risultati comparabili a quelli ottenuti da sensori "da contatto", consentendo anche di caratterizzare dinamicamente l'opera oggetto del monitoraggio.

### *Estensimetri*

L'estensimetro viene utilizzato per misurare le deformazioni. Come per le altre tipologie di sensori, in commercio ne esistono diverse versioni, molte delle quali basate sulle stesse tecnologie utilizzate anche per la realizzazione degli accelerometri. Tra queste si ricordano estensimetri semiconduttori, capacitivi, piezoelettrici, etc...

Una delle tipologie più frequentemente utilizzate è lo Strain Gauge, ovvero un estensimetro elettrico a resistenza, in cui la deformazione media tra i due punti a cui viene fissato lo strumento viene misurata attraverso la variazione della resistenza elettrica dello strumento. Solitamente sono composti da una griglia in metallo fissato su un supporto polimerico posizionato sulla porzione di elemento di cui si vuole conoscere la deformazione. Quando la griglia, collegata ad un circuito elettrico in cui scorre corrente, viene deformata, varia la propria resistenza elettrica generando al contempo una variazione dell'intensità della corrente elettrica.

Altra tipologia di estensimetro sempre più utilizzata al giorno d'oggi è l'FBG, realizzati in fibra ottica, di cui si parlerà di seguito.

### *Sensori a fibra ottica*

Le prime applicazioni delle fibre ottiche risalgono intorno alla metà degli anni '60, quando vennero utilizzate per la trasmissione dei dati nell'industria delle telecomunicazioni e per la trasmissione di luce nelle endoscopie in campo medico, mentre i primi sensori furono sviluppati a partire dal 1977 in campo aeronautico come rilevatori di danno in tempo reale in aeroplani e veicoli spaziali (Ansari, 1997).

La fibra ottica è costituita da filamenti vetrosi o polimerici che conducono, al loro interno, un'onda luminosa. La composizione di una fibra ottica (Casas & Cruz, 2003) (Figura 3.5) è la seguente:

- Nucleo centrale, o core, il cui diametro varia tra 4 e 50  $\mu\text{m}$ , realizzato in silice o polimeri plastici;
- Mantello, o cladding, il cui diametro esterno varia tra 125 e 150  $\mu\text{m}$ , realizzato con gli stessi materiali del nucleo ma con indice di rifrazione diverso;
- Buffer, in materiale polimerico, costituisce un primo rivestimento della fibra e ha la funzione di irrobustire la fibra e proteggerla da agenti esterni;
- Una o più guaine protettive, o jacket, evitano alla fibra stress fisici e garantiscono protezione contro la corrosione.

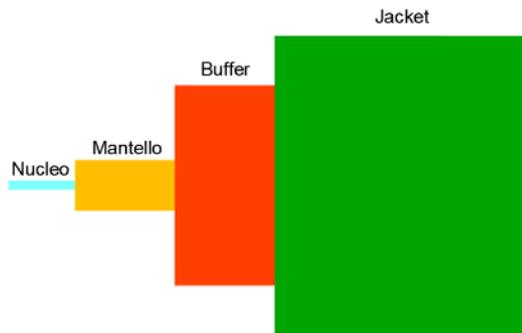


Figura 3.5: Schema di una fibra ottica.

Per la conduzione delle onde luminose, la fibra ottica sfrutta i principi base dell'ottica, ovvero quelli della rifrazione secondo la legge di Snell.

L'utilizzo di sistemi di monitoraggio strutturale realizzati in fibra ottica presenta molteplici vantaggi:

- Flessibilità nel posizionamento dei sensori;
- Immunità alle interferenze elettromagnetiche, grazie alle proprietà dielettriche del materiale della fibra. I sensori in fibra ottica possono quindi lavorare anche in presenza di campi magnetici;
- Elevata stabilità nel tempo, in quanto il vetro è un materiale non soggetto ad invecchiamento;
- Realizzazione di sistemi di monitoraggio estesi. Con un'attenta calibrazione delle lunghezze d'onda dei raggi luminosi in ingresso è possibile ottenere basse attenuazioni. In tal modo è possibile installare l'elettronica di controllo anche a notevole distanza dalla posizione dei sensori;
- Bassa intrusività, in quanto, grazie alle dimensioni ridotte dei cavi in fibra ottica, è possibile installare sistemi di monitoraggio senza influire sul funzionamento o sull'estetica della struttura monitorata.

Il sensore in fibra ottica attualmente più utilizzato è l'estensimetro FBG (Fiber Bragg Grating). Tale sensore viene prodotto realizzando nel nucleo della fibra ottica, nella posizione di misura, una variazione molto piccola dell'indice di rifrazione con passo prestabilito  $\Delta$ . In tal modo, quando il fascio di luce attraversa la fibra, una specifica lunghezza d'onda, dipendente dal passo  $\Delta$ , viene riflessa dal reticolo di Bragg. Deformandosi la fibra, il passo del reticolo varia, modificando così la lunghezza d'onda

riflessa. Misurando la variazione di lunghezza d'onda riflessa è possibile risalire alla deformazione della fibra. Tuttavia, dato che la deformazione della fibra può essere indotta da variazioni di temperatura, è necessario compensare la misurazione con un sensore di temperatura, che può essere anch'esso costituito da un FBG, posto in prossimità dell'estensimetro. Infine, poiché ad ogni reticolo è associata una lunghezza d'onda, su una stessa fibra è possibile realizzare più FBG, creando così un sistema di monitoraggio puntuale ma diffuso per le deformazioni.

Oltre ad essere utilizzati per la misura delle deformazioni, gli FBG possono essere utilizzati per la realizzazione di tipologie diverse di sensori, come, ad esempio, accelerometri ed inclinometri, come già accennato.

### *Sensori MEMS*

La necessità di creare sensori sempre più versatili, di piccole dimensioni ed economici, ha portato alla realizzazione di dispositivi basati sulla tecnologia MEMS (Micro Electro-Mechanical Systems). Solitamente un MEMS è costituito da un chip di silicio in cui vengono integrati microstrutture meccaniche e circuiti microelettrici in grado di rilevare cambiamenti nell'ambiente circostante, sfruttando alcune delle tecnologie già descritte per gli accelerometri. I MEMS vengono infatti frequentemente utilizzati per realizzare accelerometri e giroscopi.

Oltre alla possibilità di poter realizzare molte tipologie di sensori diversi, i MEMS permettono di ottenere degli strumenti con alta affidabilità e prestazione, nonché, come già detto, di piccole dimensioni e costo ridotto.

Spesso i MEMS vengono utilizzati per la realizzazione di sistemi di monitoraggio wireless, riducendo di molto i costi del sistema e di installazione. Lo schema di funzionamento dei sensori wireless è rappresentato in [Figura 3.6](#). I dati dei sensori, dotati di un sistema di autoalimentazione, sono costantemente trasmessi tramite una connessione internet ad un acquisitore ed elaboratore di dati, usualmente dotato di una memoria interna che consente di memorizzare tutte le misurazioni. I dati archiviati sono accessibili da remoto tramite connessione internet. Inoltre, nei casi in cui l'elaboratore di dati rilevi dei valori anomali delle grandezze misurate, può inviare un messaggio di allerta ai soggetti di competenza. Le reti wireless sembrano essere molto promettenti, ma alcuni problemi relativi al consumo energetico dei sensori, alla capacità di archiviazione, alla potenza di calcolo e alla larghezza di banda del sistema devono ancora essere analizzati a fondo e risolti per garantire l'efficienza completa del sistema di monitoraggio.

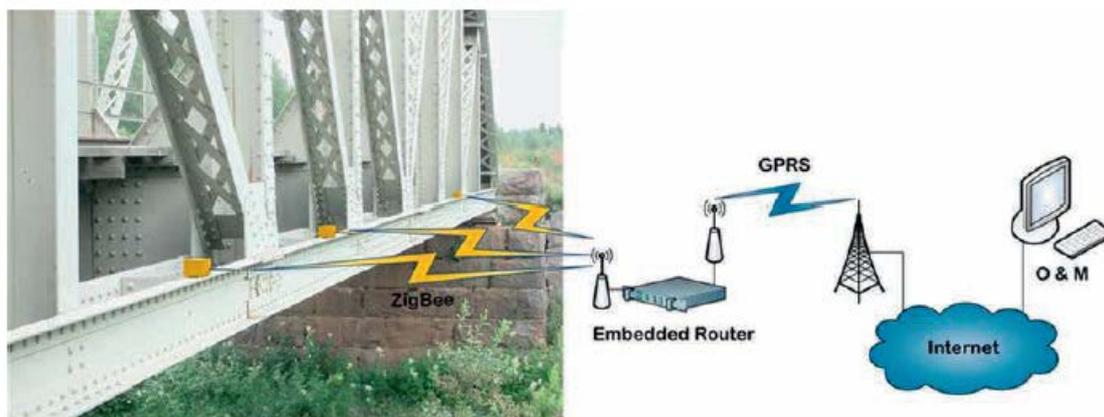


Figura 3.6: Schema di funzionamento dei sensori Wireless. Immagine tratta da (Clemente P. , Monitoraggio, valutazione e adeguamento dei ponti esistenti, 2020).

### Sistemi WIM

I sistemi di pesatura dinamica (Weight in Motion – WIM) vengono utilizzati per monitorare il peso e la tipologia di mezzi che transitano sulla strumentazione.

Il sistema di rilevamento è composto da uno o più sensori di pressione, di solito piezoelettrico o realizzato in fibra ottica, posti in piastre di acciaio installate sulla superficie stradale o posti all'interno di sottili nastri inseriti in fenditure nell'asfalto di solito larghe 2-3 cm, e collegati ad un acquirente. Quando un asse di un veicolo transita sul sistema, deforma il sensore che registra una variazione della deformazione che viene poi convertita in peso. Installando più sistemi di questo tipo consecutivi è possibile calcolare, inoltre, la velocità del veicolo.

Tali sistemi permettono di monitorare il volume ed il peso dei veicoli transitanti in una tratta stradale, fornendo quindi informazioni importanti per definire la popolazione di mezzi caratterizzanti la sezione monitorata, fondamentali per una serie di attività tra cui lo sviluppo di piani di manutenzione ottimizzati e di sistemi di supporto decisionali proattivi. Inoltre, a seconda della raffinatezza dei sistemi, questi sono in grado di fornire, oltre alla velocità, come già detto, il numero di assi per veicolo, la distanza tra primo ed ultimo asse transitante, la larghezza dell'asse ed eventualmente la presenza di assi con ruote gemellate. In relazione al monitoraggio di ponti e viadotti, queste informazioni possono essere di fondamentale importanza per correlare le grandezze misurate dai sensori dislocati sulla struttura e le azioni da traffico a cui l'opera è soggetta. Di contro, usualmente, tali sistemi sono soggetti ad usura frequente, soprattutto se la sezione stradale monitorata è soggetta al passaggio di un numero notevole di mezzi pesanti; inoltre, la loro installazione richiede l'interruzione del traffico della tratta stradale.

Per ovviare a tali problematiche, negli ultimi anni sono state sviluppate diverse tecniche per l'implementazione del Bridge Weight in Motion (B-WIM), che permette di risalire alle caratteristiche dei carichi da traffico dell'opera utilizzando misure di spostamento, rotazione e deformazione dell'impalcato del ponte associate ad algoritmi che si basano sulle linee di influenza dell'impalcato stesso (Lydon, Taylor, Robinson, Mufti, & O'Brien, 2016).

### 3.1.2. SAR

I sistemi ad interferometria SAR consentono di monitorare i movimenti della superficie terrestre attraverso dei satelliti dedicati in cui è installato un sensore radar interferometrico di tipo attivo, come quello utilizzato per le tecniche di monitoraggio TInRAR, che permette di avere immagini della superficie terrestre in qualsiasi condizione atmosferica e con alta risoluzione. Il radar emette dei “pacchetti” di onde elettromagnetiche nella banda di frequenza delle onde radio con una frequenza precisa di ripetizione. Tali onde vengono riflesse dagli oggetti presenti sulla superficie terrestre e tornano verso il satellite per poi essere acquisite dal sensore. Misurando la variazione di fase dell’onda riflessa ad ogni passaggio del satellite su uno stesso punto è possibile valutarne lo spostamento. Tale metodo viene denominato DInSAR o interferometria differenziale.

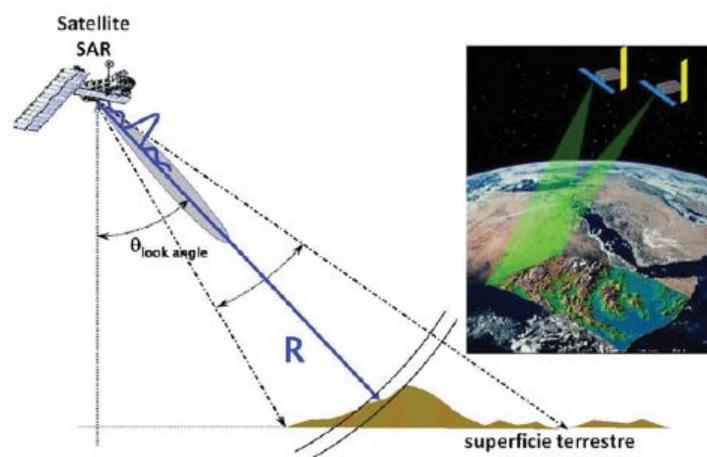


Figura 3.7: Sistema di acquisizione ad interferometria SAR. Immagine tratta da (Chini, Bignami, & Stramondo, 2012).

Negli ultimi anni è stata sviluppata la tecnica PSInSAR che impiega lunghe serie temporali di immagini radar provenienti da satelliti che, basandosi sull’osservazione degli spostamenti di Permanent Scatterers, ovvero di veri e propri bersagli per il radar che mantengono la stessa firma elettromagnetica nel tempo, come grandi opere civili, consentono di individuare e misurare i fenomeni deformativi della superficie terrestre.

Le tecniche interferometriche SAR o (InSAR) vengono utilizzate in numerosi ambiti, come le ricerche petrolifere e per il monitoraggio di fenomeni franosi e di instabilità di versanti e terreni. Negli ultimi anni, il monitoraggio degli spostamenti della superficie terrestre è stato utilizzato anche per la pianificazione territoriale da numerose amministrazioni. Tra le recenti applicazioni di questa tecnica rientra il monitoraggio e l’analisi della stabilità della rete viaria provinciale della città metropolitana di Milano nell’ambito dell’accordo con l’ASI (Agenzia Spaziale Italiana), che ha reso disponibili i dati della stazione spaziale COSMO-SkyMed. Dalle analisi condotte sul territorio è stato possibile individuare le tratte stradali sottoposte a maggiori spostamenti e quindi evidenziare le opere d’arte, come ponti e viadotti più colpiti da tali fenomeni e quindi da sottoporre a controlli immediati. Tale tecnica di monitoraggio può quindi essere applicata anche ai ponti al fine valutarne gli spostamenti ed il comportamento. In

particolare, i dati provenienti da satellite sono stati utilizzati per lo studio a posteriori di ponti collassati, per validare dati provenienti da altra sensoristica ma anche per valutare gli spostamenti su un'opera indotti da crepe di saldatura in ponti metallici e fessurazione estesa in travi in c.a.p. post tese (Cusson, Rossi, & Ozkan).

### 3.1.3. Monitoraggio di ponti e viadotti

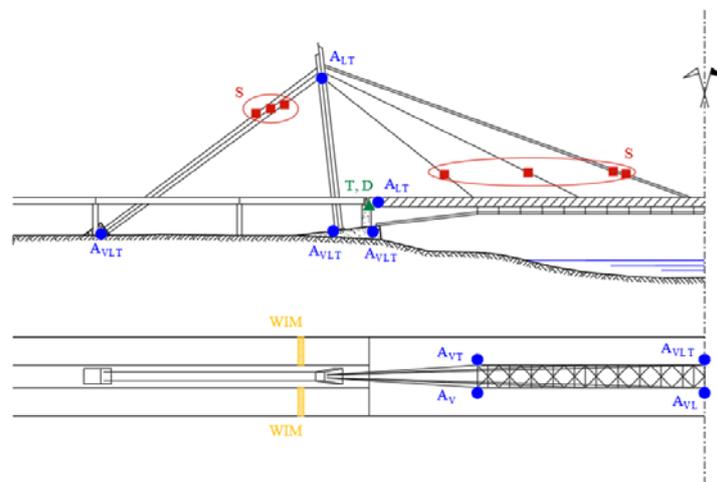
Il monitoraggio strutturale nell'ambito dell'ingegneria civile non è ancora del tutto consolidato, vista la difficoltà di sviluppare processi di monitoraggio del tutto computerizzati a causa della grande varietà di strutture ed infrastrutture, spesso uniche tra loro, che si intendono studiare. Si parla, ad esempio, di stadi, palazzetti, grandi strutture con ampi spazi, tunnel, stazioni metropolitane, torri (Li, Ren, Jia, Yi, & Li, 2016), edifici isolati sismicamente (Buffarini, Clemente, Ianniruberto, Ormando, & Scafati, 2023) e monumenti storici (De Stefano, Matta, & Clemente, 2016).

Anche per i ponti, le tecniche, le modalità di monitoraggio e le applicazioni sono in grande numero e molto diverse tra loro. Di seguito si riportano alcuni esempi.

Negli Stati Uniti, le due volte in muratura di approccio al ponte di Brooklyn sono state strumentate con un sistema di monitoraggio in fibra ottica con lo scopo di valutare l'evoluzione del quadro fessurativo rilevato durante le ispezioni visive ordinarie (Talebinejad, Fischer, & Ansari, 2011) e prevenire l'insorgenza di possibili collassi. Al tal fine sono stati installati sensori per la valutazione dell'apertura delle fessure, accelerometri, inclinometri, sensori di spostamento e sensori di temperatura, la cui disposizione è stata ottimizzata in termini di rapporto efficienza-costi. Le analisi hanno consentito il monitoraggio delle oscillazioni giornaliere dell'apertura delle fessure e gli spostamenti di un muro e di una volta in funzione della variazione di temperatura stagionale.

Il ponte pedonale Streicker Bridge costruito nel campus dell'Università di Princeton è stato dotato di un sistema di monitoraggio completamente in fibra ottica (Sigurdardottir & Glisic, 2015). Il ponte, lungo 104 metri è composto da una campata centrale, composta da un impalcato in c.a.p. altamente performante sorretto da un arco in acciaio, a cui afferiscono 4 vie di accesso, due per ogni lato ed ognuna composta da una trave continua in c.a.p. sorretta da pile in acciaio. Il ponte è monitorato attraverso due sistemi diversi implementati sin dalle fasi di costruzione: un sistema è volto al monitoraggio del comportamento globale della struttura, realizzato tramite estensimetri FBG e sensori di temperatura, l'altro è volto al monitoraggio dell'integrità strutturale e formato da sensori distribuiti in fibra ottica basati sullo scattering di Brillouin. Tali sistemi di monitoraggio hanno consentito di valutare l'influenza sulla struttura delle diverse fasi costruttive, come gli effetti del creep e del ritiro durante la maturazione del calcestruzzo, gli effetti indotti dalla rimozione delle casseforme e dalle forze di post tensione. Hanno inoltre permesso la caratterizzazione dinamica della struttura e, in futuro, consentiranno il rilevamento e l'individuazione di possibili degradi e danneggiamenti.

Con riferimento ai ponti strallati, ci sono state installazioni in tutto il mondo (Li & Ou, 2015). Spesso per tali ponti i sistemi di monitoraggio continui hanno lo scopo di controllare il comportamento degli stralli, che risultano essere gli elementi più fragili del ponte, spesso soggetti a corrosione, fenomeni di fatica e notevoli vibrazioni. Tuttavia non sono mancate le applicazioni di monitoraggi brevi per la caratterizzazione dinamica di tali strutture. In Italia, si ricordano le analisi sperimentali effettuate sul ponte Indiano a Firenze (Clemente, Bongiovanni, Buffarini, & Saitta, 2019) in cui un sistema di monitoraggio composto da accelerometri, estensimetri, inclinometri, sensori di spostamento e sistemi WIM (Figura 3.8), hanno permesso di ricavare le proprietà dinamiche della struttura e calibrare un modello numerico utilizzato per effettuare le verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.



*Figura 3.8: Layout di sensori implementati sul ponte Indiano, dove A (cerchio blu) sta per accelerometro ed i pedici V, L e T rappresentano la direzione verticale, longitudinale e trasversale dello strumento, S (quadrato rosso) rappresenta gli accelerometri e gli estensimetri implementati sugli stralli, T e D (triangolo verde) rappresentano rispettivamente l'inclinometro e il sensore di spostamento relativi posti sull'impalcato e WIM (arancione) rappresenta il sistema di pesatura dinamica implementato.*

Con riferimento alle tecniche di interferometria SAR a ponti e viadotti, è importante menzionare lo studio effettuato da alcuni ricercatori del Jet Propulsion Laboratory della NASA, dell'University of Bath in Inghilterra e dell'Agenzia Spaziale Italiana per lo sviluppo di un metodo, basato sul SAR, per l'individuazione dell'insorgenza di possibili deformazioni di pre-rottura nei ponti (Milillo, et al., 2019). Il metodo è stato applicato allo studio del ponte Polcevera (Genova) collassato nel 2018, analizzando dati provenienti dalla costellazione di satelliti COSMO-SkyMed e Sentinel-1A/B e dal satellite Envisat e relativi ad un intervallo temporale di 15 anni, dal 2003 al 2018. Lo studio ha permesso di generare una mappa degli spostamenti relativi della struttura, rivelando che questi hanno subito un incremento dal 2015, specialmente in corrispondenza della pila che ha causato il collasso dell'opera.

Infine, per quanto riguarda il monitoraggio italiano di ponti, oltre al ponte Indiano, è necessario menzionare la rete di monitoraggio sismico avviata dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), che comprende diverse infrastrutture critiche, ed il sistema di monitoraggio implementato sul viadotto San Giorgio, opera che è andata a

sostituire il viadotto Polcevera, di cui si è appena parlato, e che rappresenta un simbolo di efficienza ed innovazione per l'ingegneria italiana.

### *Osservatorio Sismico delle Strutture*

Il Dipartimento della Protezione Civile ha avviato una strategia di monitoraggio sismico che si basa su tre reti nazionali:

- La rete sismica nazionale (INGV, s.d.), che comprende circa 300 stazioni distribuite su suolo italiano. Tale rete viene gestita dal Centro Nazionale Terremoti (CNT) dell'INGV ed ha il fine di effettuare una sorveglianza sismica per determinare l'epicentro e la magnitudo di tutti gli eventi sismici che coinvolgono la nostra penisola;
- La Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) (Dipartimento della Protezione Civile, Ran - Rete Accelerometrica Nazionale, s.d.), installata al fine di monitorare le accelerazioni al suolo di eventi sismici intensi e gestita dal Servizio Monitoraggio Sismico del Territorio;
- L'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) (Dipartimento della Protezione Civile, Osservatorio Sismico delle Strutture, s.d.), installata al fine di monitorare in modo permanente le accelerazioni di una serie di opere distribuite sul territorio nazionale e gestita dal Servizio di Monitoraggio Sismico del Territorio.

Con riferimento all'OSS, il progetto è nato nel 1995, quando sono stati installati i primi accelerometri su un edificio in c.a. a Potenza. Negli anni il numero dell'opere monitorate è cresciuto notevolmente: al 2022 la rete comprendeva 156 strutture tra edifici, ponti e dighe. Queste strutture sono distribuite sul territorio nazionale seguendo quella che è la mappa di pericolosità sismica (Figura 3.9).

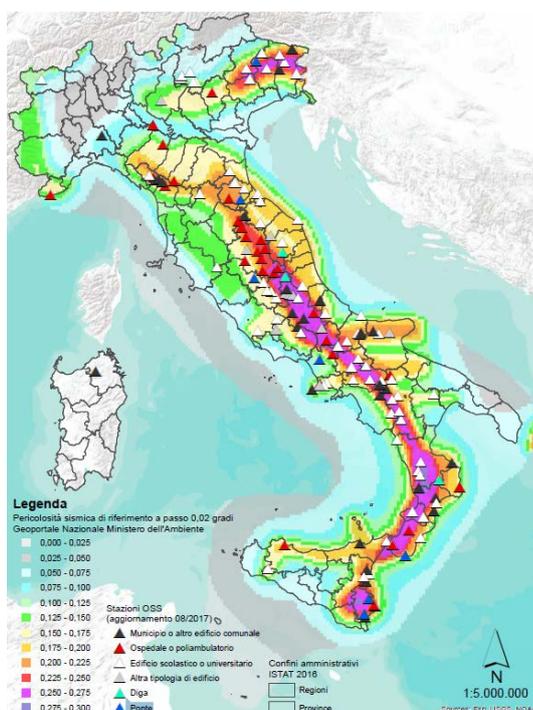


Figura 3.9: Mappa Osservatorio Sismico delle strutture. Immagine scaricata da (Dipartimento della Protezione Civile, Osservatorio Sismico delle Strutture, s.d.).

Il fine è quello di valutare, seppur in modo approssimato, il danno indotto da un evento sismico alle strutture monitorate, in modo tale da poter estendere tale valutazione alle tipologie di strutture simili che si trovano nelle aree colpite dal sisma.

Il sistema di monitoraggio implementato su ogni opera è costituito da accelerometri di tipo forze balance distribuiti in vario modo sulla struttura e a terra. I sensori possono essere collegati alla centralina di acquisizione via cavo o con connessioni wi-fi. La centralina invia i dati acquisiti via Internet al server del DPC. Quindi, in seguito ad un evento sismico, i dati acquisiti dalla centralina vengono immediatamente registrati dal server centrale ed elaborati in modo automatico al fine di produrre una scheda di sintesi in cui riportare i principali parametri di risposta dinamica delle strutture interessate dal terremoto, come, ad esempio, i valori di PGA o dello spostamento massimo della struttura.

Con riferimento ai ponti, l'OSS monitora 7 strutture (Figura 3.10), 4 in c.a. o c.a.p., 1 ad arco in muratura e due con struttura mista acciaio – c.a.. Ognuna di queste opere è strumentata con un numero di sensori variabile tra 21 e 38. Il comportamento di una di queste opere, il viadotto Cesi, durante alcuni dei terremoti che hanno colpito l'Italia centrale negli ultimi due decenni è stato oggetto di studio da parte dall'ENEA (Bongiovanni, Cellilli, Clemente, Giovinazzi, & Ormando, 2021). Ai risultati di questo studio verrà dedicato un paragrafo del successivo capitolo.



Figura 3.10: Ponti monitorati dall'OSS. Immagine tratta da Google Earth Pro.

### *Ponte San Giorgio*

Il ponte San Giorgio di Genova (Figura 3.11) è il nuovo viadotto, inaugurato il 3 agosto 2020, che ha sostituito il ponte sul Polcevera o ponte Morandi, collassato il 14 agosto 2018, provocando il decesso di 43 persone e interrompendo un collegamento fondamentale all'interno della città di Genova. L'apertura del viadotto, avvenuta il 4

agosto 2020, a meno di 14 mesi dall'inizio dei lavori di costruzione, rappresenta un simbolo di eccellenza ed efficienza sia per le istituzioni che per l'ingegneria italiane.

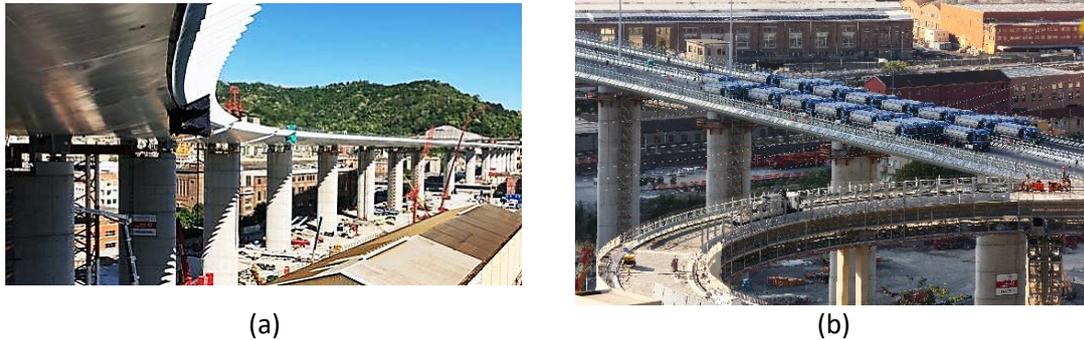


Figura 3.11: Foto del viadotto (a) durante la costruzione e (b) durante il collaudo. Le foto sono state fornite da Cetena S.p.a.

Il nuovo ponte è costituito da un impalcato continuo lungo 1067 m che ospita 2 corsie per senso di marcia ed è sostenuto da 18 pile in cemento armato di forma ellittica (Monaco, 2020). Le tre campate principali, in prossimità dell'attraversamento del fiume Polcevera, hanno una luce di 100 m, mentre le restanti campate sono caratterizzate da una luce di 50 m, ad eccezione di due campate, con luce di 40 m e 26 m. L'impalcato, appoggiato sulle pile tramite isolatori a pendolo, è costituito da un cassone in acciaio, la cui forma ricorda lo scafo di una nave, ed una soletta in cemento armato.

Nonostante la semplicità strutturale che lo caratterizza, il ponte San Giorgio rappresenta un esempio di avanzata tecnologia nel nostro paese (Clemente & Ormando, Winter 2021). L'opera è stata, infatti, concepita per divenire un'infrastruttura intelligente che, grazie all'implementazione di un sistema di monitoraggio integrato, permette di:

- Autosostenersi a livello energetico, grazie all'installazione dei pannelli solari ai bordi dell'impalcato;
- Monitorare il comportamento strutturale e i fenomeni di degrado, le sue strutture di servizio e le condizioni ambientali;
- Automatizzare le ispezioni visive dell'impalcato;
- Automatizzare la pulizia dei pannelli solari installati ai bordi dell'impalcato;
- Creare un database che consenta una programmazione efficiente ed efficace degli interventi di manutenzione.

Già durante le fasi di costruzione, la struttura è stata monitorata grazie all'implementazione di estensimetri piezoelettrici posizionati sulle travi ed ulteriori sensori posizionati sulla soletta e sui dispositivi di isolamento. Tale sistema di monitoraggio è stato utilizzato per monitorare la risposta dell'opera anche durante la fase di collaudo (Figura 3.11, b), sia statico che dinamico, effettuata tramite l'utilizzo di 54 tir da 44 tonnellate. I sensori utilizzati in queste fasi sono stati dismessi a seguito dell'implementazione del sistema di monitoraggio progettato per la gestione del ponte durante tutto l'arco della sua vita.

Il sistema di monitoraggio definitivo è stato progettato da Italfer e da Cetena S.p.a. e ha previsto l'implementazione di diverse tipologie di sensori (Redazione di Strade & Autostrade, 2020). Lungo l'impalcato in acciaio corre una dorsale in fibra ottica su cui sono installati sensori FBG, in particolare sono presenti 75 inclinometri, 50 accelerometri e 50 estensimetri (Figura 3.12). Inoltre, sul plinto di fondazione, alla base ed all'estremità superiore di ogni pila sono installati un inclinometro ed un accelerometro, entrambi a fibra ottica. I dati provenienti dagli accelerometri sono acquisiti ed analizzati tramite degli algoritmi OMA, che consentono di monitorare in tempo reale le caratteristiche dinamiche dell'opera. Al fine di monitorare lo spostamento relativo tra impalcato e pile indotto dalle deformazioni termiche, sono stati utilizzati 30 sensori di spostamento a tecnologia radar (Figura 3.13). I dati provenienti da questi sensori vengono letti ed analizzati insieme ai dati provenienti dai 25 sensori di temperatura posizionati all'interno del cassone in acciaio. Inoltre, 3 unità di controllo meteo, fornite dalla Techom, e 3 anemometri sono stati posizionati alle estremità ed al centro dell'opera per il controllo della temperatura esterna, dell'umidità, della pressione dell'aria, della pioggia e dell'intensità e direzione del vento.

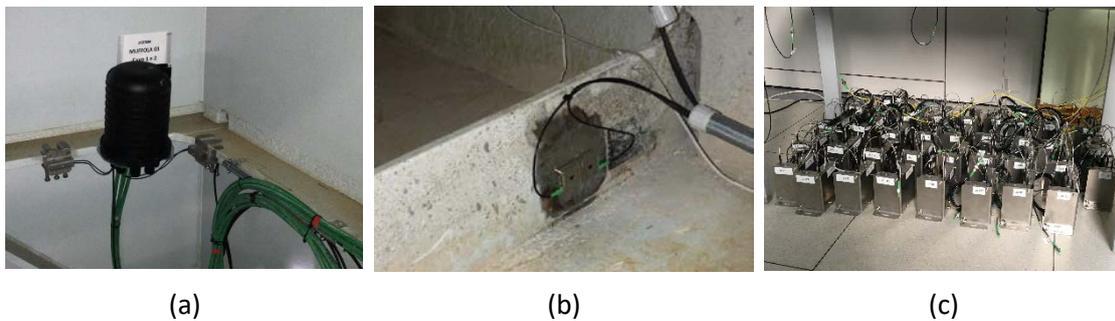


Figura 3.12: (a) Accelerometro, (b) Estensimetro e (c) Inclinometri a fibra ottica implementati nel ponte San Giorgio. Le foto sono state fornite da Cetena S.p.a. e Fincantieri.

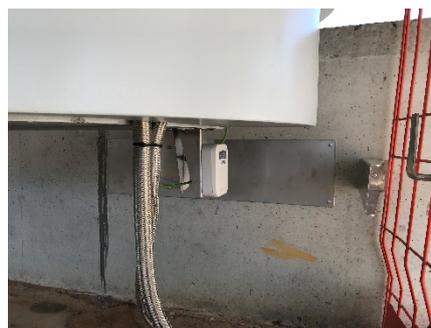


Figura 3.13: Sensore di spostamento radar implementato nel ponte San Giorgio. Le foto sono state fornite da Cetena S.p.a. e Fincantieri.

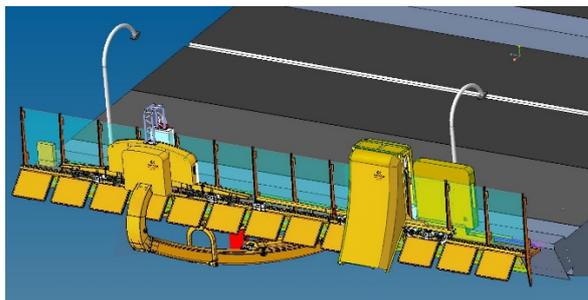
Per migliorare la comprensione delle misure di accelerazione, spostamento e deformazione, la iWim ha realizzato 4 sistemi WIM, annegando nell'asfalto 2 piastre di pesatura dinamica per ogni corsia (Figura 3.14). Queste piastre sono realizzate in acciaio inossidabile ed ospitano una cella di carico in fibra ottica che consente la pesatura di ogni asse dei veicoli. Inoltre, sono state installate 4 telecamere fornite dalla società Tattile, che, oltre a controllare i limiti di velocità, consentono di rilevare le targhe dei veicoli eccedenti i limiti di peso concessi per il transito dal Codice della Strada.



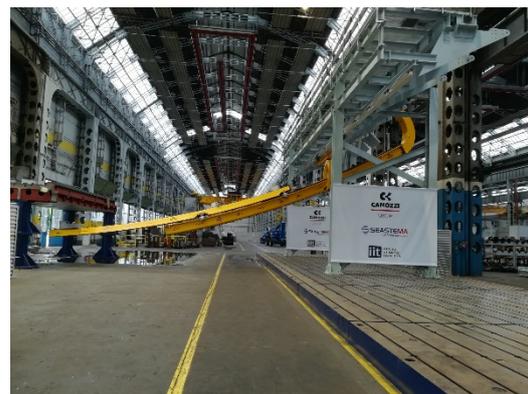
Figura 3.14: Piastre di pesatura dinamica installati nel ponte San Giorgio. Le foto sono state fornite da Cetena S.p.a. e Fincantieri.

Il sistema di monitoraggio è stato completato con l'installazione di 4 robot, 1 Robot Inspection e 1 Robot Wash per ogni lato dell'opera, che sono in grado di scorrere lungo tutto l'intradosso del ponte grazie ad apposite rotaie posizionate ai bordi esterni dell'impalcato e che possono lavorare in modo totalmente automatico o essere attivati da remoto (Larosa, 2020). I robot sono stati progettati dell'Istituto Italiano di Tecnologia di Genova, mentre le loro strutture sono state realizzate dalla stampante 3D più grande al mondo, la Masterprint, di proprietà del gruppo Camozzi.

Il robot Inspection è lungo 7 metri e pesa circa 2.2 tonnellate. È dotato di un braccio retrattile che può raggiungere il centro dell'intradosso dell'impalcato. All'estremità di tale braccio sono state installate delle telecamere ad alta definizione ed alcuni sensori che consentono il monitoraggio della superficie della parte inferiore del cassone e quindi l'individuazione di possibili degradi, come la presenza di corrosione o le condizioni delle giunzioni in acciaio. Inoltre, è prevista la possibilità di installare delle telecamere multispettrali che possono consentire l'effettuazione di analisi chimiche. Grazie a questo robot è quindi possibile osservare in tempo reale la possibile presenza di degradi nell'intradosso del cassone in acciaio e realizzare un database per valutare l'evoluzione di tali fenomeni.



(a)



(b)

Figura 3.15: (a) Rendering del Robot Inspection e (b) braccio retrattile. Le foto sono state fornite dal gruppo Camozzi.

Il robot Wash è lungo 8m, alto 3.5 m e pesa circa 2 tonnellate. È dotato di sensori in grado di rilevare la sporcizia accumulata sui pannelli solari e sui pannelli antivento, che può essere rimossa grazie a getti di aria o acqua. Nell'ottica dell'autosostentamento,

per tali operazioni viene utilizzata acqua piovana. Il robot è inoltre dotato di accelerometri e anemometri per rilevare le condizioni ambientali, in modo tale da non operare in condizioni climatiche avverse.

La camera di controllo del sistema di monitoraggio è posizionata alla fine della galleria Coronata, collocata all'estremità ovest del viadotto. I dati sono acquisiti e controllati dal sistema Scada, sviluppato da Seastema, e sono elaborati grazie a due algoritmi, uno che controlla i cicli di carico per monitorare gli effetti di fatica e l'altro in grado di estrarre i parametri modali. Inoltre, il sistema Scada è in grado di inviare automaticamente dei messaggi di allerta a chi di competenza in caso alcuni dei parametri monitorati superino dei valori di soglia prefissati.

Il ponte San Giorgio è stato quindi dotato di un sistema di monitoraggio integrato ed intelligente che consente di fornire informazioni sia sulla struttura che sull'ambiente circostante, consentendo di gestire in modo ottimale sia gli impianti che gli interventi di manutenzione.

### 3.2. Tecniche di rilevamento del danno: Stato dell'arte

Come detto precedentemente, lo stato di conservazione di una struttura viene valutato usualmente attraverso ispezioni visive o test sperimentali condotti localmente. Tali rilevamenti avvengono di solito con cadenza prefissata, si valuta cioè lo stato della struttura non in modo continuo, ma in determinati momenti della sua vita più o meno ravvicinati. Inoltre, le ispezioni visive possono dare indicazioni solamente sulle parti di struttura visibile ed hanno lo svantaggio di essere fortemente legate alla soggettività dell'ispettore, come dimostrato in (Graybeal, Phares, Rolander, Moore, & Washer, 2002).

Dunque, l'implementazione di un sistema di monitoraggio continuo per l'individuazione di possibili degradi e danneggiamenti, che possa dare informazioni sullo stato della struttura 24h/24, risulta di fondamentale importanza per tutte le infrastrutture ritenute critiche o che presentano rischi maggiori, con vantaggi sia dal punto di vista della sicurezza dell'opera, che economici. Infatti, connesso al rilevamento precoce del danneggiamento, vi è il concetto di manutenzione preventiva su richiesta basata proprio sul monitoraggio. Riconoscendo un danneggiamento o un degrado ai suoi primi stadi è possibile intervenire tempestivamente per ripristinare le condizioni iniziali dell'opera. In tal modo, è possibile evitare che la struttura o alcuni dei suoi componenti non vengano sfruttati in maniera efficiente, come avviene usualmente nella manutenzione programmata o prevenzione ciclica, e soprattutto che il danno possa diventare di grave entità o addirittura irreversibile, come di solito accade quando si effettuano interventi di manutenzione a guasto (Candigliota, Clemente, & Immordino, 2020).

Di seguito si riassumono brevemente alcuni dei metodi proposti in letteratura per il rilevamento del danno negli impalcati dei ponti.

Il danneggiamento di una struttura può essere definito come un deterioramento dell'integrità dell'opera che può portare ad una riduzione dell'efficienza e della sicurezza della struttura stessa. Come danneggiamento può quindi essere intesa qualsiasi differenza si venga a creare nella struttura tra il tempo della sua costruzione ed il tempo presente in termini di caratteristiche dei materiali o proprietà geometriche, come ad esempio fessurazione, corrosione o fenomeni di fatica, che possono indurre effetti indesiderati nella struttura stessa (Khoshnoudian & Esfandiari, 2011). Quindi, l'identificazione del danno attraverso un SHM viene effettuata osservando la risposta della struttura alle diverse sollecitazioni a cui può essere soggetta.

In letteratura (Farrar & Jauregui, 1998), si fa riferimento a 4 livelli di rilevamento del danno con accuratezza crescente:

- 1) Identificazione della presenza di un danno;
- 2) Identificazione e localizzazione del danno;
- 3) Identificazione, localizzazione e stima dell'intensità del danno;
- 4) Identificazione, localizzazione e stima dell'intensità del danno e stima della vita rimanente dell'opera.

Inoltre, in base alle grandezze monitorate ed alle tecniche con cui i dati vengono analizzate, si possono individuare due metodologie di identificazione: statica e dinamica. Nei metodi statici si studia l'andamento nel tempo delle grandezze misurate, mentre nei metodi dinamici si studia l'andamento delle caratteristiche dinamiche di una struttura ricavate dalle grandezze misurate.

### 3.2.1. Metodi di identificazione statici

In letteratura sono proposti diversi metodi ed indici di degrado che consentono di rilevare la presenza di un danno ed alcune volte localizzarlo e quantificarlo. Usualmente, tali metodi prevedono il monitoraggio di spostamenti e rotazioni.

#### *Misura degli spostamenti*

In (Chen, Zhu, & Chen, 2005) viene proposta una metodologia a due fasi per l'individuazione e localizzazione del danno, basata sulla *Grey relational analysis* GRA, introdotta nel 1982 dal professore Den Julong, a partire dalla misurazione degli spostamenti.

Per un determinato caso di carico  $k$ , a partire dalla conoscenza degli spostamenti in nodi determinati della struttura integra e danneggiata, è possibile ricavare, attraverso il metodo delle differenze finite, la curvatura in un determinato nodo  $\rho_i$ , a partire dalla conoscenza dello spostamento del nodo stesso  $u_i$ , del precedente  $u_{i-1}$  e del successivo  $u_{i+1}$ :

$$\rho_i^{(h)}(k) = \frac{u_{i-1}^{(h)}(k) + u_{i+1}^{(h)}(k) - 2u_i^{(h)}(k)}{l_{i-1}l_{i+1}} \quad (37)$$

$$\rho_i^{(d)}(k) = \frac{u_{i-1}^{(d)}(k) + u_{i+1}^{(d)}(k) - 2u_i^{(d)}(k)}{l_{i-1}l_{i+1}} \quad (38)$$

Dove  $h$  e  $d$  indicano, rispettivamente, la struttura integra e danneggiata e  $l_{i-1}$  e  $l_{i+1}$  rappresentano, rispettivamente, la distanza tra il nodo  $i-1$  ed  $i$  ed il nodo  $i$  e  $i+1$ .

Nota la curvatura, è possibile calcolare il coefficiente GRC per ogni nodo e caso di carico:

$$GRC_i(k) = \frac{\min_i \min_k \rho_i(k) + \alpha \max_i \max_k \rho_i(k)}{\rho_i(k) + \alpha \max_i \max_k \rho_i(k)} \quad (39)$$

In cui  $\rho_i(k) = \left| \rho_i^{(d)}(k) - \rho_i^{(h)}(k) \right|$ ,  $\alpha$  è pari a 0.5 e  $k$  rappresenta il numero dei casi di carico considerati. Il coefficiente GRC, che deriva dalla GRA, rappresenta il grado di relazione tra le grandezze prese in esame: un valore pari all'unità è indice di una struttura integra; mentre, tanto minore risulta essere il coefficiente, tanto maggiore è la probabilità che, in prossimità del nodo per cui il coefficiente è calcolato, ci sia un danneggiamento. Oltre a fornire un indice che rilevi e localizzi il danno, gli autori propongono un metodo per la sua quantificazione attraverso la minimizzazione dell'errore tra la differenza degli spostamenti ottenuti dalle misurazioni e da quello teorico.

In (Ha & Fukada, 2017) vengono proposti due indici, il DAC (Displacement Assurance Criterion) ed il DBI (Displacement Based Index), rispettivamente per il rilevamento e la localizzazione del danno, determinati a partire dalle misurazioni degli spostamenti di una struttura. Entrambi gli indici sono ricavati tramite formulazioni matematiche in cui compaiono lo spostamento verticale della struttura degradata e della struttura integra per un numero predeterminato di punti individuati su una trave. Si riportano, rispettivamente, le espressioni proposte per ricavare il DAC ed il DBI:

$$DAC = \frac{(\sum_{i=1}^n \psi_{di} \psi_{hi})^2}{[\sum_{i=1}^n \psi_{di}^2][\sum_{i=1}^n \psi_{hi}^2]} \quad (40)$$

$$DBI_i = \max\left(0, \frac{\Delta u_i - \text{mean}(\Delta u_i)}{\text{std}(\Delta u_i)}\right) \quad (41)$$

dove  $\psi_{di}$  e  $\psi_{hi}$  sono gli spostamenti normalizzati del nodo  $i$  rispettivamente della struttura danneggiata e di riferimento (integra),  $n$  è il numero di nodi per cui si effettua la misura e  $\Delta u_i = |u_{di} - u_{hi}|$ , dove  $u_{di}$  e  $u_{hj}$  sono gli spostamenti nel nodo  $j$  rispettivamente per la struttura danneggiata ed integra.

Con riferimento al DAC, si nota che esso è un indice di tipo globale, ovvero riferito all'intera struttura. Un valore pari all'unità denota una struttura integra, mentre valori inferiori indicano la presenza di un danneggiamento. Le analisi parametriche effettuate dagli autori hanno mostrato che l'indice è in grado di rilevare degradi anche di piccola intensità, anche se valori associati a tali tipi di danneggiamento si discostano poco dall'unità. Inoltre, sono state effettuate due analisi al fine individuare il numero ottimale di punti di misura da utilizzare per ottenere valori rappresentativi del DAC. Per il monitoraggio di una trave, sembrerebbe che 7 punti di misura siano sufficienti per ottenere un indice affidabile.

L'indice DBI è invece un indice puntuale, che viene ricavato per ogni punto di misurazione. Un valore pari a zero denota l'assenza di un danno, mentre valori superiori indicano che il nodo in esame è collocato vicino ad una zona danneggiata. Dalle analisi condotte dagli autori si evince che l'indice non è influenzato né dal tipo né dall'entità del carico considerato. La posizione ed il numero di punti di misura influenzano notevolmente l'individuazione e localizzazione del danno.

Nel complesso i tre indici proposti fino ad ora sono in grado di rilevare la presenza di un danneggiamento e la sua posizione su una struttura. L'applicazione dei metodi su strutture reali potrebbe tuttavia non essere conveniente, in quanto è necessario utilizzare numerosi punti di misura e conoscere le deformate della struttura integra indotte dagli stessi carichi utilizzati per condurre la prova della struttura nel suo stato di fatto.

I metodi esposti fino ad ora utilizzano sensori dislocati in diversi punti della struttura per la misura dello spostamento. Altri approcci proposti in letteratura prevedono l'utilizzo delle linee di influenza, e quindi la misurazione dello spostamento di un numero inferiore di punti.

(Ono, Ha, & Fukada, 2019) riprende i metodi proposti da (Chen, Zhu, & Chen, 2005) e (Ha & Fukada, 2017), utilizzando gli spostamenti derivanti dalle linee di influenza ricavabili da uno o più punti di misura al passaggio di un veicolo sull'impalcato. In particolare, sfruttando il teorema di reciprocità di Maxwell-Betti, considerando un punto di misura sull'impalcato, viene ricavata la deformata della struttura in un generico punto indotta da un carico agente sul punto di misura, registrando lo spostamento verticale del punto di misura quando il carico agisce sul generico punto. Gli autori propongono, inoltre, di modificare il metodo proposto da (Chen, Zhu, & Chen, 2005) e calcolare il GRC direttamente per gli spostamenti, in quanto viene ritenuto che il metodo per la determinazione della curvatura possa dare risultati troppo approssimati se si utilizza una distribuzione troppo grossolana di punti di applicazione del carico.

Al fine di confrontare i due indici considerati e valutare l'efficacia dell'utilizzo delle linee di influenza, gli autori hanno condotto delle analisi parametriche sul modello numerico sviluppato con un software ad elementi finiti di una campata sghemba di un ponte con danneggiamento presente sulla soletta. I risultati delle analisi hanno permesso di stabilire che, per quanto riguarda il rilevamento e la localizzazione di un singolo danno, sia il GRC che il DBI forniscono quasi sempre risultati apprezzabili se calcolati con un unico punto di misura. Con riferimento alla presenza di più danneggiamenti, il rilevamento del danno risulta efficace solo se il punto di misura si trova su una zona non degradata, da qui la necessità di utilizzare più punti di misura per la corretta localizzazione. Con riferimento al livello di danneggiamento, gli indici subiscono una variazione abbastanza piccola considerando diversi livelli di danneggiamento, tuttavia, disponendo di una quantità vasta di dati è possibile osservare il progredire del danneggiamento, se presente. Il metodo proposto sembra essere valido ma per la sua applicazione è necessario disporre di più sensori di spostamento e necessariamente di un WIM per valutare la posizione del veicolo transitante sul ponte.

Un altro approccio basato sulle linee di influenza e quindi sul teorema di Maxwell-Betti era stato proposto anche qualche anno prima in (Zhen, Tomonori, Mayuko, & Yozo, 2017), in cui il rilevamento del danno si basa sull'osservazione della curvatura calcolata, con il metodo delle differenze finite, a partire da misure di spostamento effettuate in un punto dell'impalcato. Noto, infatti, lo spostamento in un punto al passaggio di un mezzo, è possibile ricavare lo spostamento che si avrebbe in un punto qualsiasi per il carico applicato nel punto di misura. In tale lavoro, viene inoltre proposto un intervallo spaziale su cui basare il calcolo della curvatura in modo tale da ridurre la componente dinamica delle misurazioni. L'influenza di un danneggiamento in una campata di un ponte è stata indagata attraverso un modello numerico mediante un'analisi parametrica, simulando il danno come una riduzione della rigidità delle travi e considerando un carico viaggiante. Le analisi hanno mostrato che, al variare dell'intensità del danno, variazioni più significative della curvatura si rilevano per intensità di danno maggiori; la posizione del punto di misura, sia sulla trave danneggiata che in altre travi, influenza il rilevamento del danneggiamento e sono quindi necessari più punti di misura per rilevare e localizzare il danno. Il danno non viene rilevato se il veicolo non transita sulla trave danneggiata. Il metodo proposto è stato poi implementato su un modello numerico calibrato con i risultati di prove effettuate in sito in cui sono stati modellati la fessurazione e la rottura di un cavo di precompressione.

Infine, in letteratura si trovano riferimenti per il rilevamento del danno e del danneggiamento attraverso indici basati sulla curvatura ricavata a partire dalle misurazioni di spostamento effettuate su veicoli viaggianti TSD (Traffic Speed Deflectometer).

In (OBrien, Martinez, Malekjafarian, & Sevillano, 2017) vengono proposti due indicatori di danno, uno basato sulla curvatura istantanea IC, l'altro sulla curvatura mobile di riferimento MRC. I parametri IC e MRC vengono ricavati a partire dalle misurazioni dello spostamento verticale di una trave effettuate con un TSD attraverso le equazioni:

$$IC(x, t) = \frac{u(x-\Delta x, t) - u(x, t) + 2u(x+\Delta x, t)}{\Delta x^2} \quad (42)$$

$$MRC(x, t) = \frac{u(x-\Delta x, t-\Delta t) - u(x, t) + 2u(x+\Delta x, t+\Delta t)}{\Delta x^2} \quad (43)$$

Dove  $u$  è lo spostamento verticale,  $x$  e  $\Delta x$  sono rispettivamente la posizione ed un incremento della posizione in cui viene effettuata la misura lungo l'asse longitudinale e  $t$  e  $\Delta t$  sono rispettivamente il tempo ed un incremento temporale in cui vengono effettuate le misure di spostamento. Dalle espressioni si nota come, per la valutazione di IC, è necessario disporre di tre sensori equidistanziati sul TSD, mentre, per la valutazione del parametro MRC è sufficiente un solo dispositivo di misura.

Dall'indice IC è possibile ricavare un indicatore di danno, espresso in percentuale, definito come:

$$DR(x) = \frac{IC_d(x) - IC_h(x)}{\min(IC_h(x))} x 100 \quad (44)$$

Dove  $d$  e  $h$  indicano rispettivamente la struttura danneggiata ed integra. Tale indice permette di localizzare il danno ma viene dimostrato che si possono ottenere risultati affidabili solamente per danneggiamenti di intensità medio-alta e alta, in quanto il rumore presente nei segnali (considerato nell'analisi numerica) rende difficile la localizzazione di zone lievemente danneggiate.

L'indice MRC non fornisce, invece, risultati apprezzabili nella rilevazione e localizzazione del danno. Tale parametro può essere però utilizzato per ricavare un indice di danneggiamento globale, calcolato come la root mean square (RMS) delle differenze tra i valori del parametro MRC ricavati per la struttura danneggiata ed integra, secondo l'equazione:

$$RMS_{MRC} = \sqrt{\sum_{i=1}^k (MRC_d - MRC_h)^2} \quad (45)$$

In cui  $k$  rappresenta il numero di punti di misura registrati dal TSD. La RMS fornisce risultati apprezzabili in termini di individuazione della presenza del danno anche se lieve, in quanto non risulta influenzata particolarmente dal rumore, ma non ne consente la localizzazione.

#### *Misura delle rotazioni*

In letteratura, sono presenti studi che, per il rilevamento del danneggiamento, si basano sul monitoraggio della rotazione alle estremità di travi semplicemente appoggiate.

Recentemente, in (OBrien, Brownjohn, Hester, Huseynov, & Casero, 2021), è stata proposta una metodologia per l'identificazione del danno in impalcati di ponti e viadotti a partire proprio dalla misurazione delle rotazioni alle estremità dell'impalcato. Il metodo si basa sull'applicazione del B-WIM (Bridge WIM). A partire dalle misure di rotazione alle estremità dell'impalcato, è possibile infatti risalire ai pesi dei veicoli transitanti sull'opera. Una delle relazioni più utilizzate è la seguente:

$$[P]_{N \times 1} = ([IL]_{K \times N}^T \times [IL]_{K \times N})^{-1} \times [IL]_{K \times N}^T \times [\theta^M]_{K \times 1} \quad (46)$$

In cui  $[P]_{N \times 1}$  è il vettore dei pesi degli assi,  $[IL]_{K \times N}$  e  $[IL]_{K \times N}^T$  sono le matrici contenenti i valori della linea di influenza di ogni asse ad ogni istante di tempo ricavate rispettivamente in modo semi-sperimentale e teorico e  $[\theta^M]_{K \times 1}$  è il vettore delle rotazioni misurate. La linea di influenza ricavata semi-sperimentalmente viene calcolata, nota la distribuzione degli assi di un veicolo e la sua velocità, a partire dalla linea di influenza ricavata durante il processo di calibrazione del modello, effettuato eseguendo prove sperimentali ed utilizzando un mezzo con peso degli assi e velocità noti. Calibrando il modello sulla struttura integra, al verificarsi di un danno, le rotazioni misurate risultano essere maggiori di quelle della struttura integra e quindi si ha una sovrastima del peso totale dei veicoli transitanti sul l'opera.

Confrontando la popolazione transitante ricavata dalle misurazioni sperimentali con quella transitante abitualmente, viene identificata la presenza del danno. In particolare, gli autori propongono i risultati di uno studio basato sull'analisi di un modello numerico di un impalcato di ponte a travata considerando i dati di traffico forniti dalla U.S. Federal Highway Administration per una sezione monitorata del tracciato stradale americano. È stato, quindi, simulato il passaggio di tali veicoli sul modello del ponte danneggiato e, a partire dalla rotazione ad una estremità dell'impalcato, sono stati ricavati i pesi degli assi dei veicoli e confrontati con i pesi reali. I risultati dello studio mostrano che effettivamente questo metodo permette il rilevamento del danneggiamento, ma la sovrastima del peso dei veicoli varia a seconda della distanza del danno dal sensore utilizzato. Per tale motivo è consigliato monitorare entrambe le estremità dell'impalcato. In tal modo è possibile stabilire anche la presunta posizione del danneggiamento.

Un altro approccio è stato invece proposto da (Ferguson, Hester, & Woods, 2022), in cui si considerano le rotazioni misurate alle estremità dell'impalcato come una popolazione da analizzare statisticamente. A partire dalla funzione di probabilità cumulata relativa ai dati derivanti dalla struttura integra e dalla struttura danneggiata, è possibile trovare un indice di danneggiamento, posto pari all'indice EMD (Earth Mover's Distance), che fornisce una misura della distanza presente tra due distribuzioni. Per distribuzioni empiriche ad una dimensione, si considera la formula:

$$EMC(X, Y) = \sum_{i=1}^n |x_i - y_i| \quad (47)$$

Dove  $X$  e  $Y$  rappresentano due distribuzioni empiriche rispettivamente con elementi  $x_i$  e  $y_i$ , che, nel caso in esame, rappresentano le rotazioni ad una estremità dell'impalcato ottenute dalla struttura integra e danneggiata. Al fine di validare l'indice proposto, gli autori hanno condotto numerose analisi su modelli numerici di un impalcato di un ponte reale, modellato attraverso un elemento beam semplicemente appoggiato alle estremità con diverse entità di danneggiamento. Sono state quindi prese in considerazione le rotazioni alle estremità per una popolazione di veicoli considerando condizioni di temperatura diverse, variando la rigidità dei materiali in relazione alla temperatura esterna considerata. Attraverso tale studio gli autori hanno dimostrato come prendendo in considerazione un numero elevato di misurazioni e quindi una popolazione di veicoli molto estesa e considerando un intervallo di tempo circa pari ad un anno per tener in considerazione le variazioni della temperatura stagionale, si ottiene un valore dell'EMC rappresentativo del danneggiamento dell'opera. Infine, calcolando il valore dell'EMC sia per la prima estremità dell'impalcato che per l'ultima, rispettivamente  $DI_{LL}$  e  $DI_{RR}$ , è possibile ottenere una stima del posizionamento del danneggiamento, in quanto maggiore è il valore dell'EMC, più vicino al sensore si trova la sezione danneggiata. A tal proposito, gli autori hanno introdotto la seguente formula per stimare la posizione del danno lungo l'asse della trave:

$$\frac{x_d}{L} \approx \frac{1}{2} + \frac{3}{4} \times \begin{cases} \sqrt[3]{\frac{DI_{RR}}{DI_{LL}}} - 1, & \text{se } DI_{LL} \geq DI_{RR} \\ 1 - \sqrt[3]{\frac{DI_{RR}}{DI_{LL}}}, & \text{altrimenti} \end{cases} \quad (48)$$

Dove  $x_d$  è la posizione del danneggiamento e  $L$  la luce della campata.

#### *Misura delle deformazioni*

Lo spostamento e la rotazione sono parametri sensibili al danneggiamento sia in impalcati di ponte isostatici che iperstatici, in quanto essi vengono influenzati dalla rigidità di ogni sezione della struttura. Per le deformazioni non è così: mentre in una struttura iperstatica la deformazione di una struttura può risentire del danneggiamento presente in un'altra posizione, in strutture isostatiche ciò non avviene. Per tale ragione, in letteratura non si trovano spesso riferimenti ad identificazione del danno mediante misure di deformazioni.

Al fine di individuare un danneggiamento o un degrado, infatti, un estensimetro dovrebbe essere posizionato in prossimità della zona in cui questi si manifestano, dunque il monitoraggio di una struttura molto estesa potrebbe richiedere l'implementazione di un numero elevato di sensori e acquisitori, aumentando la spesa ed i problemi logistici per l'installazione del sistema di monitoraggio. Tuttavia, l'utilizzo di sistemi in fibra ottica potrebbe essere una valida soluzione al problema. Sia l'utilizzo di sensori FBG, che permettono il posizionamento di più sensori su una singola fibra, sia di sistemi di monitoraggio diffusi, basati sullo scattering di Brillouin, che consentono di misurare sia variazioni di temperatura che di deformazione, potrebbero costituire una soluzione per il monitoraggio delle deformazioni di una struttura molto estesa (Enckell, Glisic, Myrvoll, & Bergstrand, 2011).

#### 3.2.2. Metodi di identificazione dinamici

Poiché il danno si configura come un'alterazione nelle condizioni al contorno, della rigidità, della massa o dello smorzamento di una struttura, esso ne modifica il comportamento dinamico. Il monitoraggio dinamico e quindi la diagnostica basata sulla variazione delle caratteristiche dinamiche di un ponte può costituire uno strumento fondamentale per la rilevazione e localizzazione del danno.

Ovviamente, la variazione dei parametri modali di una struttura non è dipendente solamente dall'insorgenza di un degrado. Tali parametri sono, infatti, sensibili anche alle variazioni dei parametri ambientali del contesto in cui si trova l'opera. In (Khoshnoudian & Ensfadiari, 2011), oltre ad uno studio sull'influenza delle diverse fonti di eccitazione sulle frequenze dei modi propri di vibrazioni, gli autori, monitorando un cavalcavia per un intero anno, hanno notato una variazione di frequenza tra il 14 ed il 18% al variare della temperatura a cui l'opera è stata soggetta nel periodo di misura. Le variazioni delle proprietà dinamiche del viadotto devono quindi essere correlate anche con le variazioni della temperatura ambientale.

In letteratura è possibile trovare riferimenti a due tipi di metodologie per la rilevazione e l'individuazione del danno: metodi a base fisica e metodi a base non fisica (Das, Saha, & Patro, 2016). I primi identificano un danno confrontando i parametri modali di una struttura ricavati da grandezze misurate nello stato attuale rispetto a quelli ricavati per uno stato della struttura preso come riferimento; i secondi utilizzano la modellazione di sistemi strutturali per studiare l'opera e predirne la risposta.

In accordo con i metodi statici descritti precedentemente che si basano sul confronto tra struttura integra e danneggiata, di seguito si riportano alcuni dei metodi a base fisica riportati in letteratura.

#### *Variatione delle frequenze*

Uno dei metodi per la valutazione dell'insorgenza di fenomeni di degrado è il monitoraggio delle frequenze di vibrazione del ponte. Attraverso analisi nel dominio del tempo o delle frequenze è infatti possibile estrarre almeno le frequenze principali di vibrazione di una struttura. Tali parametri sono però influenzati anche dalle condizioni a contorno dell'opera, come la temperatura.

In (Khoshnoudian & Esfandiari, 2011) gli autori hanno proposto un metodo per individuare l'insorgenza di un degrado, monitorando la variazione di frequenze proprie di vibrazione del ponte tenendo in considerazione anche la temperatura ambientale. Con i dati ricavati da prove sperimentali in una condizione integra, gli autori hanno correlato temperatura e frequenza propria di vibrazione, attraverso un modello di regressione dinamica. Nota la legge di correlazione frequenza-temperatura, ricavando da una misurazione le frequenze proprie di vibrazione e confrontandole con quelle che l'opera avrebbe dovuto avere alla temperatura in cui si trovava al momento dell'acquisizione dei dati, una variazione dei valori rispetto ad un intervallo di confidenza trovato dalla formula predittiva può rappresentare l'insorgenza di un degrado.

#### *Power Spectral Density*

In (Kumar, Oshima, Yamazaki, Mikami, & Miyamouri, 2012) viene proposto un metodo per il rilevamento, la localizzazione del danneggiamento, nonché del monitoraggio nel tempo dell'entità di piccoli danneggiamenti. Tale metodo individua la presenza di un danneggiamento e la sua localizzazione tramite le variazioni di ampiezza, tra struttura integra e degradata, della Power Spectral Density (PSD) relativa alle frequenze di vibrazione degli elementi monitorati. Supponendo di avere  $n$  sensori sulla struttura, dette  $G_{i,h}(f_k)$  e  $G_{i,d}(f_k)$  le ampiezze della PSD dell' $i$ -esimo sensore alla  $k$ -esima frequenza per la struttura rispettivamente integra e danneggiata, è possibile definire una matrice delle differenze di PSD definita come:

$$D = \begin{bmatrix} D_1(f_1) & \cdots & D_1(f_m) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ D_n(f_1) & \cdots & D_n(f_m) \end{bmatrix} \quad (49)$$

Dove  $D_i(f_k) = |G_{i,h}(f_k) - G_{i,d}(f_k)|$ . Viene quindi ricavato un primo indicatore di danno per ogni punto di misura, definito Total Change (TC):

$$TC = \begin{Bmatrix} \sum_{k=1}^m D_1(f_k) \\ \vdots \\ \sum_{k=1}^m D_n(f_k) \end{Bmatrix} \quad (50)$$

Supponendo ora di introdurre la matrice  $M = D$ , considerando la  $k$ -esima colonna, i valori possono assumere valore zero se non è rilevato nessun danno oppure valore diverso da zero. Tra i valori non nulli potrebbe esserci un massimo oppure più elementi pari al valore massimo se è presente un degrado identico su diverse posizioni di misura. Viene quindi introdotta la matrice  $C$  ricavata in modo tale che  $C_{ik} = M_{ik} / (\max_k M_{ik})$ .

Gli autori introducono quindi due vettori,  $SM$  e  $SC$  in cui le componenti sono pari rispettivamente a  $\sum_{k=1}^m M_i(f_k)$  e  $\sum_{k=1}^m C_i(f_k)$ . A questo punto i dati vengono analizzati in modo statistico, calcolando la media di  $SM$  ed  $SC$  e la loro deviazione standard  $\sigma_{SM}$  e  $\sigma_{SC}$ . Vengono allora definiti i vettori:

$$SMD1 = \begin{Bmatrix} \sum_{k=1}^m M_1(f_k) - \sigma_{SM} \\ \vdots \\ \sum_{k=1}^m M_n(f_k) - \sigma_{SM} \end{Bmatrix}; \quad SMD2 = \begin{Bmatrix} \sum_{k=1}^m M_1(f_k) - 2\sigma_{SM} \\ \vdots \\ \sum_{k=1}^m M_n(f_k) - 2\sigma_{SM} \end{Bmatrix} \quad (51)$$

$$SCD1 = \begin{Bmatrix} \sum_{k=1}^m C_1(f_k) - \sigma_{SM} \\ \vdots \\ \sum_{k=1}^m C_n(f_k) - \sigma_{SM} \end{Bmatrix}; \quad SCD2 = \begin{Bmatrix} \sum_{k=1}^m C_1(f_k) - 2\sigma_{SM} \\ \vdots \\ \sum_{k=1}^m C_n(f_k) - 2\sigma_{SM} \end{Bmatrix} \quad (52)$$

A partire da tali vettori vengono definiti due indicatori di danno:

$$DI1 = \begin{Bmatrix} SMD1_1 * SCD1_1 \\ \vdots \\ SMD1_n * SCD1_n \end{Bmatrix} \quad (53)$$

$$DI2 = \begin{Bmatrix} SMD2_1 * SCD2_1 \\ \vdots \\ SMD2_n * SCD2_n \end{Bmatrix} \quad (54)$$

Tali indicatori di danno sono rappresentativi se si confrontano segnali generati da sollecitazioni identiche. A tal fine gli autori hanno proposto, insieme ai sensori di accelerazione, l'installazione di attuatori piezoelettrici sulla struttura che possano essere attivati da remoto e che possano generare delle forzanti sempre uguali sulla struttura. Inoltre, possono essere generate forzanti con frequenze elevate in modo da eccitare anche i modi elevati di vibrazione e quindi rilevare danneggiamenti anche piccoli. È necessario però sottolineare che gli attuatori sono in grado di produrre sollecitazioni di bassa entità che eccitano localmente una struttura come quella di un impalcato di un ponte. Se il danneggiamento non è in prossimità dell'attuatore, esso potrebbe non essere rilevato. È quindi necessaria l'installazione di diversi attuatori sull'opera.

#### *Modal Assurance Criterion*

Il Modal Assurance Criterion (MAC) è un indicatore statistico che permette di valutare la consistenza tra due forme modali (Pastor, Binda, & Harcarik, 2012). Con riferimento a due autovettori normalizzati  $\{\varphi_A\}$  e  $\{\varphi_B\}$ , è possibile valutare la loro consistenza tramite la seguente formula:

$$MAC(A; B) = \frac{|\sum_{k=1}^n (\phi_A)_k^T (\phi_B)_k|^2}{[\sum_{k=1}^n (\phi_A)_k^T (\phi_A)_k][\sum_{k=1}^n (\phi_B)_k^T (\phi_B)_k]} \quad (55)$$

Dove  $k$  è la generica componente dei vettori  $\{\phi_A\}$  e  $\{\phi_B\}$ . L'indicatore può assumere valori tra 0 ed 1, in cui la vicinanza all'unità indica una buona correlazione. Poiché il MAC si basa sulla minimizzazione dell'errore quadratico tra due vettori, l'indice risulta insensibile a piccole variazioni, quindi in grado di valutare solamente grandi differenze nelle forme modali.

#### *Metodi basati sulla curvatura modale*

Nei primi anni '90 (Pandey, Biswas, & Samman, 1991) proposero di valutare la presenza e la posizione di un danno attraverso la variazione della curvatura modale di una struttura rispetto al suo stato di riferimento (struttura integra). Dalle forme modali ricavate tramite l'utilizzo di sensori posizionati sulla struttura, si propone di ricavare la curvatura modale tramite il metodo delle differenze finite. Tale metodo permette una valutazione dell'incremento del danno monitorando la variazione della curvatura modale.

Successivamente (Stubbs & Kim, 1994) hanno proposto un metodo di identificazione del danno basato anch'esso sulla curvatura modale. Il metodo si basa sull'introduzione di un indice di danno  $\beta$  che dipende dalla variazione dell'energia di deformazione immagazzinata in una struttura in una determinata forma modale, di cui la variazione di curvatura modale ne è rappresentativa. Con riferimento ad una trave, per la generica posizione  $i$  e per la forma modale  $j$  è possibile definire l'indice di danno secondo la seguente formula:

$$\beta_{ji} = \frac{[\int_a^b (\phi_j^{d'''}(x))^2 dx + \int_0^L (\phi_j^{d'''}(x))^2 dx] \int_0^L (\phi_j^{h'''}(x))^2 dx}{[\int_a^b (\phi_j^{h'''}(x))^2 dx + \int_0^L (\phi_j^{h'''}(x))^2 dx] \int_0^L (\phi_j^{d'''}(x))^2 dx} \quad (56)$$

Dove  $\phi_i^{h''}$  e  $\phi_i^{d''}$  sono la derivata seconda della  $j$ -esima forma modale rispettivamente della struttura non danneggiata e danneggiata,  $a$  e  $b$  sono gli estremi della porzione di struttura per la quale si vuole valutare l'indice e  $L$  è la lunghezza della trave.

Al fine del calcolo dei vettori modali, è possibile normalizzare i vettori in modo tale che risulti:

$$\phi_j^T I \phi_j = 1 \quad (57)$$

Dove  $I$  è la matrice identità. Per la determinazione dell'indice di degrado è possibile considerare più forme modali. In tal caso l'indice di danno è calcolato come la somma degli indici derivanti dai singoli modi.

#### *Metodi basati sulla flessibilità e rigidità*

(Pandey & Biswas, 1994) proposero di valutare la presenza di un danneggiamento attraverso la variazione della matrice di flessibilità di una struttura rispetto alla sua condizione iniziale attraverso la formula:

$$[\Delta F] = [F]^h - [F]^d \quad (58)$$

In cui  $[\mathbf{F}]^h$  e  $[\mathbf{F}]^d$  sono rispettivamente la matrice di flessibilità della struttura nelle condizioni iniziali e danneggiata, ricavate a partire dalle frequenze di vibrazione della struttura e dalle forme modali ricavate secondo la relazione:

$$[\mathbf{F}]^x \cong \sum_{j=1}^N \frac{1}{(\omega_j^x)^2} \phi_j^x \phi_j^{xT} \quad (59)$$

Dove  $x$  rappresenta la generica condizione della struttura,  $\omega_j$  la frequenza di vibrazione del  $j$ -esimo modo e  $\phi_j$  l'autovettore modale associato al  $j$ -esimo modo normalizzato rispetto alla matrice delle masse. L'equazione è approssimata perché sperimentalmente non è possibile determinare un numero di modi pari al numero di punti monitorati. Nota la matrice  $[\Delta\mathbf{F}]$ , per ogni colonna  $i$  è possibile definire l'indice  $\delta_i$  pari al valore massimo tra quello delle due componenti. Tale indice è una misura della variazione della flessibilità nell' $i$ -esimo punto di misura. Confrontando gli indici  $\delta_i$  di tutte le colonne della matrice  $[\Delta\mathbf{F}]$  è possibile stimare la posizione del danneggiamento, che si troverà vicino al punto di misura con il maggior valore dell'indice.

Negli stessi anni (Zimmerman & Kaouk, 1994) introducono un metodo simile basato sulla variazione della matrice di rigidità. Propongono, infatti, di valutare un vettore di danno  $D_j$  per il  $j$ -esimo modo di vibrazione della struttura tramite la formula:

$$D_j = [\Delta\mathbf{K}]\phi_j^d \quad (60)$$

Dove  $\phi_j^d$  è l'autovettore normalizzato rispetto la matrice delle masse del  $j$ -esimo modo della struttura danneggiata e la matrice  $[\Delta\mathbf{K}]$  rappresenta la variazione della matrice delle rigidità tra configurazione danneggiata  $[\mathbf{K}]^d$  e non danneggiata  $[\mathbf{K}]^h$ :

$$[\Delta\mathbf{K}] = [\mathbf{K}]^d - [\mathbf{K}]^h \quad (61)$$

In maniera simile alle formule per le matrici di flessibilità, le matrici di rigidità possono essere valutate tramite la seguente formula:

$$[\mathbf{K}]^x \cong \sum_{j=1}^N (\omega_j^x)^2 \phi_j^x \phi_j^{xT} \quad (62)$$

Dove  $x$  rappresenta la generica condizione della struttura e  $\omega_j$  la frequenza di vibrazione del  $j$ -esimo modo.

### 3.3. Studio parametrico per la definizione delle variabili da monitorare ai fini del rilevamento del danno

A valle delle fonti bibliografiche analizzate si è deciso di condurre uno studio numerico parametrico per riassumere le considerazioni emerse dallo stato dell'arte sul rilevamento del degrado.

Lo studio, prettamente teorico, ha come fine quello di individuare i parametri più sensibili al degrado e definire quindi le grandezze da monitorare ed il numero e la posizione di sensori necessari da applicare sulla struttura, al variare del grado di affidabilità che si vuole ottenere durante il monitoraggio dell'opera.

A tal fine sono stati realizzati due modelli, uno relativo ad una trave semplicemente appoggiata e l'altro relativo ad una campata di un viadotto esistente. Le analisi sono state condotte introducendo un degrado all'interno della trave, considerando:

- Diverse entità di danneggiamento;
- Diverse posizioni del danneggiamento.

Nei paragrafi successivi viene descritto brevemente il ragionamento eseguito per la modellazione del danneggiamento e vengono descritte nel dettaglio le analisi effettuate ed i risultati ottenuti. In particolare, è stata studiata l'influenza del danno su spostamenti, rotazioni, frequenze proprie di vibrazione e forme modali.

### 3.3.1. I modelli numerici

I modelli numerici della trave e dell'impalcato sono stati realizzati a partire dall'impalcato di un viadotto esistente, denominato San Paolo, collocato in Sicilia, di cui si parlerà più nel dettaglio nel capitolo successivo, in quanto oggetto di un programma di monitoraggio. Al fine del presente capitolo è utile descrivere solamente l'impalcato tipo dell'opera.

L'impalcato ha una lunghezza di 33 metri ed una luce di calcolo di 32 m. È composto da 4 travi prefabbricate in c.a.p. a cavi post tesi con interasse di 3.24 m (Figura 3.16), 5 traversi in c.a.p., due di testata e tre intermedi, ed una soletta in c.a. di altezza 25 cm.

Le travi, la cui geometria è raffigurata in Figura 3.16, sono caratterizzate in mezzeria da una sezione a doppia T di altezza 2.30 m, larghezza delle ali di 70 cm e larghezza dell'anima di 20 cm. A ridosso degli appoggi, a due metri di distanza, lo spessore dell'anima inizia ad aumentare, fino all'ottenimento di una sezione rettangolare ad una distanza di un metro dagli appoggi stessi. I traversi hanno una sezione rettangolare di dimensioni 0.30 m x 2.00 m ed interasse di 8 m. La soletta ha una larghezza in pianta di 13.35 m e presenta due cordoli di diverse dimensioni, pari a 70 cm e 145 cm. Per la realizzazione dell'impalcato è stato utilizzato un calcestruzzo con resistenza cilindrica caratteristica di 400kg/cm<sup>2</sup>, assimilabile ad un calcestruzzo C32/40. L'armatura lenta è costituita da barre in acciaio ad aderenza migliorata Fe B44 K, che presenta una resistenza caratteristica a snervamento maggiore o uguale a 430 N/mm<sup>2</sup> ed una resistenza caratteristica di rottura maggiore o uguale di 540 N/mm<sup>2</sup>, mentre l'armatura da precompressione è stata realizzata con un acciaio armonico stabilizzato con tensione caratteristica allo 1% di deformazione totale  $f_{p(1)k}$  pari a 16000 kg/cm<sup>2</sup> ed una tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk}$  pari a 18000 kg/cm<sup>2</sup>.

Nota la geometria della trave e dell'impalcato da modellare, è stato necessario compiere due scelte fondamentali:

- Come modellare gli elementi strutturali;
- Come modellare il danno all'interno della struttura.

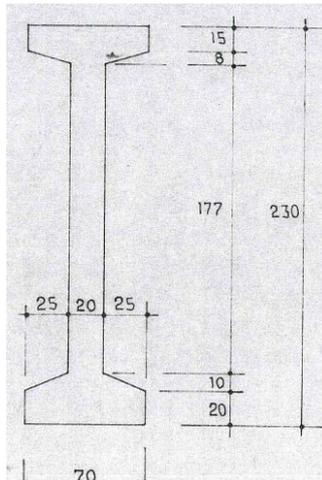


Figura 3.16: Viadotto San Paolo, sezione della trave in c.a.p..

Inizialmente, si è individuato come migliore modello numerico che potesse rappresentare la struttura ed il degrado di una sezione quello realizzato in elementi *solid*. Modellando l'impalcato tramite tali elementi, adottando una discretizzazione elevata, sarebbe infatti possibile rimuovere alcuni di questi elementi nelle zone in cui si vuole concentrare il danneggiamento. La realizzazione di modelli ad elementi finiti basati sull'utilizzo di *solid* è però complessa sia per la loro realizzazione, sia dal punto di vista computazionale. Il numero di gradi di libertà all'interno del modello risulta infatti essere elevato. A tal fine si è quindi scelto di modellare gli elementi strutturali tramite elementi *beam* e *shell*, applicando una opportuna discretizzazione degli elementi.

In particolare, utilizzando il software SAP 2000, le travi ed i traversi sono stati modellati utilizzando elementi *beam*, mentre la soletta è stata modellata attraverso degli elementi *shell thick*. Le travi sono state discretizzate in elementi di lunghezza 50 cm, mentre i traversi sono stati divisi in 8 elementi. La soletta è stata discretizzata in modo tale da rispettare la discretizzazione delle travi e dei traversi, tranne che per gli sbalzi, in cui la discretizzazione in direzione trasversale è stata eseguita in modo tale da poter applicare più facilmente il carico permanente dei cordoli e delle barriere di sicurezza. Con riferimento al modello della sola trave, si è considerata una larghezza della soletta pari all'interasse tra le travi.

Al fine delle analisi, per l'impalcato si sono considerati, come carichi permanenti agenti sull'impalcato, il peso proprio delle strutture portanti, il peso dell'asfalto, dei cordoli e delle barriere di sicurezza, mentre, con riferimento alla singola trave, solamente il peso dell'asfalto.

In [Figura 3.17](#) e [Figura 3.18](#) si riportano rispettivamente i modelli ad elementi finiti della trave e dell'impalcato. Il sistema di riferimento è stato posto in modo tale che  $x$  fosse la direzione longitudinale,  $y$  la trasversale e  $z$  la verticale. Con riferimento alla direzione  $x$ , richiamata più volte durante le analisi, lo zero è stato posto in corrispondenza del primo appoggio per la trave ed in corrispondenza della prima fila di appoggi per l'impalcato.

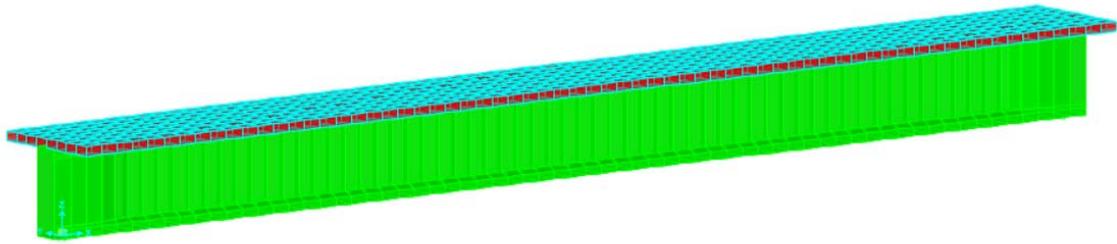


Figura 3.17: Modello ad elementi finiti della trave.

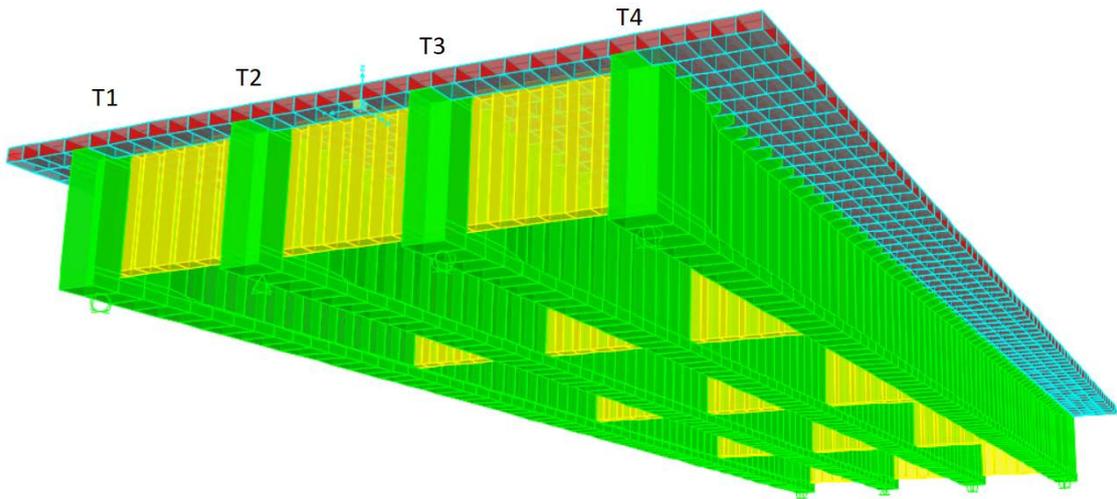


Figura 3.18: Modello ad elementi finiti dell'impalcato.

La trave è stata vincolata all'estremità  $L = 0$  m con un vincolo che blocca la torsione e le traslazioni nelle tre direzioni, mentre a  $L = 32$  m è stato inserito un vincolo alla traslazione verticale e trasversale. Con riferimento all'impalcato, tutte le travi sono state vincolate a 0 m e 32 m con carrelli verticali, a meno della trave T2 che a  $L = 0$  m presenta una cerniera, mentre a  $L = 32$  m un carrello verticale ed uno in direzione trasversale.

Si sottolinea che, poiché il fine dello studio è il riconoscimento di un danno nelle condizioni di esercizio di un'opera, i modelli sono realizzati interamente in campo elastico lineare.

Definiti i principi di modellazione degli elementi strutturali, la modellazione del danno è stata eseguita coerentemente con gli elementi scelti. La presenza di degrado all'interno della sezione in cemento armato è stata quindi considerata applicando una riduzione di rigidezza flessionale ad uno o più conci delle travi, analogamente a quanto fatto in molte delle fonti bibliografiche consultate e citate nel paragrafo 3.2. In particolare, si è considerato di modellare la perdita di rigidezza indotta dalla presenza di una fessura in una determinata sezione come proposto in (Sinha, Friswell, & Edwards, 2002). In tale articolo, gli autori propongono una legge lineare di variazione della rigidezza per una trave con sezione rettangolare soggetta ad una fessura con altezza  $\delta$  alla generica coordinata  $z_c$ , espressa dalla seguente formula:

$$EI(z) = \begin{cases} EI_0 - E(I_0 - I_c) \frac{z-z_i}{z_c-z_i} & \text{se } z_i \leq z \leq z_c \\ EI_0 - E(I_0 - I_c) \frac{z_f-z}{z_f-z_c} & \text{se } z_c \leq z \leq z_f \end{cases} \quad (63)$$

In cui  $I_0$  ed  $I_c$  sono rispettivamente il momento di inerzia della sezione integra e della sezione fessurata,  $E$  è il modulo elastico della trave,  $z_i$  e  $z_f$  sono rispettivamente la coordinata di inizio e fine della zona interessata dalla variazione della rigidezza. In particolare, è dimostrato che  $z_i$  e  $z_f$  distano dalla posizione della fessura 1.5 volte l'altezza della trave.

Relativamente al caso di studio, si è ipotizzato di poter applicare lo stesso approccio anche per travi a doppia T. Si è quindi scelto di modellare 3 diverse intensità di danno considerando, in una sezione, la presenza di una fessura che, partendo dall'intradosso, si estendesse per 10 cm, 20 cm e 30 cm verso l'alto, causando una riduzione della rigidezza della sezione  $EI_c$  rispettivamente pari a 80%, 59% e 45% della rigidezza della sezione integra. Essendo la trave alta 2.30 m, si è considerata una lunghezza di estensione per la variazione della rigidezza, a monte e valle della fessura, pari a 3,45 m. In [Figura 3.19](#) si riporta l'andamento della rigidezza normalizzato rispetto alla rigidezza della sezione integra.

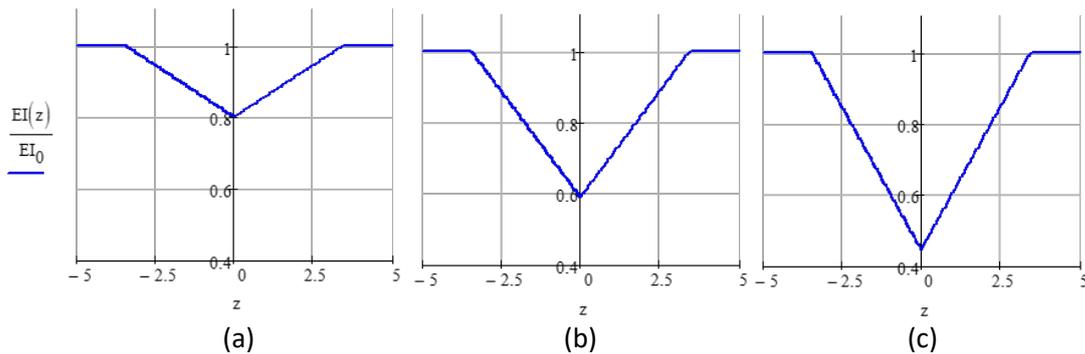


Figura 3.19: Andamento della rigidezza normalizzato rispetto la rigidezza della sezione integra per una fessura collocata in  $z=0$  m ed alta (a) 10 cm, (b) 20 cm e (c) 30 cm.

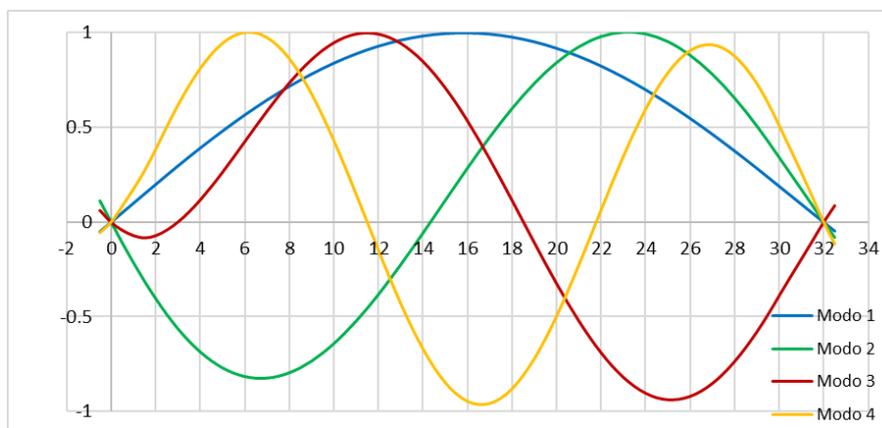
Coerentemente con il modello numerico realizzato, in cui le travi sono state discretizzate in conci da 50 cm, si è scelto di posizionare sempre la sezione danneggiata in corrispondenza di un nodo della trave e assegnare ai 7 conci a monte e a valle della fessura, coinvolti nella variazione di rigidezza, una rigidezza flessionale pari alla media dei valori che si avrebbero agli estremi del cono secondo formula (63).

### 3.3.2. Analisi parametrica della trave

L'analisi parametrica della trave è stata eseguita considerando diverse posizioni per il danneggiamento:  $L/8$ ,  $L/4$ ,  $3/8L$  e  $L/2$ , con  $L$  luce di calcolo della trave (32 m).

Dal punto di vista dinamico, è stata eseguita un'analisi modale al fine di ricavare le frequenze proprie di vibrazione della trave e le prime forme modali flessionali. I casi

degradati sono stati confrontati con il caso di trave integra. Successivamente, per ogni posizione ed intensità del danno, è stato ricavato l'indice MAC e la curvatura modale per ogni forma flessionale considerata tramite il metodo delle differenze finite. Con riferimento alla trave integra, in [Figura 3.20](#) si riportano le prime 4 forme modali individuate, corrispondenti rispettivamente alle frequenze di 4.16 Hz, 13.59 Hz, 21.63 Hz e 32.28 Hz.



*Figura 3.20: Forme modali flessionali della trave integra.*

Con riferimento alle frequenze proprie di vibrazione, in [Figura 3.21](#) si riportano i valori associati ad ogni configurazione di degrado. Si nota come al crescere dell'intensità del degrado, si abbia sempre un decremento della frequenza. Tale decremento è però fortemente condizionato dalla posizione del degrado e dalla forma modale che si considera. Il primo modo di vibrazione presenta un decremento della frequenza quasi nullo per degrado posto a 4 m per poi crescere fino ad arrivare ad un decremento massimo per degrado posto in mezzeria, pari circa a 0.1Hz per fessura profonda 30 cm. Fenomeno opposto si ha per il secondo modo di vibrazione. Qui il massimo decremento si ha per degrado posto a 4 m, in cui si registrano variazioni di 0.1 Hz, 0.23 Hz e 0.33 Hz per fessura profonda rispettivamente 10 cm, 20 cm e 30 cm. Con riferimento alla terza e quarta forma modale, i decrementi maggiori si hanno rispettivamente per degrado posto a 12 m e 16 m con variazioni massime di 0.2 Hz e 0.39 Hz rispettivamente.

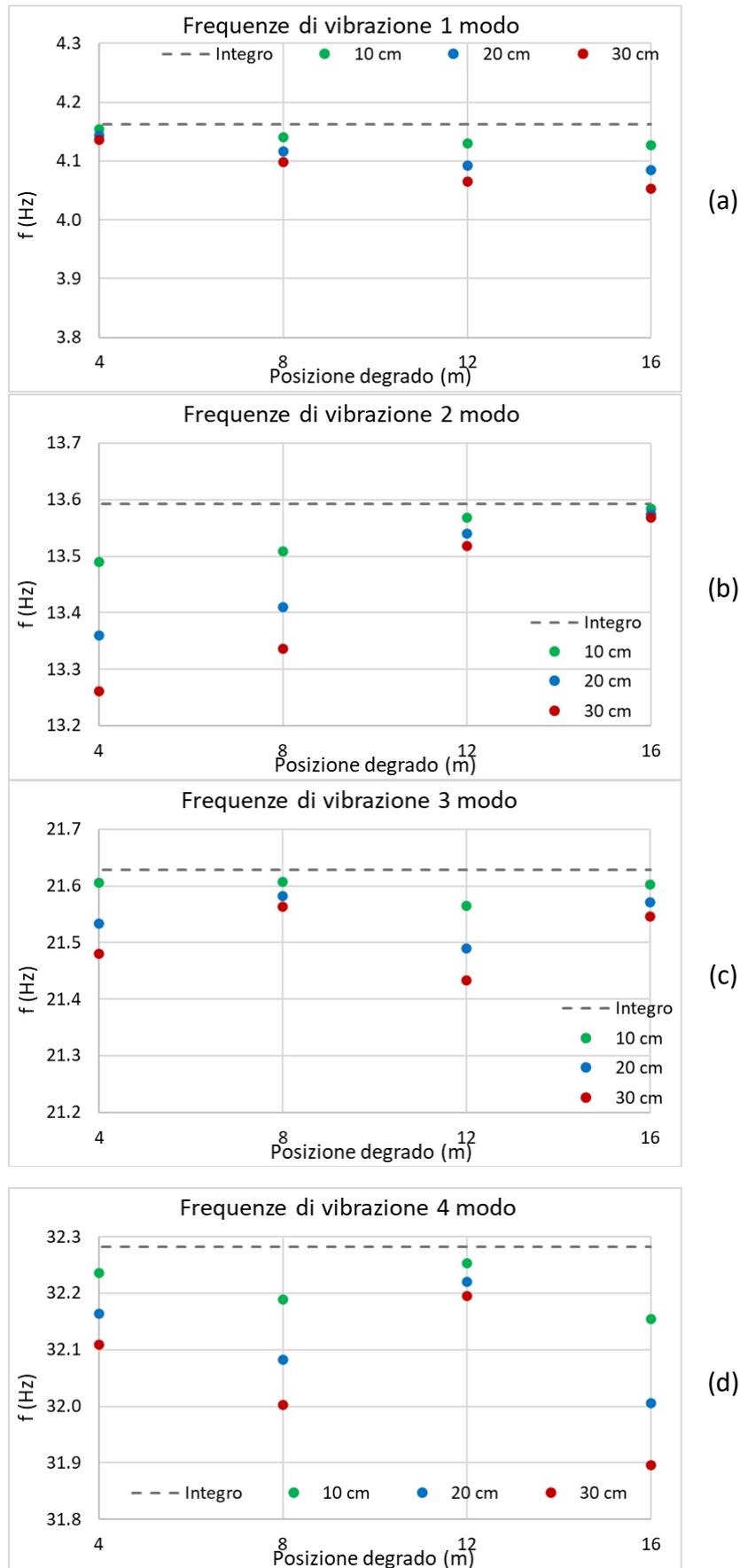


Figura 3.21: Frequenze di vibrazione dei primi 4 modi flessionali al variare dell'intensità e della posizione del degrado.

Variazioni apprezzabili della frequenza si hanno quindi solamente per determinate posizioni ed intensità del danneggiamento. Un rilevamento del degrado basato solamente sulla comparazione delle frequenze di vibrazione potrebbe non essere in grado di rilevare la presenza di danneggiamenti lievi e in alcune posizioni. Inoltre, sperimentalmente, effettuando più misurazioni, si ottengono spesso variazioni minime delle frequenze di risonanza individuate non dovute a danneggiamenti ma comunque confrontabili con quelle ottenute. Infine, solitamente, è difficile individuare frequenze di vibrazione associate a modi di ordine elevato, come il terzo ed il quarto qui riportati.

Con riferimento alle forme modali, e quindi agli autovettori utilizzati anche per il calcolo dell'indice MAC e delle curvatures modali, esse sono state ricavate dal modello numerico prendendo in considerazione un numero variabile di punti sulla trave per valutare il numero di sensori da posizionarvi al fine di avere informazioni utili per l'individuazione corretta delle forme modali e di un possibile danneggiamento. In particolare, gli autovettori modali sono stati scritti considerando: tutti i punti utilizzati per la discretizzazione della trave (punti ogni 50 cm) (Conf. 0.5 m), 15 punti equidistanti di 2 m (Conf. 2 m), 7 punti equidistanti di 4 m (Conf. 4 m), 3 punti equidistanti di 8 m (Conf. 8 m) e tre punti, di cui uno posto in mezzeria e due a circa  $L/3$  (Conf.  $L/3$  m). Tali configurazioni di punti, ad eccezione della prima, sono raffigurate in [Figura 3.22](#).

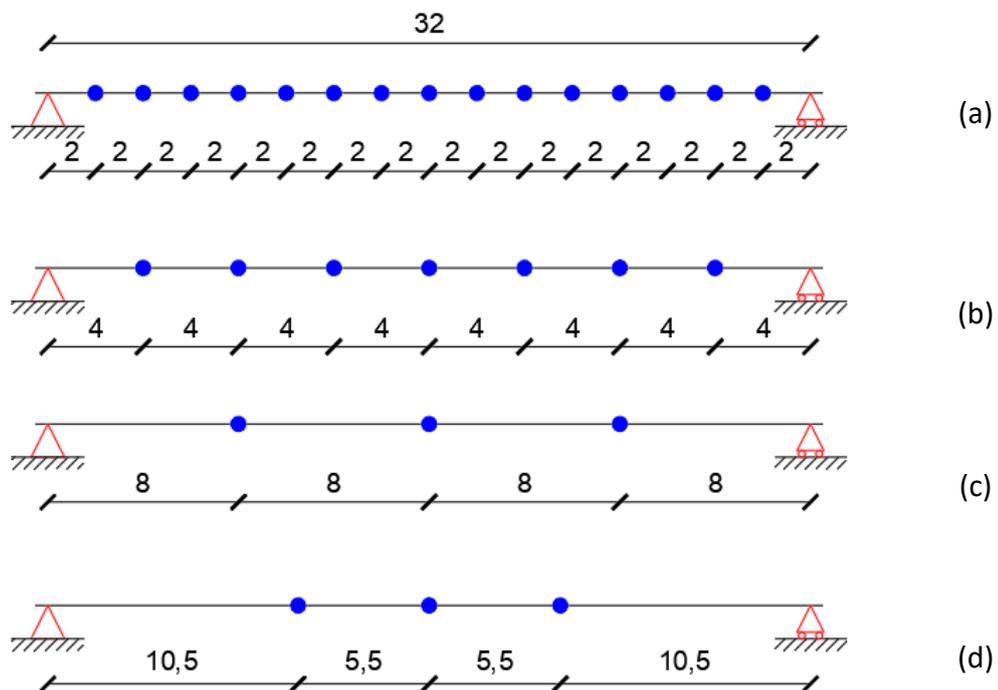


Figura 3.22: Schemi delle configurazioni di punti considerati per la scrittura degli autovettori.

In [Figura 3.23](#) si riportano, per la trave integra, le forme modali normalizzate secondo l'equazione (57) ricavate considerando le diverse configurazioni di punti. Si nota come tutte le configurazioni riescano a descrivere abbastanza bene le prime 4 forme modali ottenute dal modello numerico. Tuttavia, mettendo a confronto le forme

modali della trave integra e della trave danneggiata, non è possibile notare differenze significative.

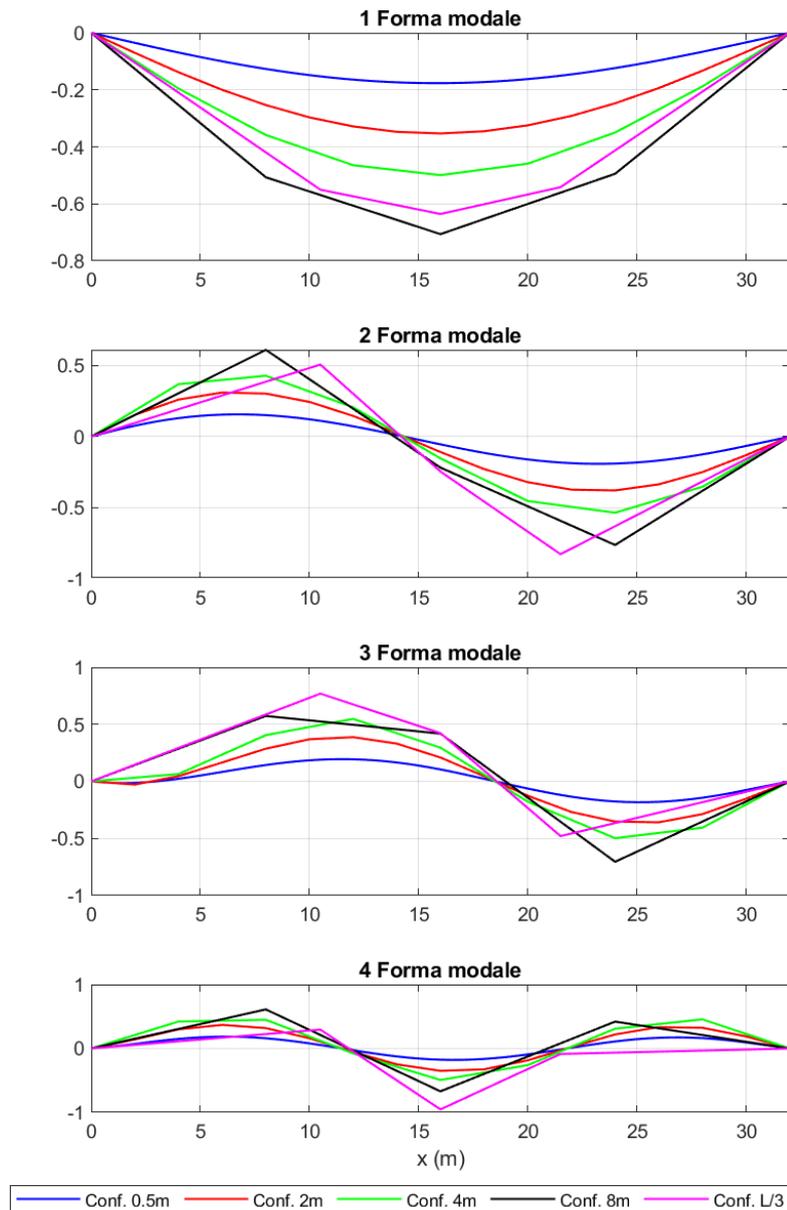


Figura 3.23: Forme modali per la trave integra ricavate considerando un numero variabile di punti.

Per ogni configurazione di punti, posizione del degrado ed intensità sono stati ricavati gli indici MAC, che, però, non hanno fornito valori apprezzabili per il rilevamento di un possibile degrado, in quanto, per ogni forma modale, si hanno sempre valori prossimi all'unità. In [Tabella 3-1](#) vengono mostrati i valori MAC per degrado localizzato a 12 m e profondità della fessura pari a 30 cm, si nota come tutti i valori sulle diagonali siano pari o prossimi ad 1.

Tabella 3-1: Indici MAC per degrado localizzato a 12 m e profondità della fessura pari a 30 cm.

	MAC Conf 0.5 m				MAC Conf 2 m				MAC Conf 4 m				MAC Conf 8 m				MAC Con L/3			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	0.9999	0.0477	0.0504	0.0014	0.9999	0.0477	0.0504	0.0014	0.9999	0.0477	0.0507	0.0015	0.9999	0.0510	0.0537	0.0023	0.9999	0.1035	0.1859	0.2302
2	0.0428	0.9999	0.5535	0.0406	0.0428	0.9999	0.5535	0.0406	0.0428	0.9999	0.5577	0.0406	0.0454	1.0000	0.6286	0.0412	0.0994	1.0000	0.4683	0.2041
3	0.0559	0.5696	0.9995	0.0720	0.0559	0.5696	0.9995	0.0719	0.0561	0.5742	0.9995	0.0722	0.0602	0.6315	0.9998	0.0485	0.1938	0.4678	1.0000	0.0170
4	0.0012	0.0375	0.0793	0.9999	0.0012	0.0375	0.0792	0.9999	0.0013	0.0375	0.0794	0.9999	0.0020	0.0379	0.0569	1.0000	0.2358	0.2053	0.0173	0.9999

Con riferimento alle curvatures modali, la Conf. 0.5 m ha permesso di rilevare sempre, almeno nella prima forma modale, la presenza del degrado e di localizzarlo, come si può vedere in [Figura 3.24](#) e [Figura 3.25](#), in cui le curvatures modali della struttura integra sono state confrontate con la curvatura modale relativa ad una fessura di 10 cm posizionata rispettivamente a 4 m e 16 m.

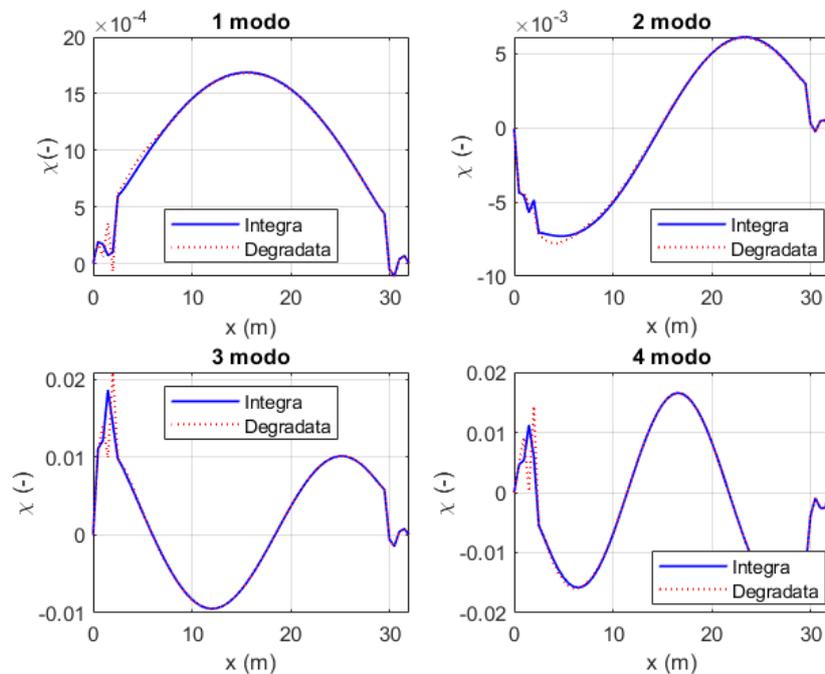


Figura 3.24: Curvatura modale (Conf. 0.5 m) per fessura profonda 10 cm localizzata a 4 m.

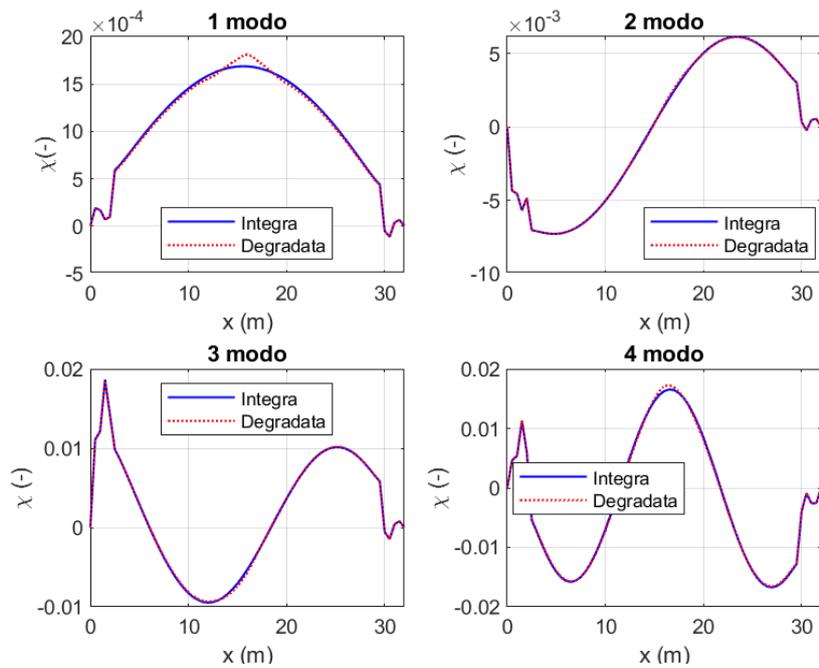


Figura 3.25: Curvatura modale (Conf. 0.5 m) per fessura profonda 10 cm localizzata a 16 m.

Con riferimento alle altre configurazioni di punti, la Conf. 2 m e la Conf. 4 m mostrano divergenze nella curvatura delle prime due forme modali rispetto alla condizione integra per tutte le condizioni di degrado, anche se tali divergenze sono minime, tra il 4% ed il 6%, per estensioni della fessura pari a 10 cm. Inoltre, la variazione di curvatura aumenta con lo spostarsi del degrado verso la mezzeria e risulta più evidente nella prima forma modale, come si può vedere in [Figura 3.26](#), [Figura 3.27](#), [Figura 3.28](#) e [Figura 3.29](#). Con riferimento alla configurazione di punti Conf. 8 m e Conf. L/3, le variazioni di curvatura risultano più evidenti se il degrado è posto in prossimità di un punto considerato nella scrittura delle forme modali, evidenza non rilevabile nelle altre configurazioni in cui il degrado era posto sempre in corrispondenza di uno di tali punti. Per degradi posti a 4m, soprattutto per fessure profonde 10 cm, si rilevano variazioni di curvatura inferiori all'1%.

Ne segue che, al fine di individuare l'andamento delle prime forme modali è sufficiente avere un numero esiguo di sensori sulla trave, mentre per la rilevazione del degrado è necessario disporre un numero di sensori in funzione del grado di precisione che si vuole avere nell'individuazione del danno. Un numero più elevato di sensori è in grado di rilevare e localizzare degradi anche molto piccoli, mentre un numero inferiore di sensori, come la Conf. 8m e Conf. L/3 è in grado di rilevare degradi più pronunciati e posti in prossimità dei punti monitorati.

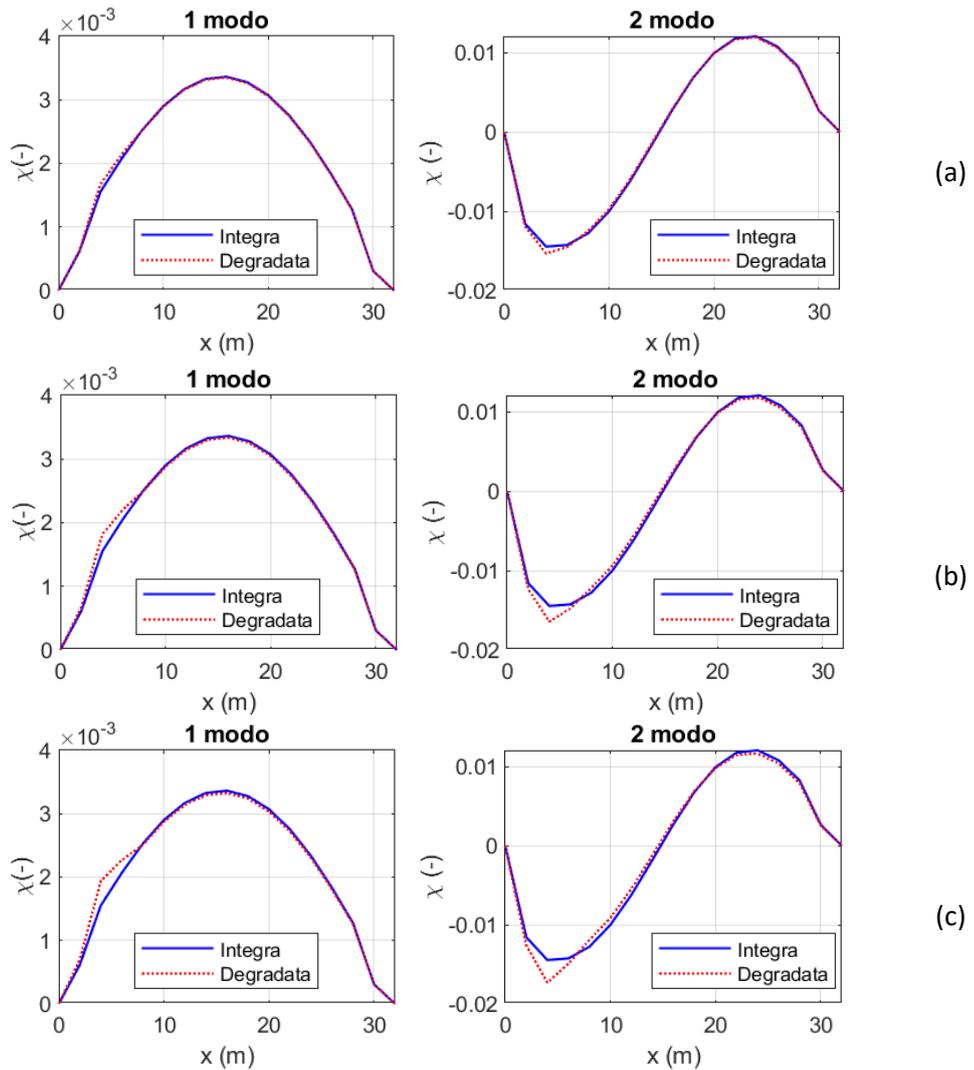


Figura 3.26: Curvatura modale delle prime due forme modali (Conf. 2 m) per fessura localizzata a 4 m e profonda (a) 10 cm, (b) 20 e (c) 30 cm.

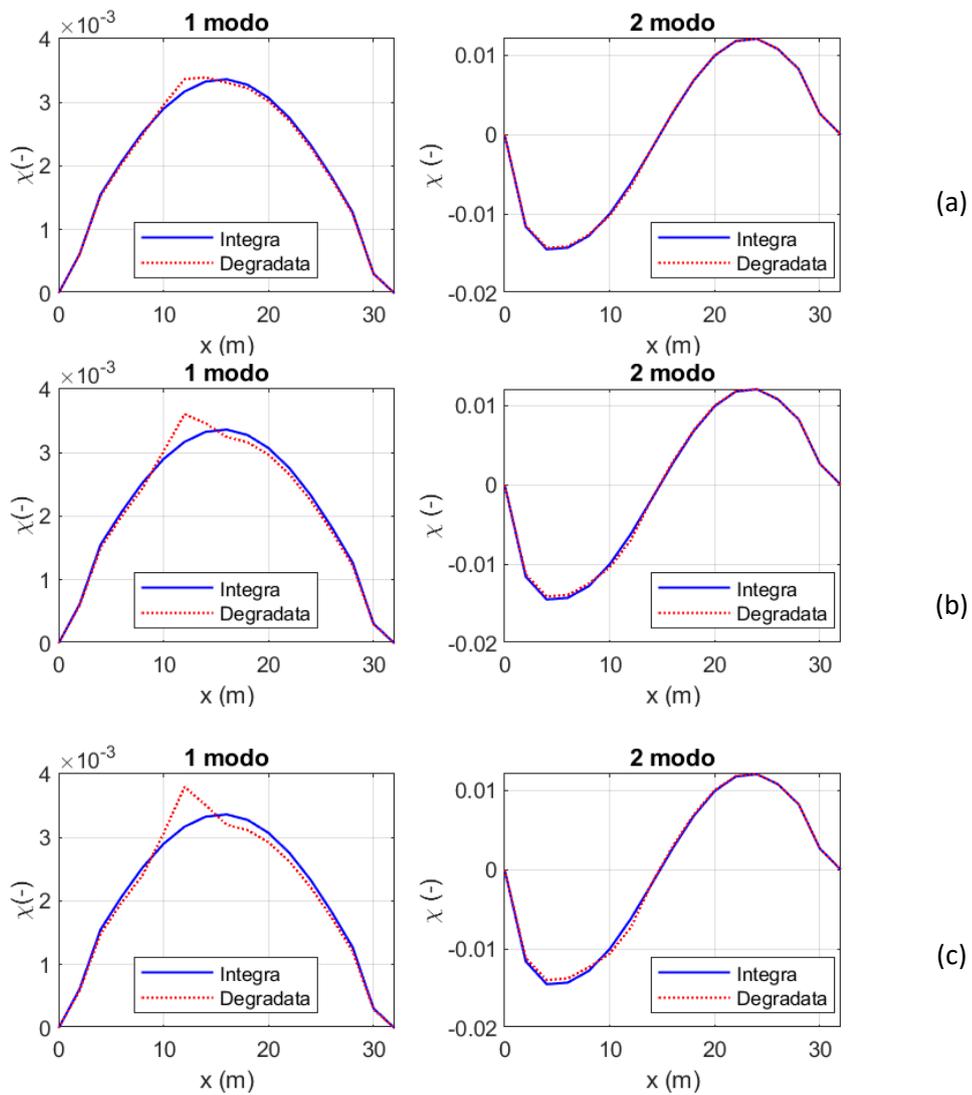


Figura 3.27: Curvatura modale delle prime due forme modali (Conf. 2 m) per fessura localizzata a 12 m e profonda (a) 10 cm, (b) 20 e (c) 30 cm.

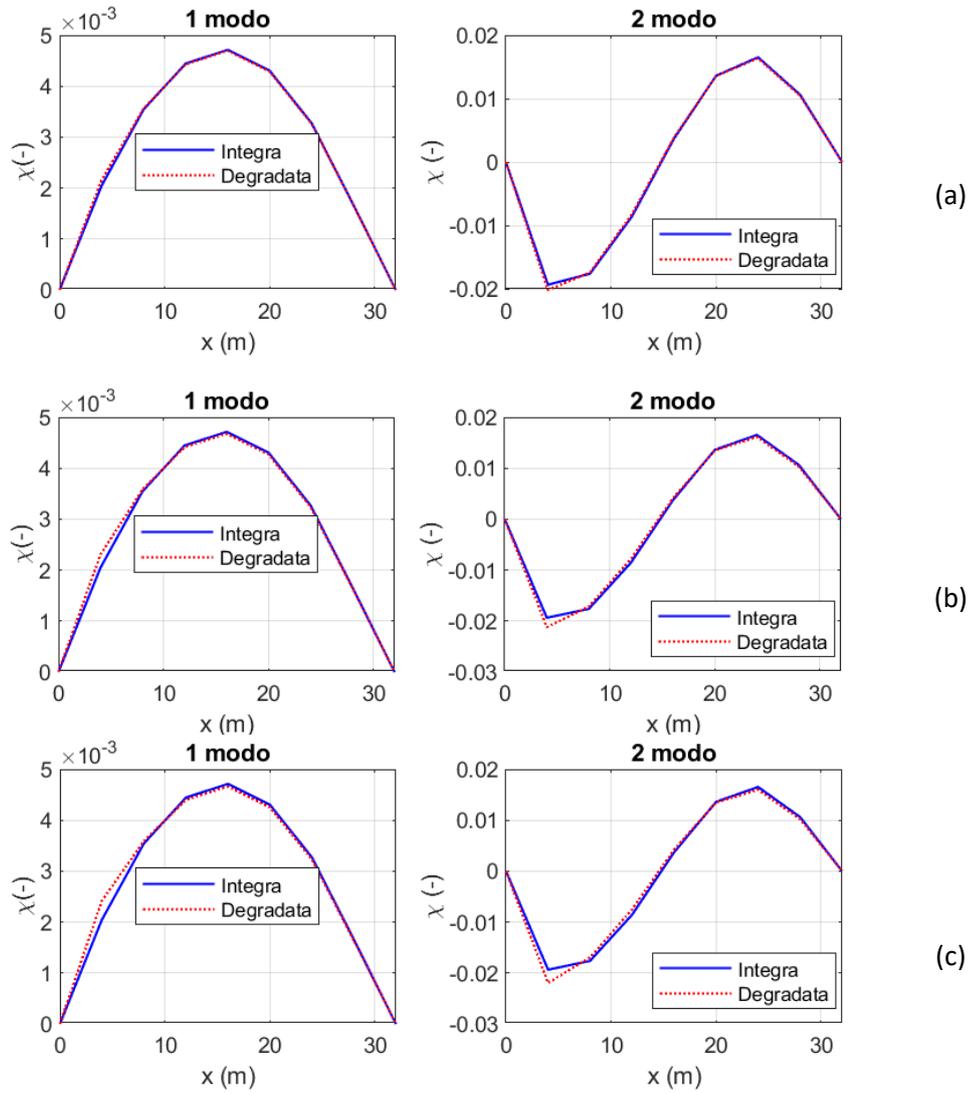


Figura 3.28: Curvatura modale delle prime due forme modali (Conf. 4 m) per fessura localizzata a 4 m e profonda (a) 10 cm, (b) 20 e (c) 30 cm.

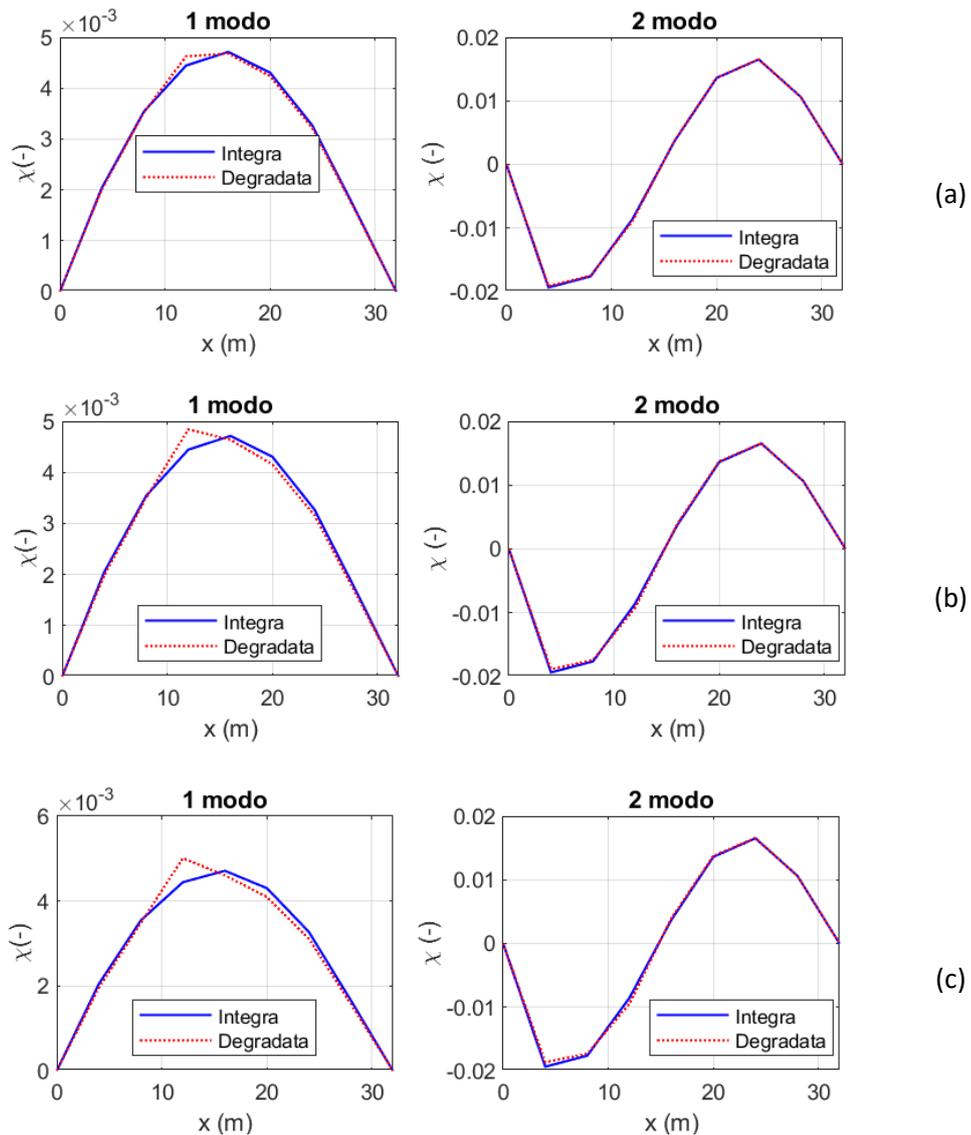


Figura 3.29: Curvatura modale delle prime due forme modali (Conf. 4 m) per fessura localizzata a 12 m e profonda (a) 10 cm, (b) 20 e (c) 30 cm.

Con riferimento alle rotazioni ed agli spostamenti, al fine di valutare l'influenza del degrado su tali grandezze, si è valutato il loro andamento in determinati punti della trave in presenza di un carico viaggiante pari a 100 kN sulla trave. Sono stati valutati rotazioni e spostamenti nelle seguenti posizioni: 0 m,  $L/8$ ,  $L/4$ ,  $L/3$ ,  $3/8L$ ,  $L/2$ ,  $5/8L$ ,  $2/3L$ ,  $3/4L$ ,  $7/8L$  ed  $L$ .

Per le rotazioni, è noto che, al passaggio di un carico, i valori maggiori in modulo si registrano alle estremità, mentre, procedendo verso la mezzeria, tali valori diminuiscono sempre di più. Inoltre, tali valori massimi si registrano quando il carico è posizionato tra  $3/8L$  e  $5/8L$ , ad eccezione della rotazione in mezzeria, che presenta un massimo ed un minimo in prossimità di  $L/4$  e  $3/4L$ . In Figura 3.30 si riporta l'andamento delle rotazioni per la trave integra in funzione della posizione del carico per tutti i punti di misura considerati.

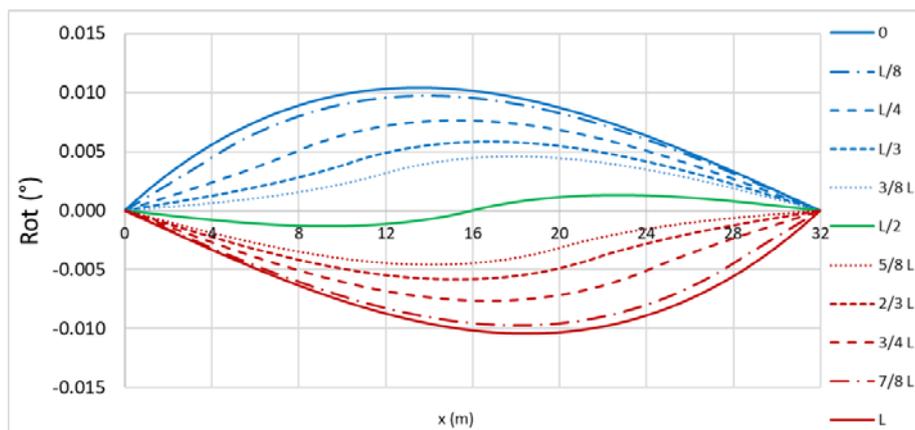


Figura 3.30: Rotazioni della trave integra in funzione della posizione del carico per i diversi punti monitorati.

Con l'introduzione del degrado, è possibile notare un generale incremento delle rotazioni in quasi tutti i punti di misura. I valori massimi delle rotazioni sono registrati per le stesse posizioni del carico che generano valori massimi nella trave integra. Tuttavia, le variazioni maggiori di rotazione si hanno quando il carico si colloca in prossimità del degrado.

In Figura 3.31 si riporta l'andamento delle variazioni massime (positive se si ha un incremento della rotazione in valore assoluto, negative altrimenti) registrate in funzione della posizione del punto di misura per le diverse posizioni del degrado e per le diverse intensità. Dagli andamenti di tali variazioni, si nota come a  $L=0$  si verifica sempre, o quasi, l'incremento maggiore delle rotazioni. Tale incremento rimane circa costante per tutti i punti monitorati che si trovano prima del danneggiamento, in corrispondenza del quale si ha una diminuzione o comunque si registra un incremento minore della rotazione. Dopo la mezzeria, le variazioni di rotazione aumentano nuovamente stabilizzandosi, pur rimanendo inferiori rispetto a quelle massime. Potendo misurare quindi le rotazioni in più punti della trave e confrontandole con quelle di una trave integra, sarebbe possibile individuare con abbastanza precisione la posizione del degrado. Inoltre, monitorando nel tempo tali variazioni, è possibile individuare il possibile progredire del degrado. Dai grafici riportati si nota, infatti, che, all'aumentare dell'intensità del degrado, si ha un incremento delle variazioni di rotazione.

Tuttavia, anche monitorando solamente le rotazioni di estremità è possibile determinare indicativamente la posizione del degrado. In Figura 3.32 si riporta il rapporto tra le variazioni di rotazione all'estremità finale ed iniziale della trave in funzione della posizione del degrado. Si nota come, allo spostarsi della fessura verso la mezzeria, il rapporto, da un valore di circa 0.15, aumenti fino all'unità per degrado posto a  $L/2$ .

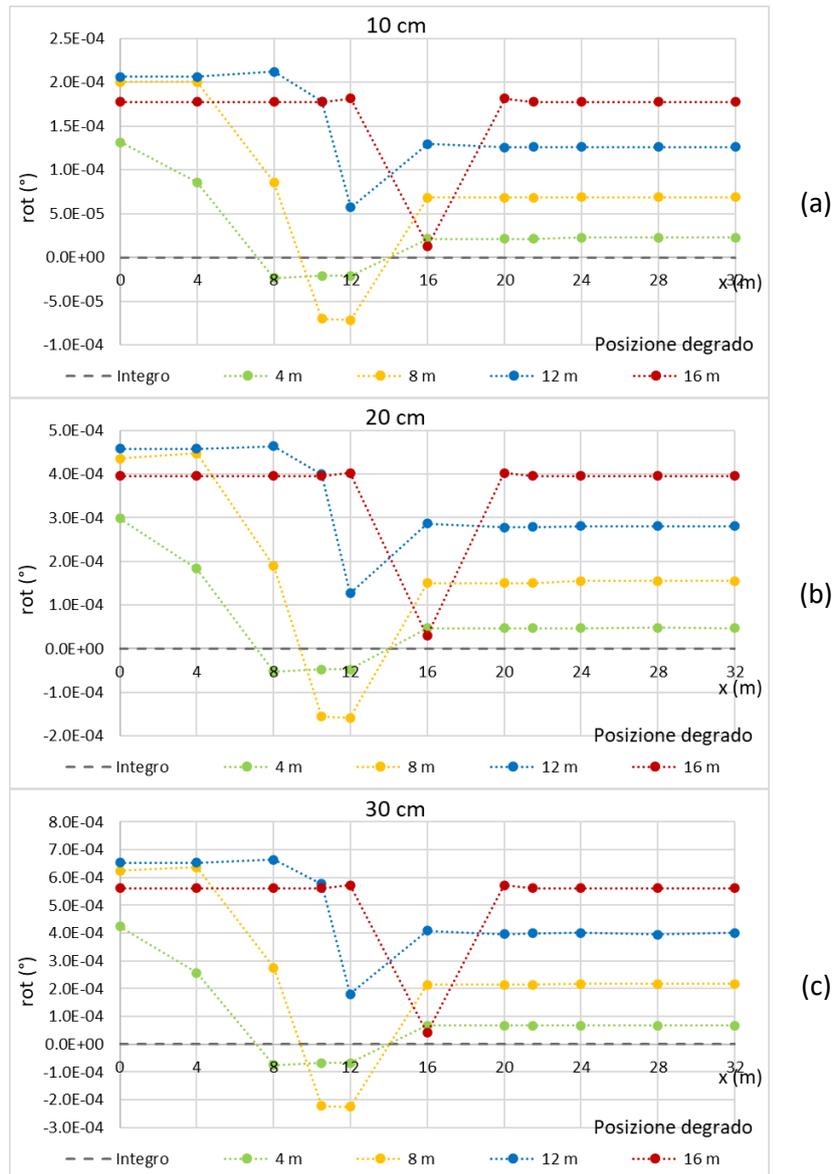


Figura 3.31: Variazioni massime della rotazione (positive se si ha un incremento della rotazione in valore assoluto, negative altrimenti) in funzione della posizione del punto di misura per le diverse posizioni del degrado e profondità di fessura di (a) 10 cm, (b) 20 e (c) 30 cm.

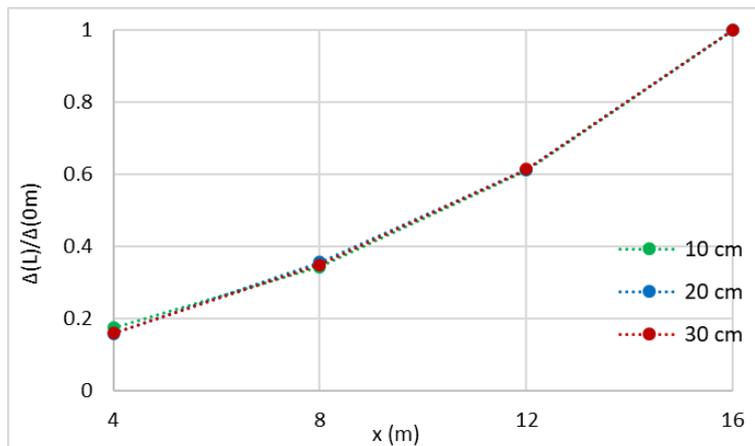
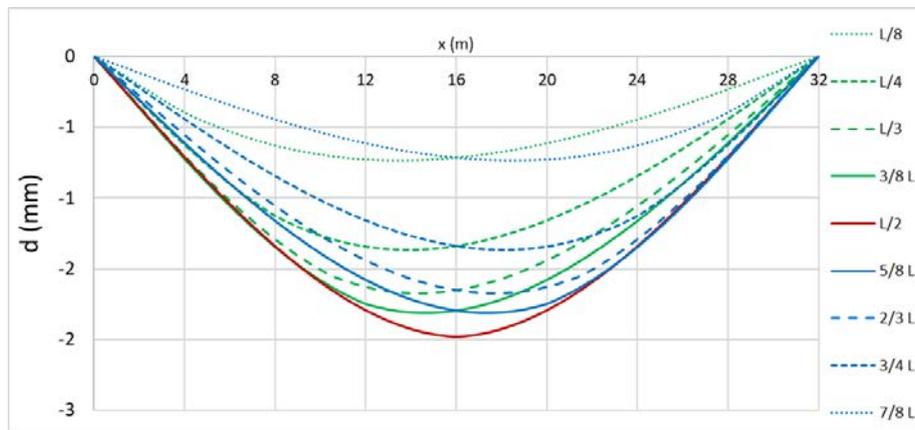


Figura 3.32: Rapporto tra le variazioni di rotazione all'estremità finale ed iniziale della trave in funzione della posizione del degrado.

Per quanto riguarda gli spostamenti, al passaggio del carico, i valori massimi vengono registrati in mezzeria, per decrescere verso gli appoggi. In [Figura 3.33](#) si riportano gli spostamenti della trave integra in funzione della posizione del carico per i diversi punti monitorati.



*Figura 3.33: Spostamenti della trave integra in funzione della posizione del carico per i diversi punti monitorati.*

Con l'introduzione del degrado, è possibile notare un generale incremento degli spostamenti in tutti i punti di misura. I valori massimi degli spostamenti sono registrati per le stesse posizioni del carico che generano valori massimi nella trave integra. Tuttavia, le variazioni maggiori si hanno quando il carico si colloca in prossimità del degrado. In [Figura 3.34](#) si riporta l'andamento delle variazioni massime (positive se si ha un incremento degli spostamenti in valore assoluto, negative altrimenti) registrate in funzione della posizione del punto di misura per le diverse posizioni del degrado e per le diverse intensità. Come si nota, la variazione di spostamento cresce al crescere della profondità della fessura ed il valore massimo si trova sempre per il punto di misura corrispondente alla posizione del degrado. Come nel caso delle rotazioni, avendo a disposizione un numero abbastanza esteso di sensori di spostamento (ad esempio 7, come nell'esempio proposto a meno delle posizioni di misura a  $L/3$ ), sarebbe possibile rilevare ed individuare la posizione di un degrado o di un danneggiamento. L'utilizzo di un numero inferiore di sensori, ad esempio 3 posti a distanza  $L/4$  tra di loro, può comunque fornire informazioni per avere una stima della zona in cui è collocato il degrado. Infine, l'utilizzo di un singolo sensore posto in mezzeria, può consentire di rilevare la presenza di un difetto ma non di localizzarlo.

Al fine di valutare alcuni degli indici proposti in letteratura, sono stati calcolati il GRC, il DAC e DBI ed il DR. In particolare, gli indici sono stati ottenuti considerando di "monitorare" un numero variabile di punti, come fatto già per la scrittura degli autovettori. Si sono quindi considerate le configurazioni di punti monitorati Conf. 4 m e Conf. 8 m. Inoltre, con riferimento al DR, l'indice non è stato calcolato basandosi sulle linee di influenza ma sui valori di spostamento ricavati dai punti monitorati. Infine, per il GRC, esso è stato ricavato sia calcolando la curvatura sia considerando direttamente gli spostamenti, come riportato rispettivamente in (Chen, Zhu, & Chen, 2005) e (Ono, Ha, & Fukada, 2019). Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

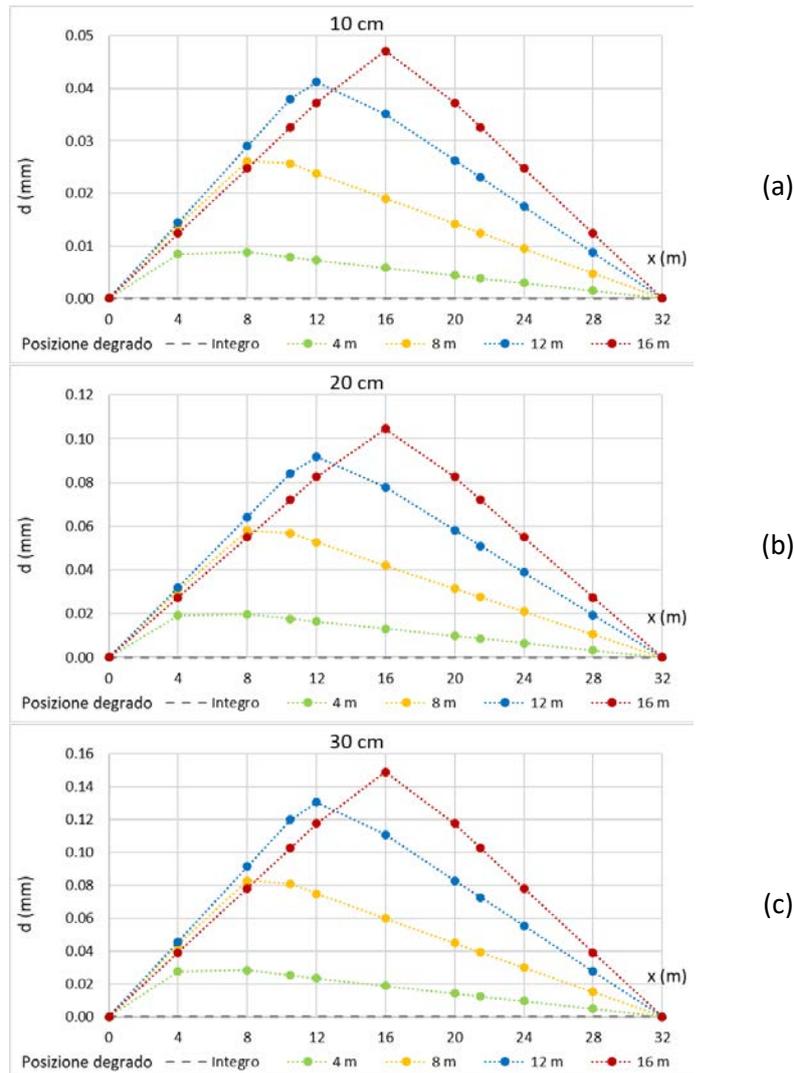


Figura 3.34: Variazioni massime dello spostamento (positive se si ha un incremento della rotazione in valore assoluto, negative altrimenti) in funzione della posizione del punto di misura per le diverse posizioni del degrado e profondità di fessura di (a) 10 cm, (b) 20 e (c) 30 cm.

Con riferimento all'indice GRC, esso dipende dal numero di casi di carico considerati. L'indice è stato quindi ricavato considerando diversi gruppi di carico: inizialmente si sono considerate le singole posizioni della forza viaggiante, successivamente gruppi di posizioni di carico ed infine tutte le posizioni di carico assunte dalla forza tra 0 m e 32 m.

Utilizzando le singole posizioni della forza, l'indice GRC fornisce valori inferiori all'unità sempre in corrispondenza o in vicinanza della posizione del carico. Non è quindi possibile utilizzare una sola posizione del carico. Considerando gruppi di posizioni di carico, si è visto che l'indice GRC fornisce valori inferiori all'unità solamente se si considerano posizioni di carico che comprendono quelle vicino al danneggiamento. Infine, considerando tutte le posizioni attribuite alla forza sulla trave, l'indice GRC riesce a localizzare la posizione della fessura.

In Figura 3.35 si riportano gli indici ricavati per ogni punto di misura al variare della profondità della fessura sia per la configurazione di punti Conf. 4 m che Conf. 8 m,

segundo il metodo proposto da (Chen, Zhu, & Chen, 2005) e ricavati considerando tutte le posizioni di carico assunte dalla forza viaggiante. Si può notare immediatamente che l'indice è in grado di individuare e localizzare il danneggiamento ma non è in grado di tener conto della sua intensità: all'aumentare dell'altezza della fessura il valore del GRC nei singoli punti non subisce variazioni.

Con riferimento al numero di punti monitorati, l'utilizzo di un numero di "sensori" maggiore permette di localizzare in modo più preciso la posizione del danneggiamento, tuttavia anche con l'utilizzo di soli 3 punti di misura è possibile stabilire indicativamente la sua posizione.

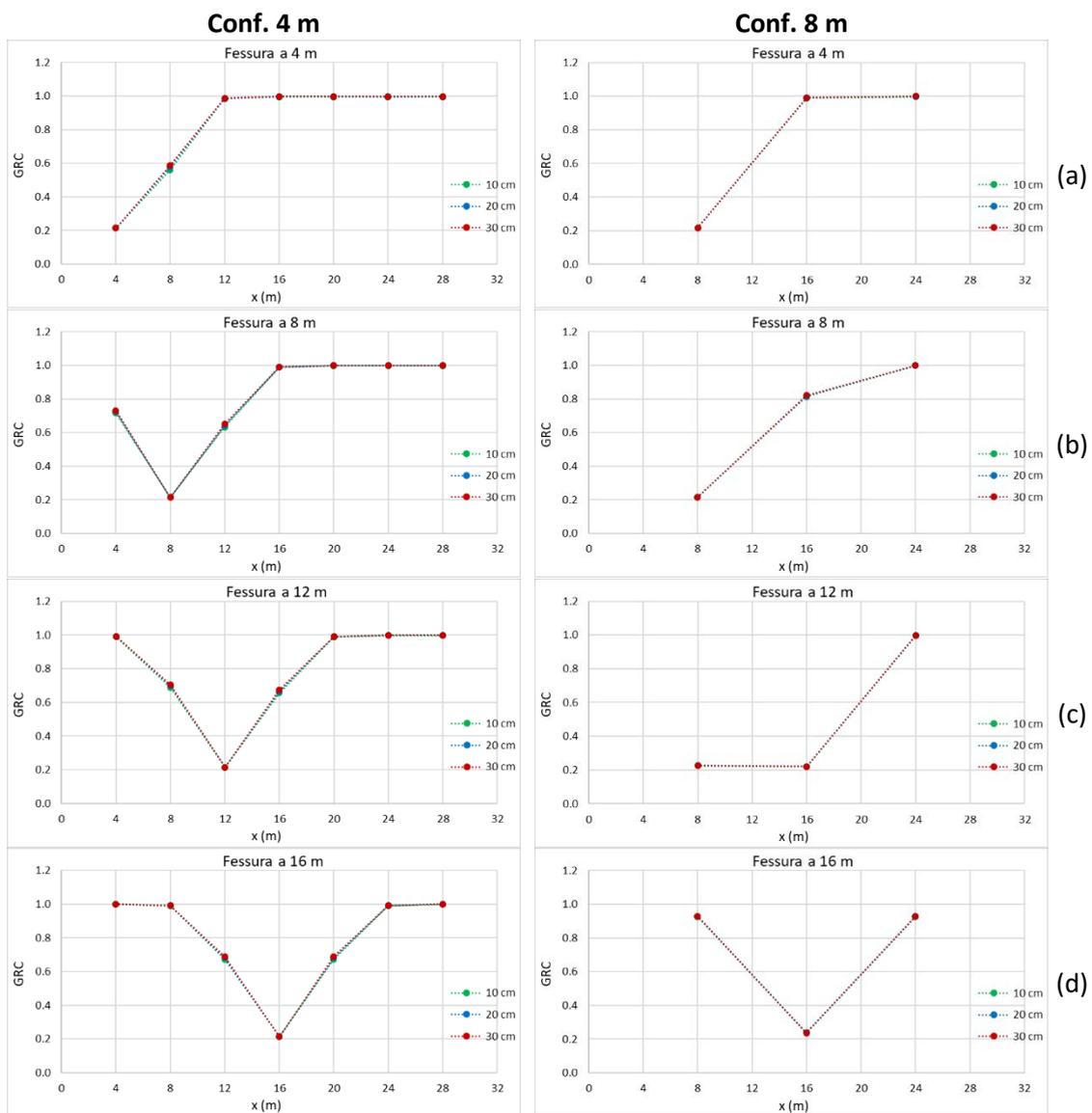


Figura 3.35: Indice GRC (Chen, Zhu, & Chen, 2005) per ogni punto di misura per le configurazioni Conf. 4 m e Conf. 8 m e per le diverse posizioni del degrado.

In Figura 3.36 si riporta l'indice GRC calcolato a partire direttamente dagli spostamenti, come proposto in (Ono, Ha, & Fukada, 2019). Anche in questo caso, non è possibile monitorare l'incremento dell'intensità del degrado. Tuttavia, nonostante sia

possibile individuare la posizione del danneggiamento, i risultati sono meno chiari rispetto all'indice GRC ricavato dalla curvatura.

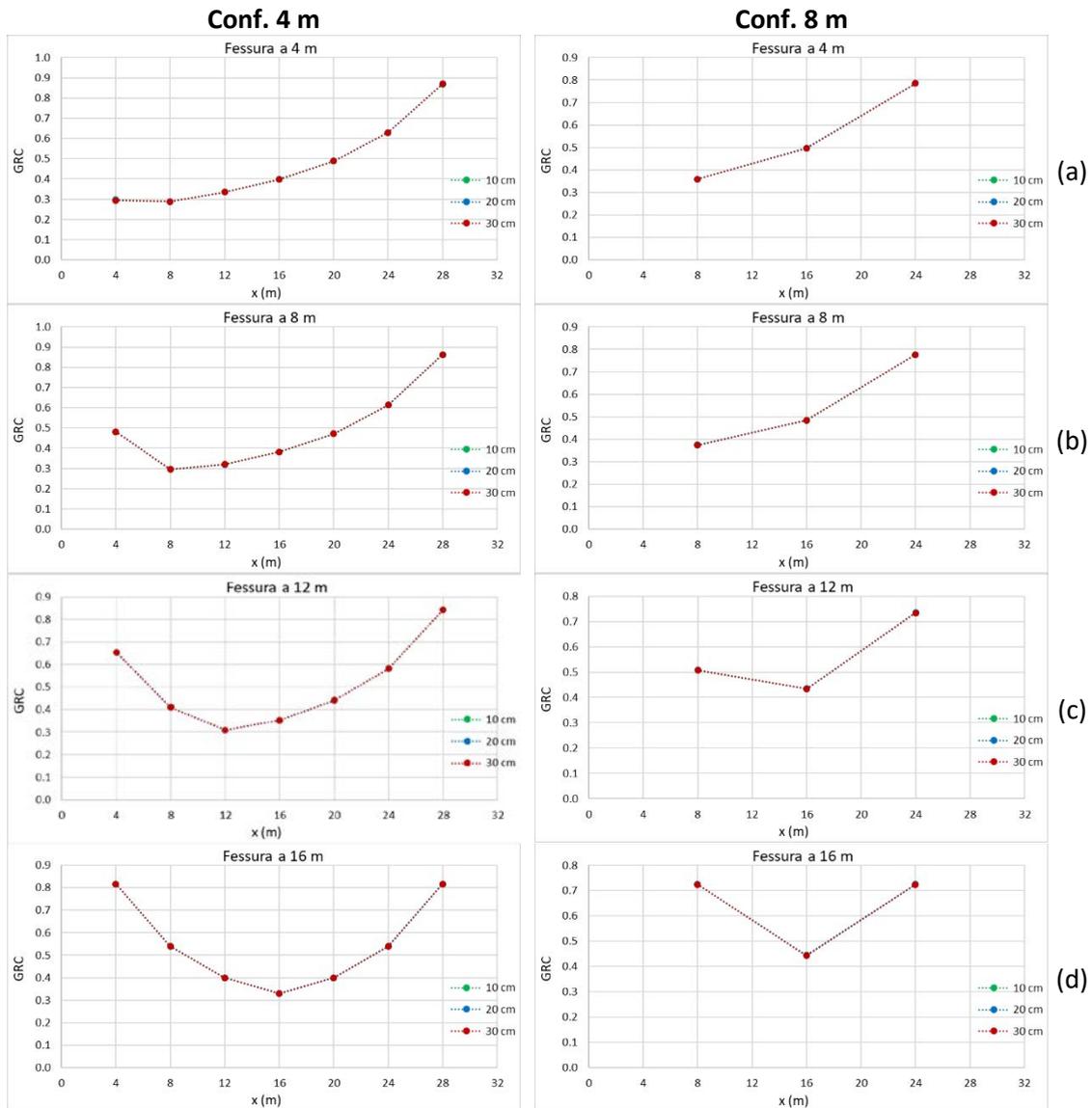
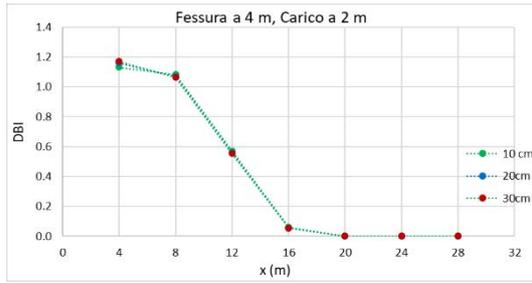


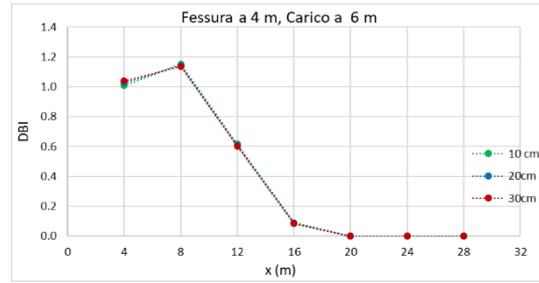
Figura 3.36: Indice GRC (Ono, Ha, & Fukada, 2019) per ogni punto di misura per le configurazioni Conf. 4 m e Conf. 8 m e per le diverse posizioni del degrado.

Con riferimento all'indice globale DAC, per ogni entità di danno e posizione del carico, i valori ottenuti sia considerando gli spostamenti della configurazione Conf. 4 m che quelli della Conf. 8 m sono sempre pari all'unità, indicativi di una struttura integra.

L'indice DBI è stato calcolato per diverse posizioni della forza concentrata. Con riferimento alla configurazione di punti di misura Conf. 4m, per tutti i casi considerati, a parità di posizione e profondità della fessura, il valore dell'indice per ogni punto rimane invariato, a meno del caso di degrado posto a 4 m. Per tale posizione, infatti, il carico posto tra l'appoggio ad  $L = 0$  m e la fessura permette di ricavare dei DBI in grado di localizzare il danneggiamento, mentre altre posizioni del carico mostrano degli andamenti che posizionano la fessura ad 8 m invece che 4 m, come mostrato in [Figura 3.37](#).



(a)



(b)

Figura 3.37: Indice DBI (Conf. 4 m) per fessura posta a 4 m per forza concentrata posta a 2 m e 6 m.

In Figura 3.38 si riportano gli indici DBI calcolati per le due configurazioni di punti di misura e per carico posto in mezzzeria. Come si nota, valgono anche per questo indice le stesse considerazioni sul numero di sensori effettuate per l'indice GRC.

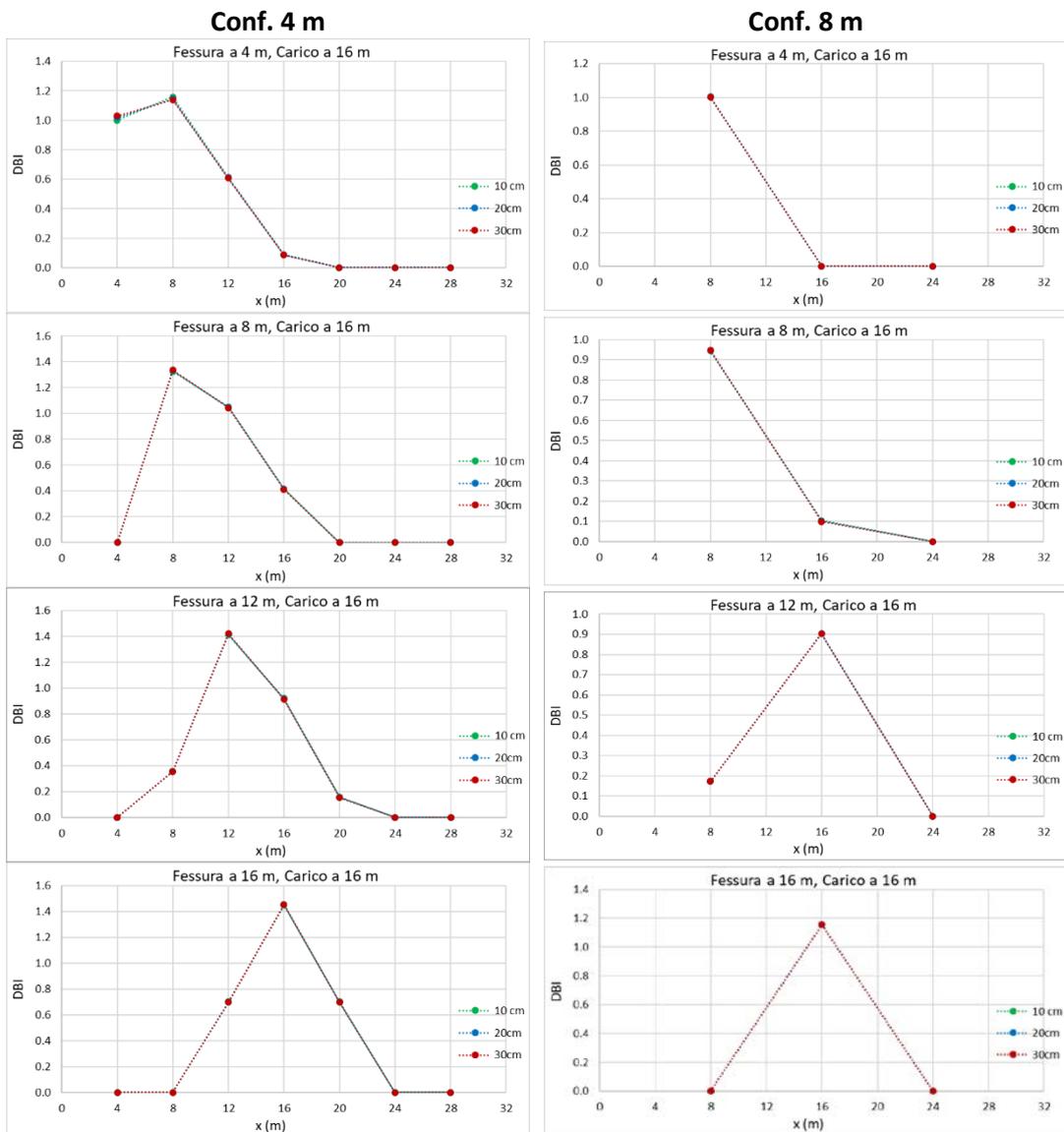


Figura 3.38: Indice DBI per ogni punto di misura per le configurazioni Conf. 4 m e Conf. 8 m, per le diverse posizioni del degrado e carico posto in mezzzeria.

Infine, in [Figura 3.39](#) si riportano gli indici DR per ogni punto di misura per le due configurazioni di punti di misura considerati e carico posto in mezzeria. Con riferimento alla posizione del carico, essa non influisce sull'andamento degli indici al variare del punto di misura, ma influisce nel valore dell'indice calcolato: carichi in prossimità del degrado generano indici maggiori nei punti di misura coinvolti. Come si nota nei grafici, l'indice DR è l'unico che permette di poter monitorare l'intensità del danneggiamento nel tempo: fessure più profonde generano indici più alti.

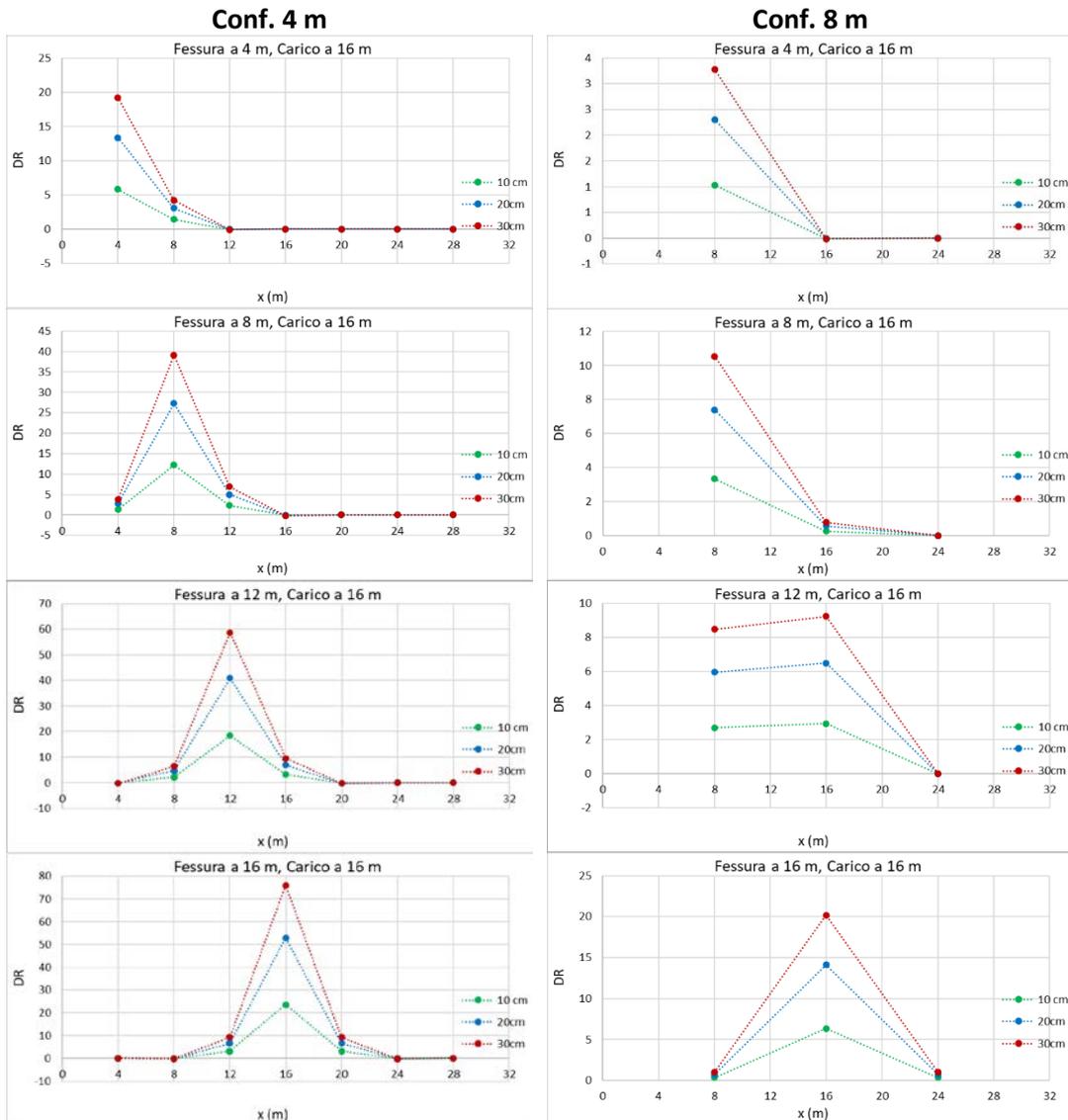


Figura 3.39: Indice DR per ogni punto di misura per le configurazioni Conf. 4 m e Conf. 8 m, per le diverse posizioni del degrado e carico posto in mezzeria.

A seguito dell'analisi eseguita sugli spostamenti, già analizzando le variazioni in ogni punto di misura è possibile rilevare il danneggiamento e localizzarne la posizione. Gli indici proposti in letteratura permettono di avere un quadro della situazione più completo. L'indice GRC ricavato a partire dalla curvatura e l'indice DR risultano i migliori per il rilevamento della fessura, ma solamente il DR è in grado di cogliere anche l'aumento dell'intensità del danno. Con riferimento ai punti di misura, un numero maggiore di punti è in grado di identificare e localizzare in modo più accurato il

danneggiamento. Nonostante ciò, anche utilizzando solamente 3 punti di misura, ogni L/4, è possibile rilevare il degrado e stabilirne approssimativamente la posizione.

Al fine di valutare l'utilizzo degli indici e dei metodi proposti per la rilevazione di degradi multipli, sulla trave è stata modellata la presenza di due fessure, una posta a 8 m, l'altra a 20 m considerando, in entrambe le sezioni, delle profondità di fessura pari a 10 cm, 20 cm e 30 cm. Inoltre, è stato considerato un ultimo caso con fessura a 8 m profonda 30 cm e fessura a 20 m profonda 10 cm.

Con riferimento alle frequenze di vibrazioni, le variazioni di frequenza sono comparabili a quelle ricavate per i casi di degrado localizzato in una sezione. In [Figura 3.40](#), [Figura 3.41](#) e [Figura 3.42](#) si riportano invece i grafici della curvatura modale per i primi due modi di vibrazione considerando le configurazioni di punti di misura Conf. 05 m, Conf. 2 m e Conf. 4 m. Configurazioni di punti più diradati non hanno dato risultati apprezzabili. Nei grafici riportati è quasi sempre possibile individuare la presenza e la posizione del danno, tranne che nei casi di profondità della fessura pari a 10 cm, non rilevabili dalla Conf. 4.

Con riferimento alle rotazioni, a parità di altezza di fessura, si sono registrati variazioni maggiori di rotazione rispetto al caso in cui era presente una sola fessura. In [Figura 3.43](#) si riportano tali variazioni per tutti i casi di degrado considerato. Si nota che, procedendo nell'ordine delle x crescenti, le variazioni di rotazione rimangono circa costanti fino alla posizione della prima fessura, per poi diminuire rapidamente e crescere nuovamente dopo la seconda fessura. Alla luce di questo andamento, i grafici rappresentati in [Figura 3.31](#) relativi alla presenza di una sola fessura diventano meno interpretabili: non è possibile, guardando solamente le variazioni di rotazioni, stabilire se sono presenti una o più fessure. Posizionare più sensori di rotazione lungo la trave non permette quindi di identificare la presenza di una o più fessure e di localizzarle. È conveniente quindi posizionare solamente un sensore ad ogni estremità della trave per il rilevamento della sola presenza del danno.

In [Figura 3.44](#) si riportano le variazioni massime degli spostamenti per ogni punto di misura. Al contrario dei grafici rappresentati in [Figura 3.34](#), in cui prima e dopo la fessura si aveva un andamento costante della pendenza delle curve rappresentate, in questo caso è possibile individuare tre tratti a pendenza circa costante: prima della fessura a 8 m, tra le due fessure e dopo la fessura a 20 m. Sembrerebbe quindi che sia possibile individuare la presenza di un degrado dall'andamento delle variazioni degli spostamenti.

In [Figura 3.45](#) e [Figura 3.46](#) si riportano i grafici relativi rispettivamente all'indice GRC e DR. Si nota come l'indice GR permetta di localizzare sempre la presenza dei due danneggiamenti e, nel caso di fessure con diverse profondità, è possibile notare in quale parte di trave si ha un'intensità maggiore del degrado. Con riferimento all'indice DR, invece, la localizzazione del danno è legata all'intensità del degrado e alla posizione di carico considerata: per fessure profonde 10 cm e nel caso di fessure con diversa

profondità, considerando casi di carico diversi, varia la posizione indicata del danneggiamento.

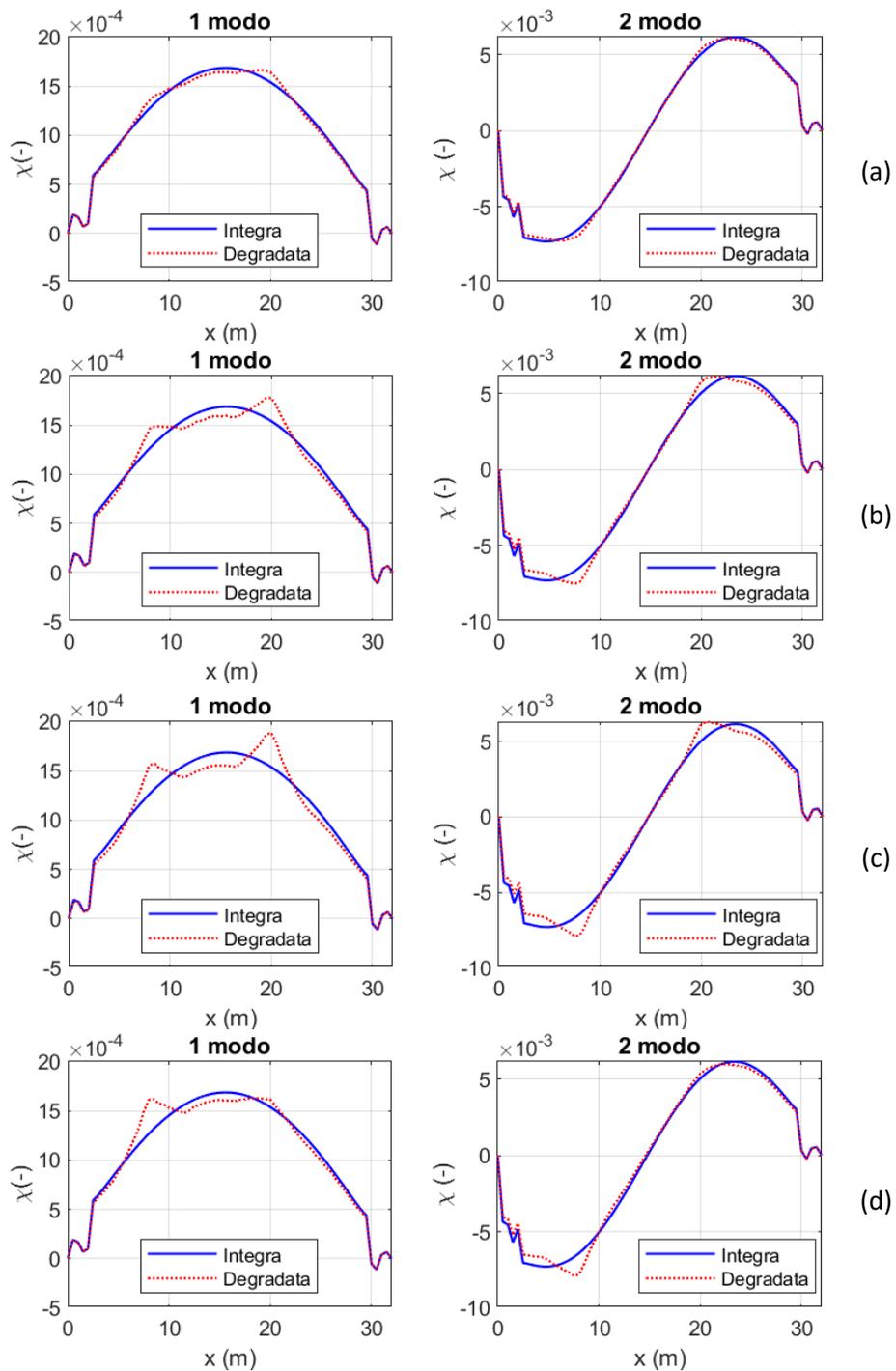


Figura 3.40: Curvatura modale (Conf. 0.5 m) per fessure localizzate a 8 m e 20 m con profondità (a) 10 cm, (b) 20 cm, (c) 30 cm e (d) rispettivamente 30 cm e 10 cm.

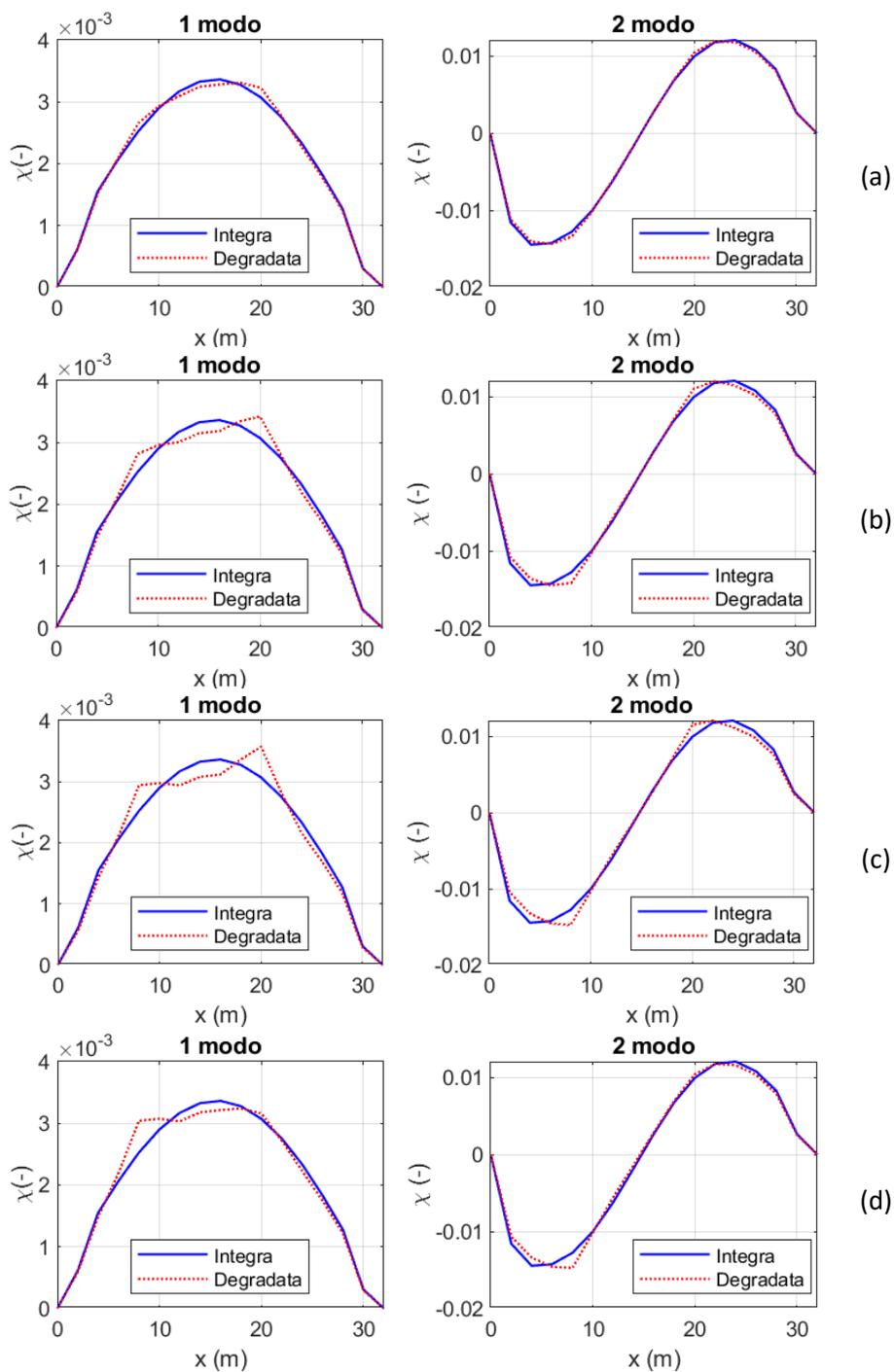


Figura 3.41: Curvatura modale (Conf. 2 m) per fessure localizzate a 8 m e 20 m con profondità (a) 10 cm, (b) 20 cm, (c) 30 cm e (d) rispettivamente 30 cm e 10 cm.

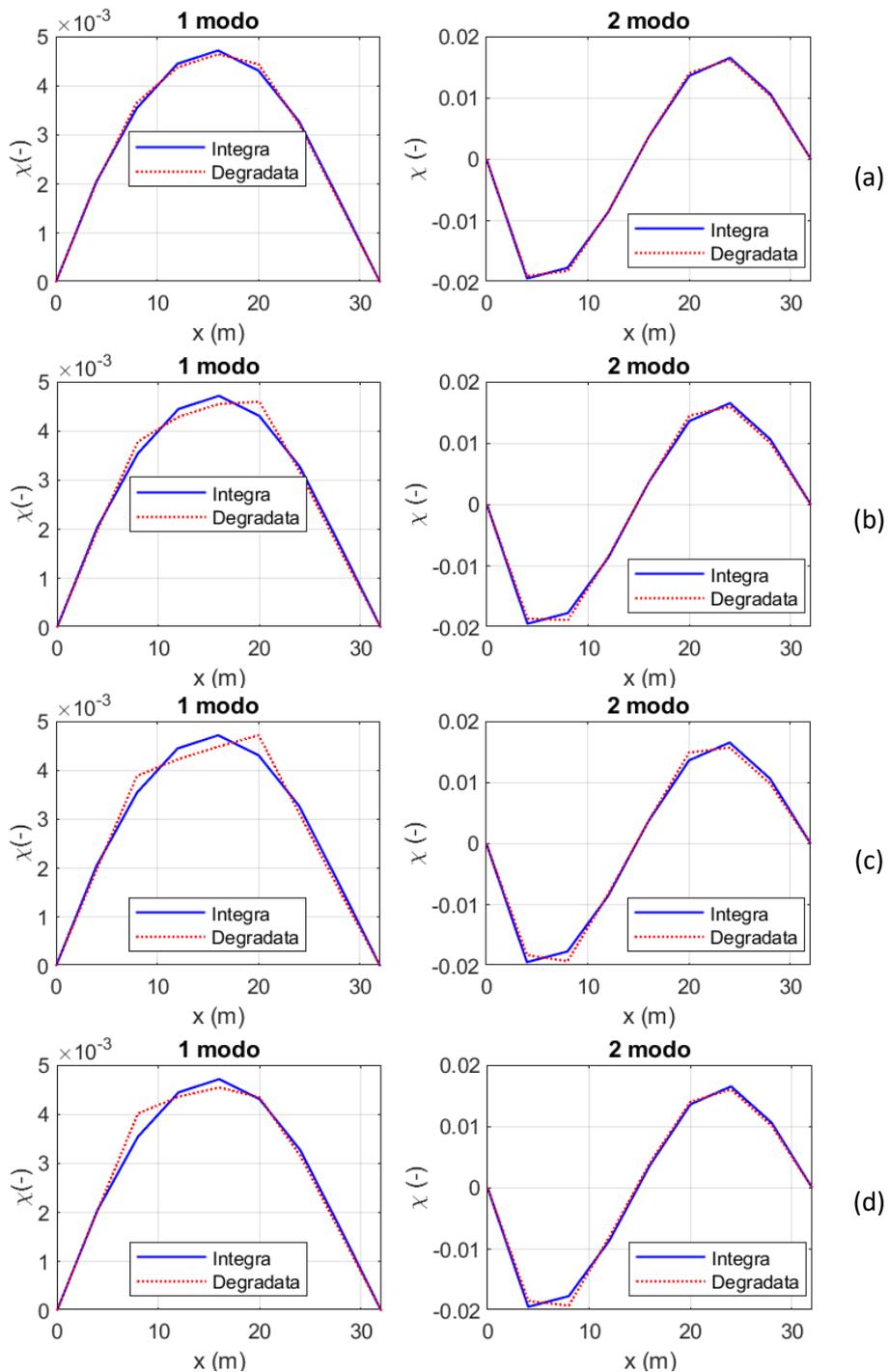


Figura 3.42: Curvatura modale (Conf. 4 m) per fessure localizzate a 8 m e 20 m con profondità (a) 10 cm, (b) 20 cm, (c) 30 cm e (d) rispettivamente 30 cm e 10 cm.

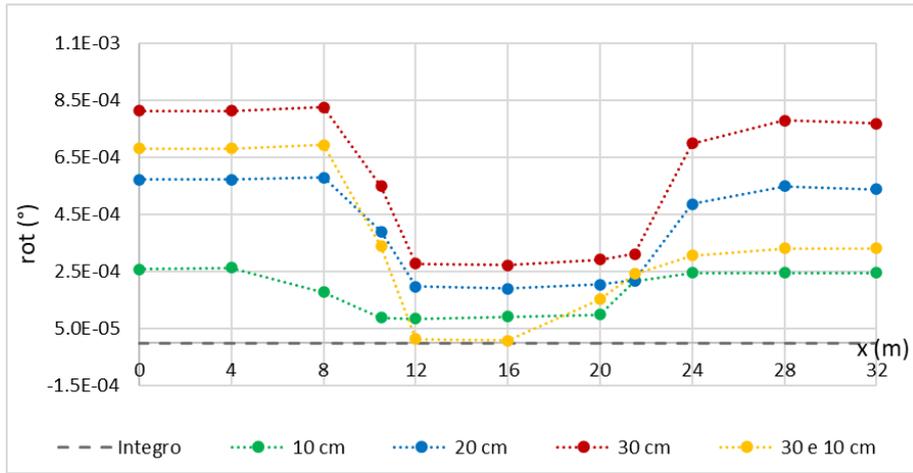


Figura 3.43: Variazioni massime di rotazione nei diversi punti di misura per fessure posizionate a 8 m e 20 m per diverse intensità del danneggiamento.

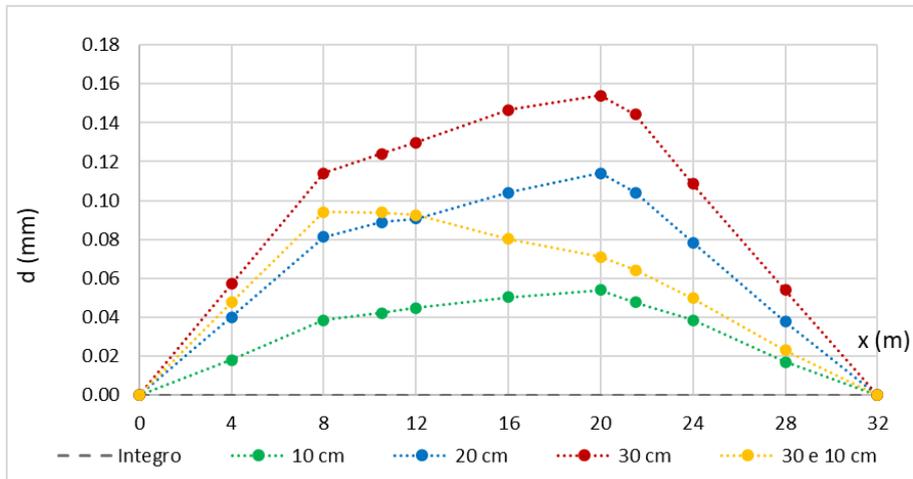


Figura 3.44: Variazioni massime di spostamento nei diversi punti di misura per fessure posizionate a 8 m e 20 m per diverse intensità del danneggiamento.

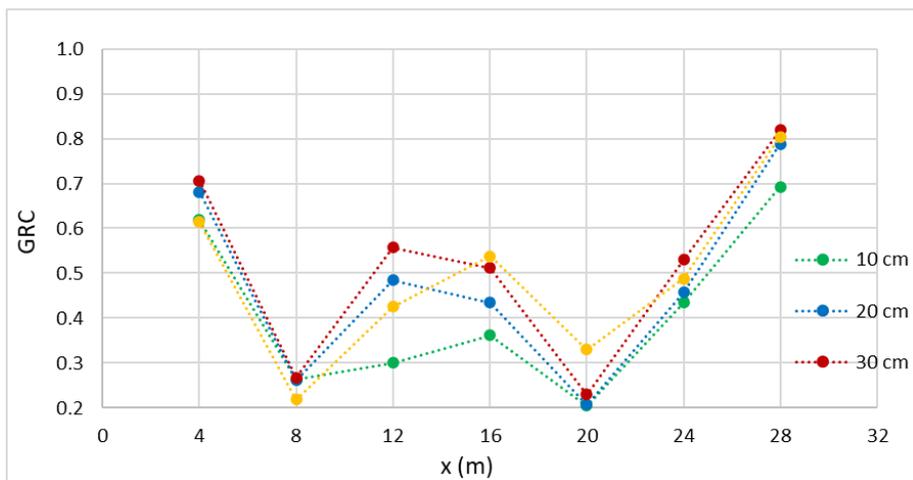


Figura 3.45: Indice GRC per fessure sulla trave poste a 8 e 20 m per diverse intensità del danneggiamento.

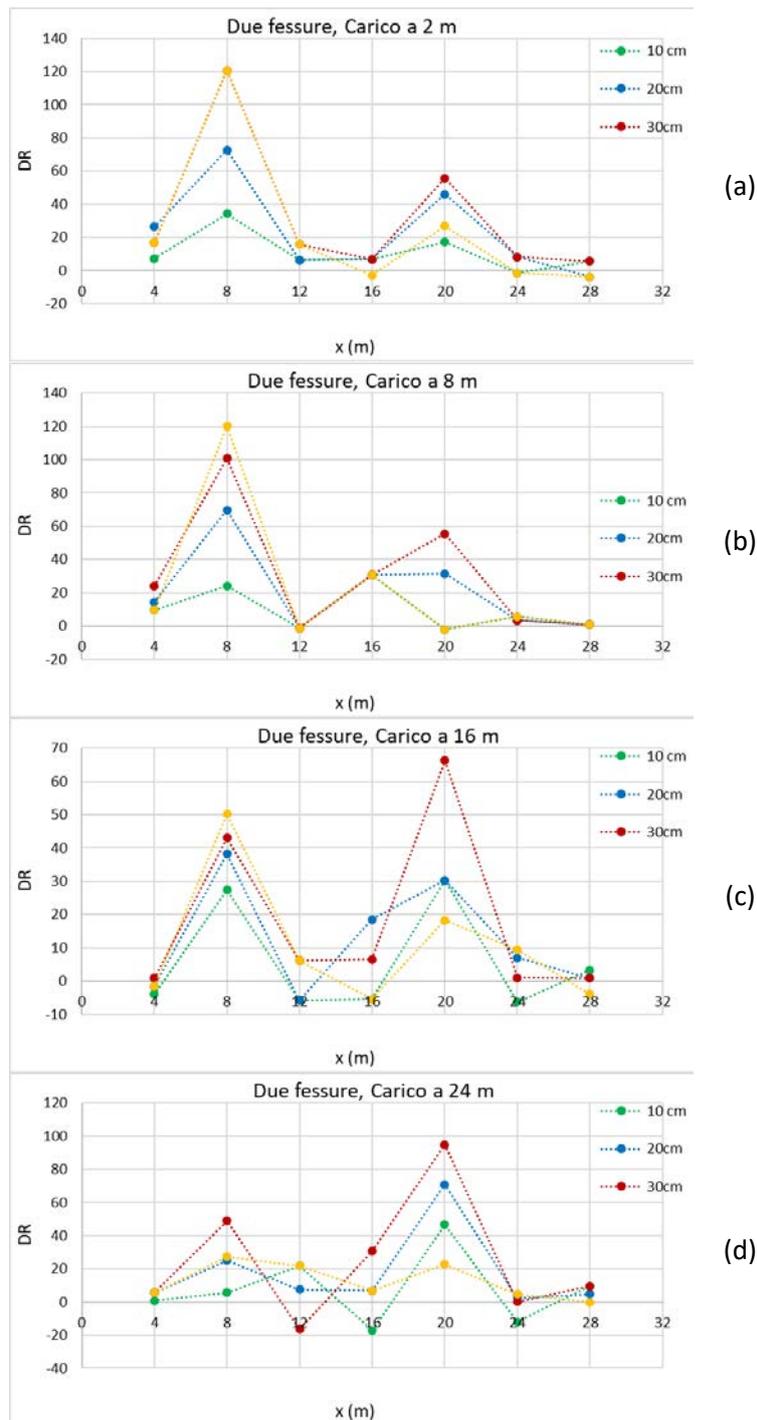


Figura 3.46: Indice DR per fessure sulla trave poste a 8 e 20 m per diverse intensità del danneggiamento e carico posto a (a) 2 m, (b) 8 m, (c) 16 m e (d) 24 m.

A seguito dell'analisi condotta sulla singola trave è possibile quindi stabilire che:

- Per un'identificazione delle forme modali flessionali della trave sono necessari pochi sensori, da due a tre, posti ad  $L/4$  o  $L/3$  ed eventualmente in mezzeria;
- Dall'analisi della variazione delle frequenze di vibrazione associate alle forme modali individuate è possibile identificare la presenza di degradi o danneggiamenti: maggiore è il degrado, più facilmente è possibile rilevarlo;

- Per localizzare il degrado o i degradi con metodi di identificazione dinamica, è necessario ricorrere alle curvature modali utilizzando dei sensori dislocati sulla struttura ad interasse non inferiore ad almeno  $L/8$ . Infatti, maggiore è la vicinanza del sensore al degrado, maggiore è la probabilità di rilevarlo;
- Sensori di rotazione posti all'estremità delle travi possono rilevare la presenza di un danneggiamento, ma non possono localizzarlo;
- Un sistema di monitoraggio in grado di rilevare spostamenti sulla trave può essere in grado di rilevare la presenza di uno o più degradi e di localizzarli. Già dall'analisi delle differenze di spostamento tra la trave in una generica condizione e la trave integra a parità di carico è possibile trarre informazioni utili. Con l'utilizzo dell'indice GRC calcolato a partire dalla curvatura è possibile individuare la posizione dei degradi, anche se è necessario considerare un numero abbastanza elevato di condizioni di carico. L'indice DR risulta invece indipendente dalla posizione del carico ed è in grado di monitorare l'evoluzione nel tempo del degrado. Maggiore è il numero di punti monitorati, più è facile localizzare il danneggiamento.

Le conclusioni ricavate per la singola trave sono state utilizzate per condurre un'analisi su un impalcato di un ponte e ottenere informazioni per la definizione di un sistema di monitoraggio in grado di rilevare la presenza di degradi e danneggiamenti.

### 3.3.3. Analisi parametrica dell'impalcato

L'analisi parametrica dell'impalcato è stata condotta considerando varie posizioni del degrado. Al fine di indagarne l'influenza sui parametri modali, rotazioni e spostamenti, la fessura è stata posizionata ad  $L/8$ ,  $L/4$ ,  $3/8L$  ed  $L/2$  prima sulla trave T4 e poi sulla trave T3. Per ogni caso di danneggiamento si è quindi valutata la variazione di frequenza delle forme modali e le variazioni sulla curvatura modale, le rotazioni e gli spostamenti in alcuni punti delle travi e l'andamento degli indici GRC e DR per alcuni casi di carico descritti in seguito.

Con riferimento alle caratteristiche dinamiche dell'impalcato, l'analisi modale in configurazione integra ha consentito di definire le frequenze di vibrazione e le forme modali ad esse associate. In particolare, ai fini delle analisi, si sono considerate le prime 5 forme modali identificate in direzione verticale, rappresentate in [Figura 3.47](#) e associate alle frequenze riassunte in [Tabella 3-2](#).

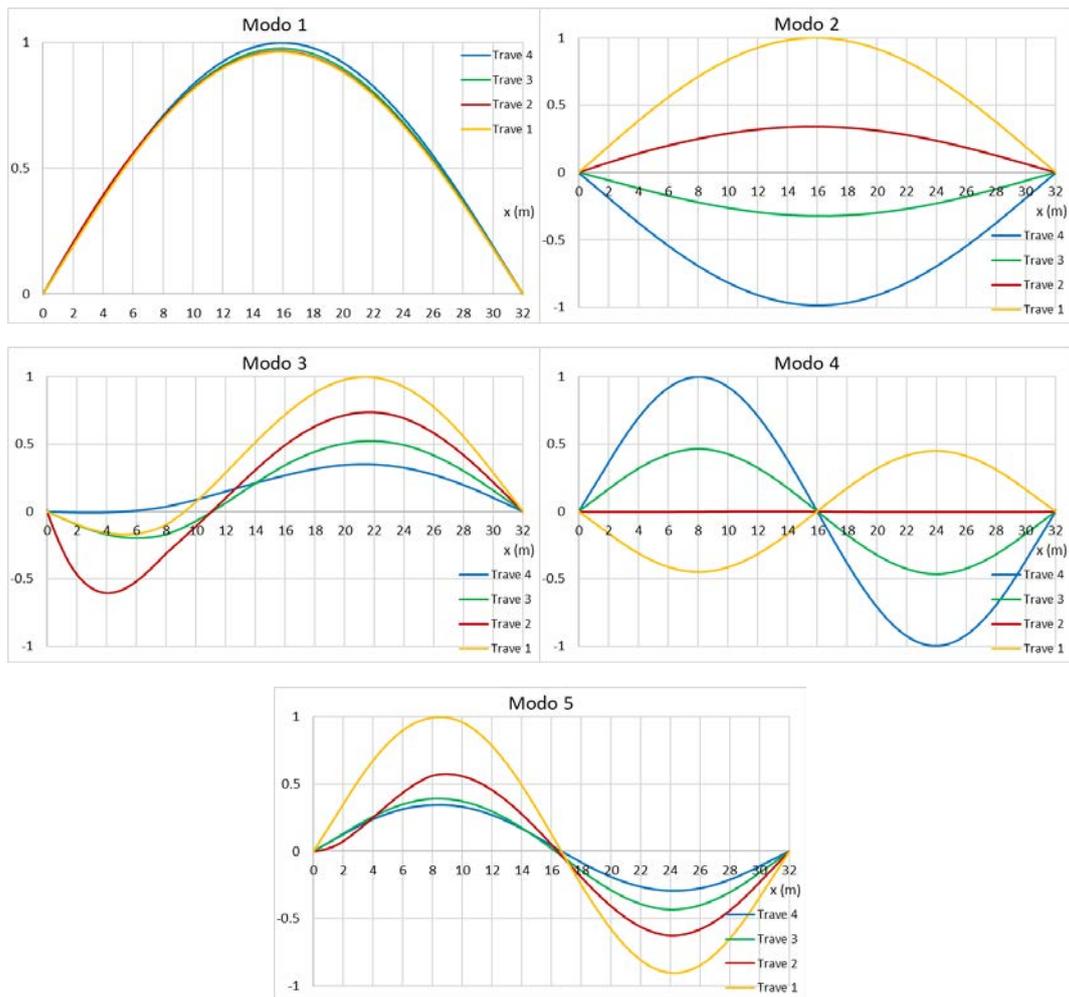


Figura 3.47: Prime cinque forme modali dell'impalcato normalizzate rispetto al valore massimo di ognuna.

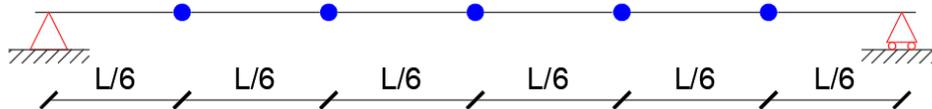
Tabella 3-2: Frequenze associate alle prime 5 forme modali dell'impalcato.

Modo	1	2	3	4	5
Frequenza (Hz)	3.76	4.26	9.12	13.59	15.16

Come nell'analisi della trave, l'introduzione del danneggiamento all'interno dell'impalcato ha causato una diminuzione delle frequenze proprie di vibrazione, più marcate nei casi di danneggiamento posizionato sulla trave di bordo (T4) che sulla trave interna (T3). Tali variazioni risultano però esigue e non significative durante le operazioni di identificazione modale di una struttura tramite dati sperimentali: il valore maggiore di variazione, rilevato per la quarta forma modale nel caso di fessura di 30 cm posta sulla trave T4 a 8 m, è pari a 0.175 Hz (1.29%), mentre per la prima forma modale si ha una variazione massima di 0.027 Hz (0.71%) e 0.023 Hz (0.61%), rispettivamente per degrado posto su trave T4 e T3, in corrispondenza di fessura profonda 30 cm e posta a 16 m.

La curvatura modale è stata ricavata utilizzando diverse configurazioni di punti (identiche su ogni trave) per la scrittura degli autovettori, ovvero la Conf. 2 m e la Conf.

4 m, già descritte precedentemente, ed una nuova configurazione con 5 punti equidistanti  $L/6$  (Conf.  $L/6$ ), rappresentata in [Figura 3.48](#).



*Figura 3.48: Schema della configurazione di punti Conf.  $L/6$ .*

Con riferimento alle configurazioni di punti Conf. 2 m e Conf. 4 m, la prima forma modale permette sempre di individuare il degrado in modo corretto indipendentemente dalla posizione e dalla profondità della fessura: in corrispondenza della trave degradata, nel punto dove è presente la fessura si notano differenze evidenti tra la curvatura relativa al modello integro e quello danneggiato. A parità di posizione, la differenza di curvatura modale aumenta all'aumentare della profondità della fessura e risulta più marcata per degradi su trave T4 che su trave T3 ([Figura 3.49](#) e [Figura 3.50](#)). Le differenze minime si verificano per fessura profonda 10 cm su trave T3 ed oscillano tra il 3% ed 4% per la Conf. 4 m. Sulle travi in cui non è presente il degrado, al variare del punto di misura e della profondità della fessura, è possibile notare differenze tra le curvature che possono essere concentrate ma meno intense rispetto a quelle sulla trave danneggiata o distribuite lungo la trave, più o meno intense ([Figura 3.51](#) e [Figura 3.52](#)). Considerazioni simili possono essere effettuate anche per la terza forma modale ([Figura 3.53](#), [Figura 3.54](#) e [Figura 3.55](#)), anche se in questo caso, per alcune posizioni del degrado, fessure su trave T3 generano differenze più accentuate rispetto a quelle su trave T4 ([Figura 3.56](#)). Inoltre le differenze tra curvatura della struttura degradata ed integra risultano minori rispetto a quelle della prima forma modale.

La seconda forma modale presenta su tutte le travi, degradate e non, una differenza di curvatura, più o meno accentuata, distribuita su tutta la lunghezza dell'impalcato. Tuttavia, in corrispondenza del degrado, nel diagramma delle differenze di curvatura, si rileva sempre una discontinuità di andamento che permette di localizzare la fessura ([Figura 3.57](#)). Simili ragionamenti possono essere effettuati per la quarta forma modale ([Figura 3.58](#)), a meno del danneggiamento posto in mezzeria, in cui la localizzazione della fessura non risulta possibile, nonostante si intuisca che tra i 12 m ed i 20 m ci siano delle anomalie. La quinta forma modale fornisce invece risultati apprezzabili solamente per determinate posizioni del degrado, mentre in alcuni casi non presenta variazioni di curvatura apprezzabile.

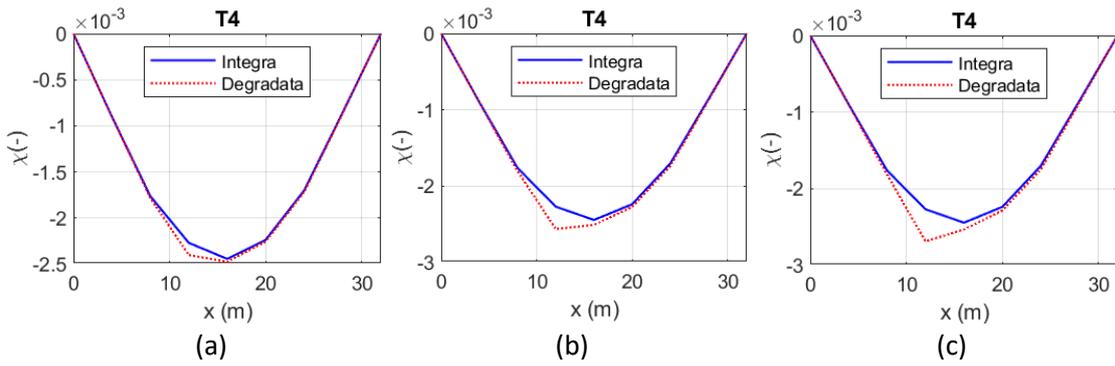


Figura 3.49: Curvature della prima forma modale (Conf. 4 m) per la trave T4 per fessura profonda 10 (a) 10 cm, (b) 20cm e (c) 30 cm localizzata a 12 m su trave T4.

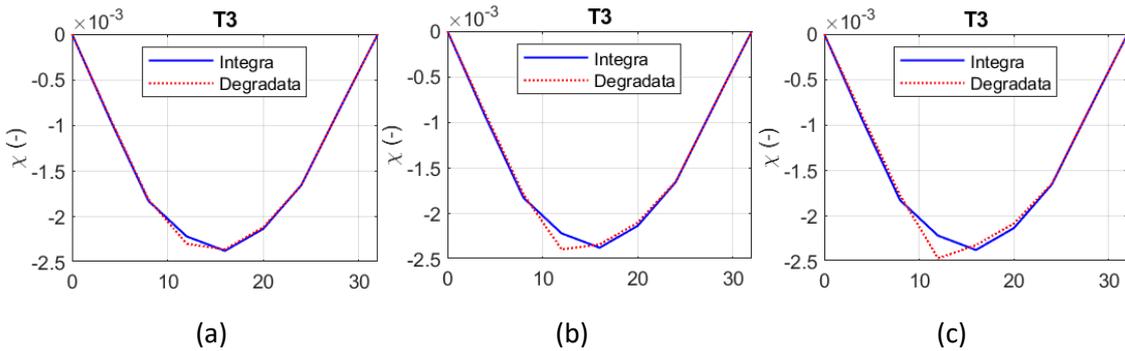


Figura 3.50: Curvature della prima forma modale (Conf. 4 m) per la trave T3 per fessura profonda 10 (a) 10 cm, (b) 20cm e (c) 30 cm localizzata a 12 m su trave T3.

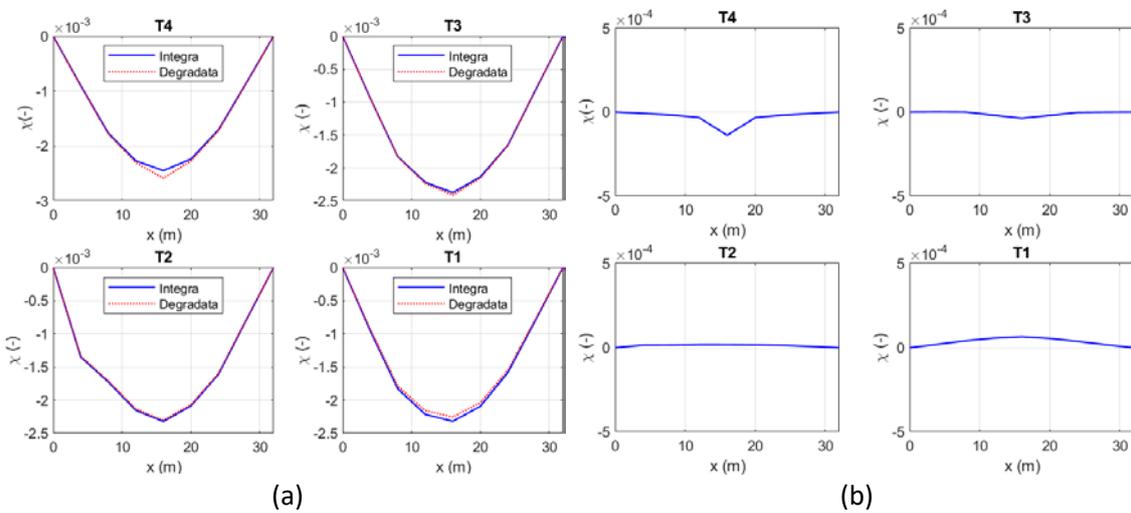


Figura 3.51: (a) Curvature della prima forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 10 cm localizzata a 16 m su trave T4.

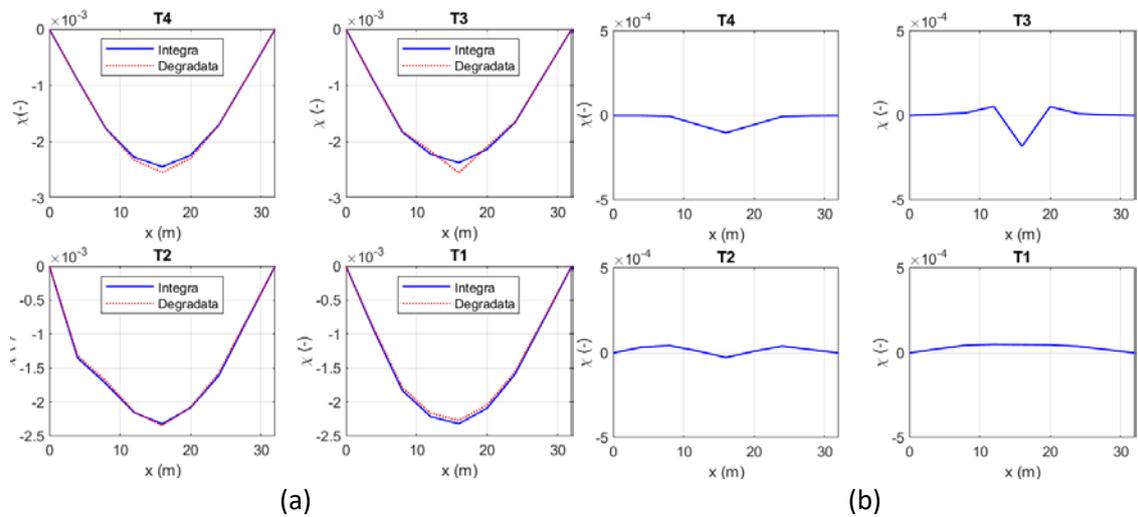


Figura 3.52: (a) Curvature della prima forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 30 cm localizzata a 16 m su trave T3.

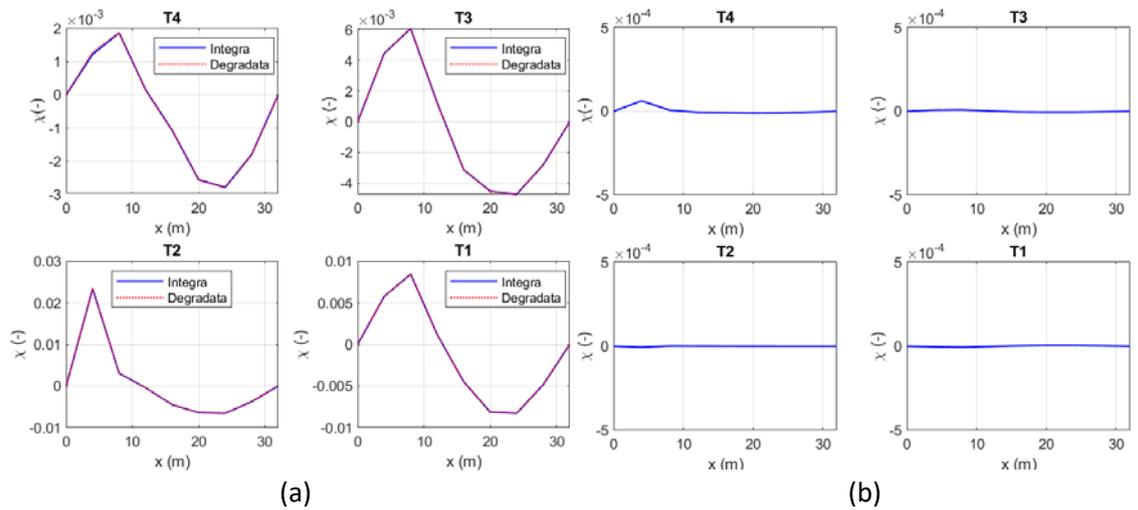


Figura 3.53: (a) Curvature della terza forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 10 cm localizzata a 4 m su trave T4.

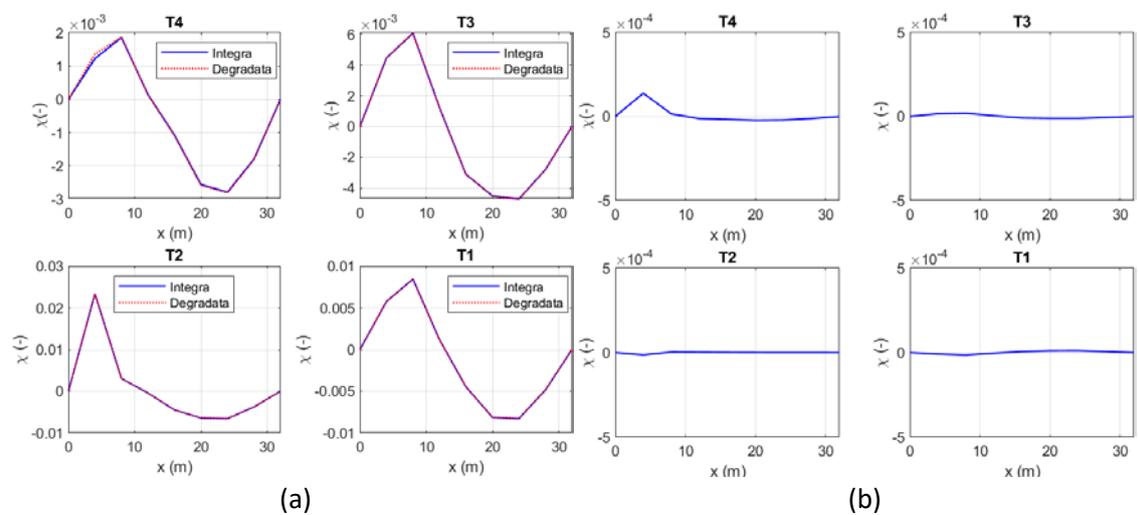


Figura 3.54: (a) Curvature della terza forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 20 cm localizzata a 4 m su trave T4.

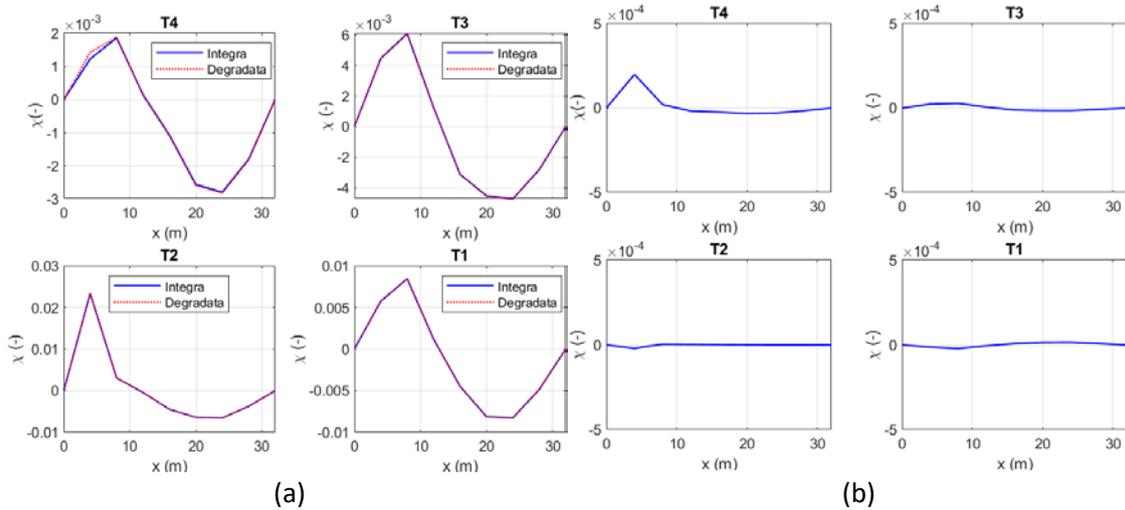


Figura 3.55: (a) Curvature della terza forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 30 cm localizzata a 4 m su trave T4.

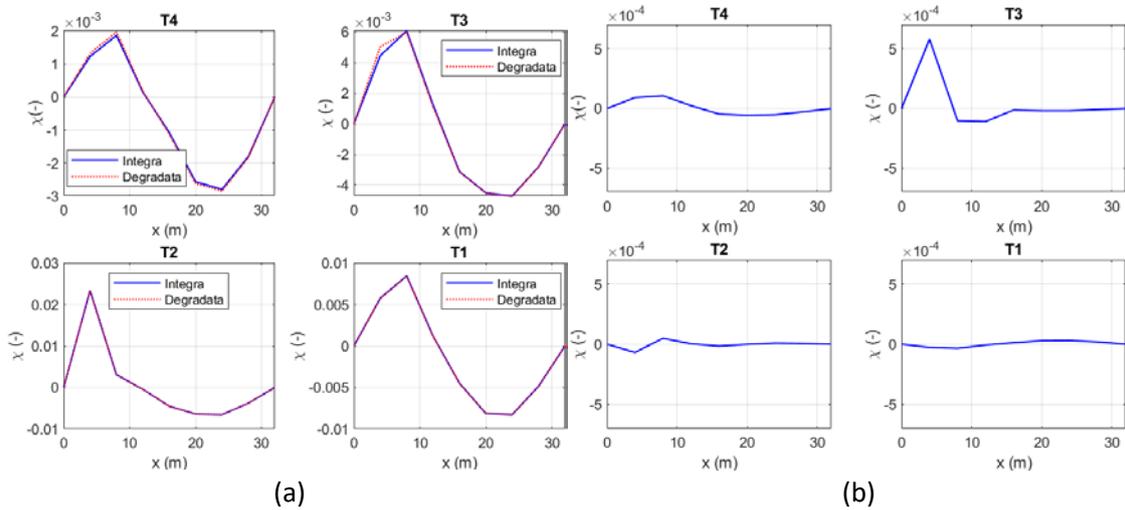


Figura 3.56: (a) Curvature della terza forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 30 cm localizzata a 4 m su trave T3.

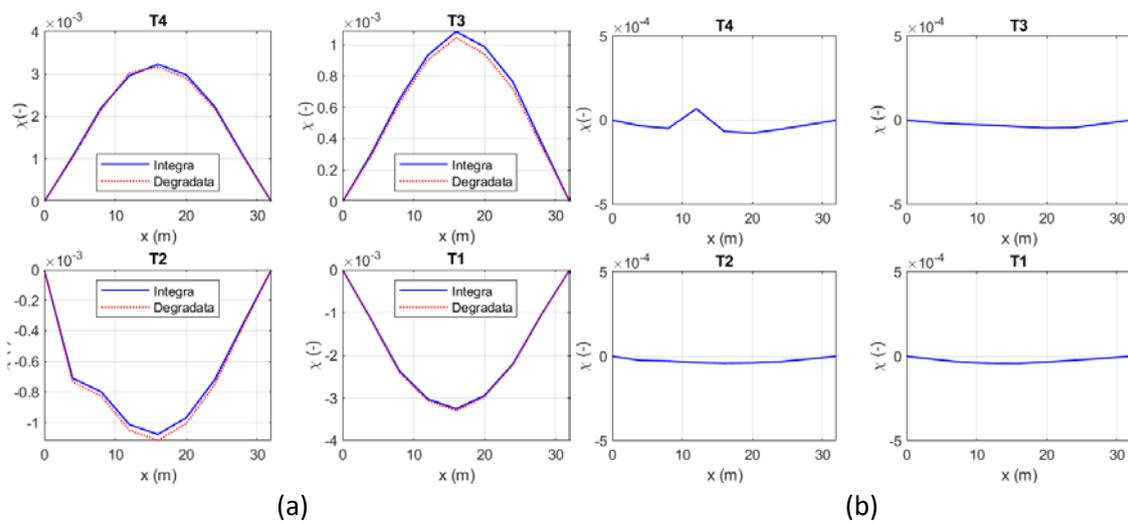


Figura 3.57: (a) Curvature della seconda forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 10 cm localizzata a 12 m su trave T4.

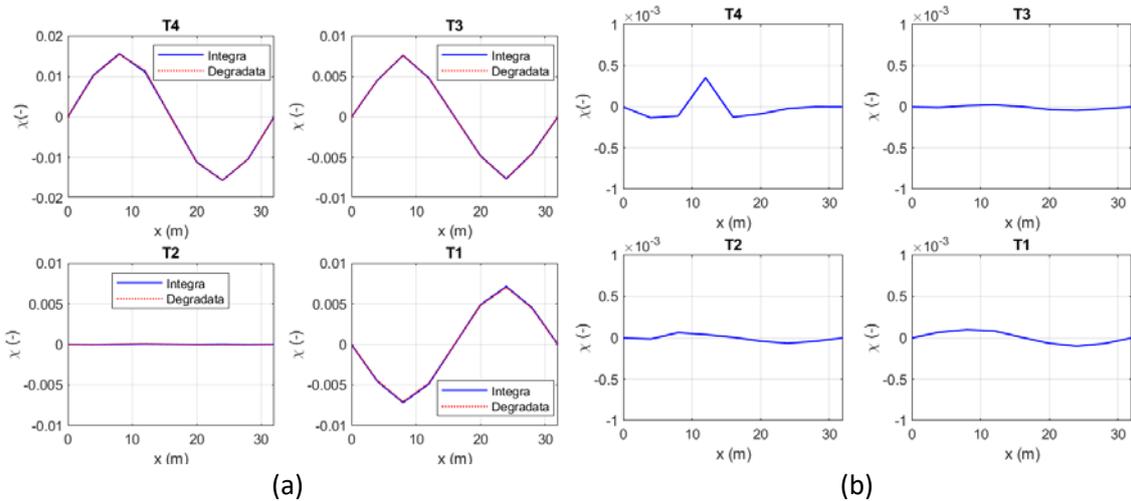


Figura 3.58: (a) Curvature della quarta forma modale (Conf. 4 m) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. 4 m) per fessura profonda 10 cm localizzata a 12 m su trave T4.

La configurazione di punti Conf. L/6 consente di individuare il degrado sempre dalla prima forma modale, anche se fornisce risultati meno accurati rispetto alle configurazioni di punti analizzati in precedenza (Figura 3.59, Figura 3.60, Figura 3.61 e Figura 3.62). L'unica eccezione è costituita dal degrado posto a 8 m su trave T3, per cui l'andamento delle curvature suggerisce la presenza della fessura sulla trave T4 (Figura 3.63). Le curvature modali associate a modi di vibrazione superiori non sempre forniscono risultati apprezzabili e, in alcuni casi, come degrado posto a 8m, possono fornire informazioni del tutto sbagliate sulla posizione della fessura (Figura 3.64 e Figura 3.65).

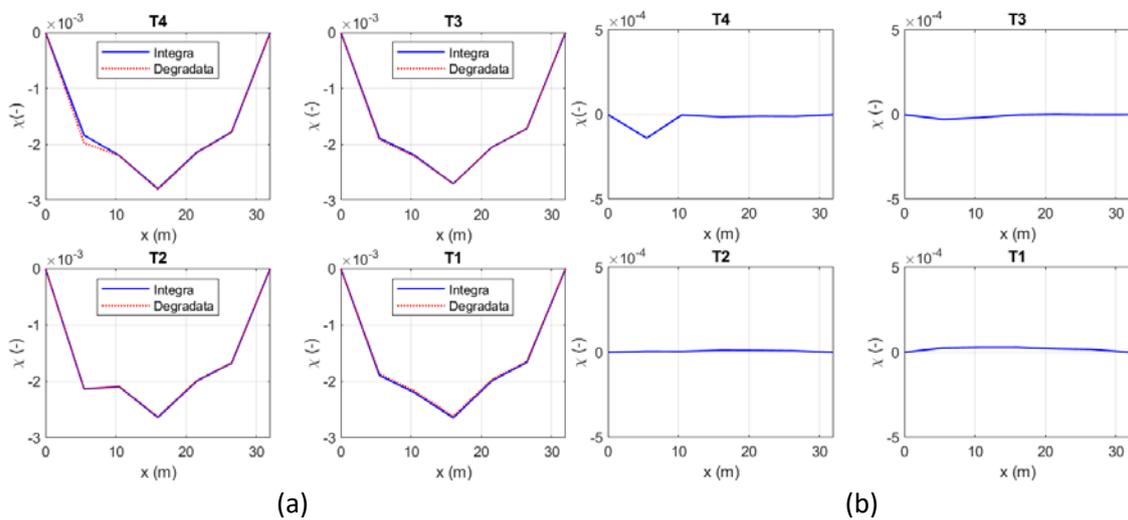


Figura 3.59: (a) Curvature della prima forma modale (Conf. L/6) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm localizzata a 4 m su trave T4.

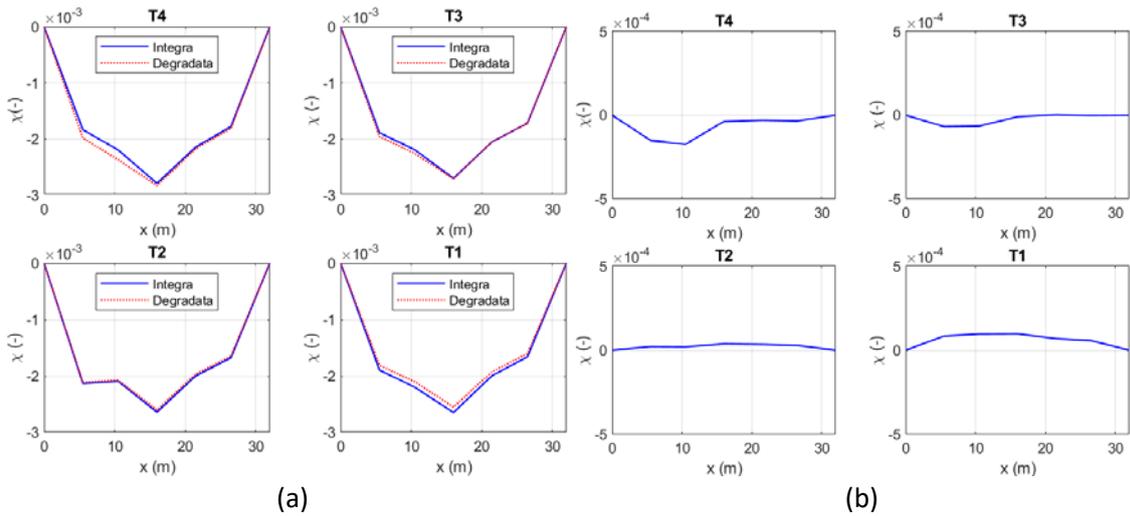


Figura 3.60: (a) Curvature della prima forma modale (Conf. L/6) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm localizzata a 8 m su trave T4.

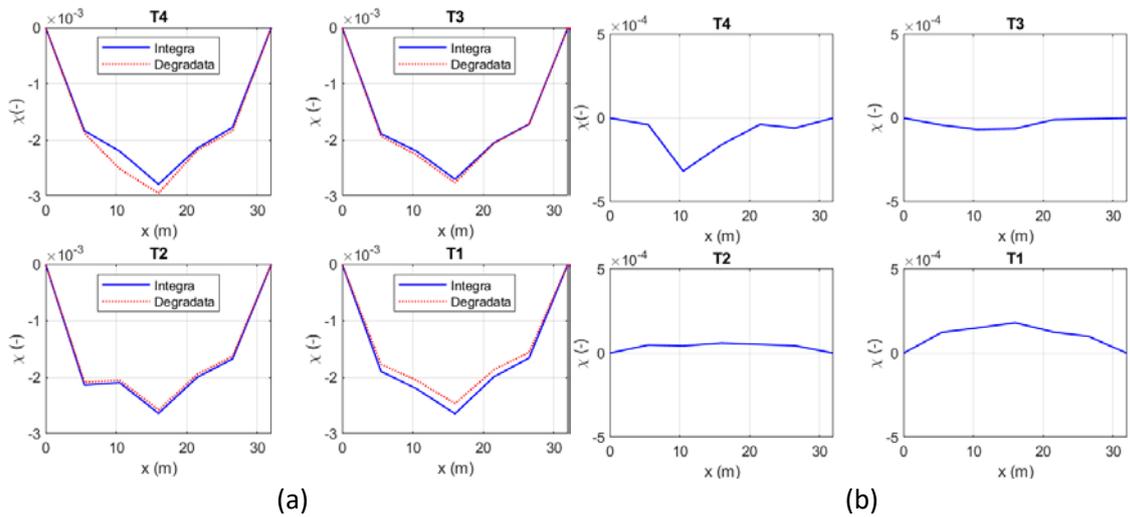


Figura 3.61: (a) Curvature della prima forma modale (Conf. L/6) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm localizzata a 12 m su trave T4.

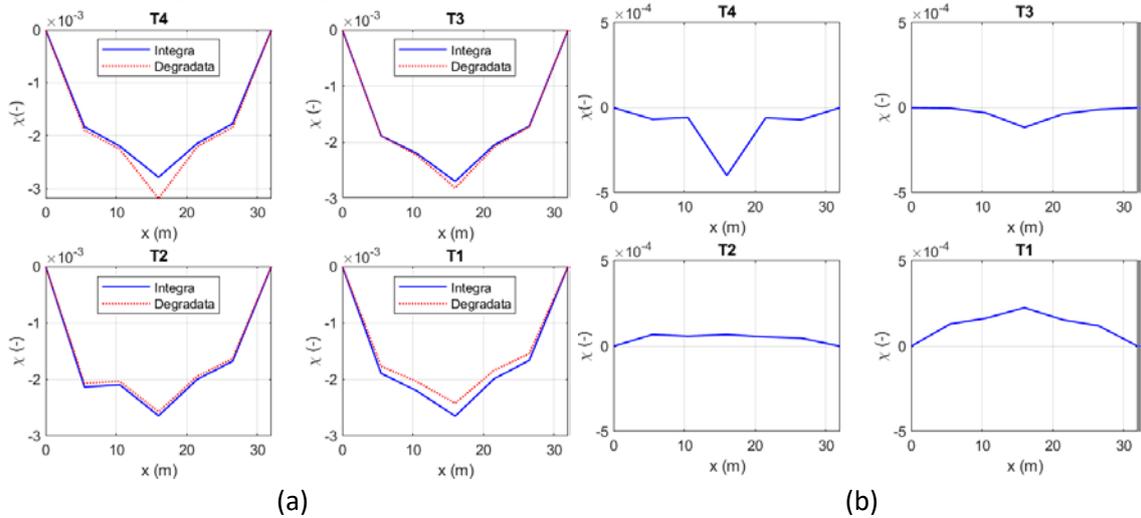


Figura 3.62: (a) Curvature della prima forma modale (Conf. L/6) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm localizzata a 16 m su trave T4.

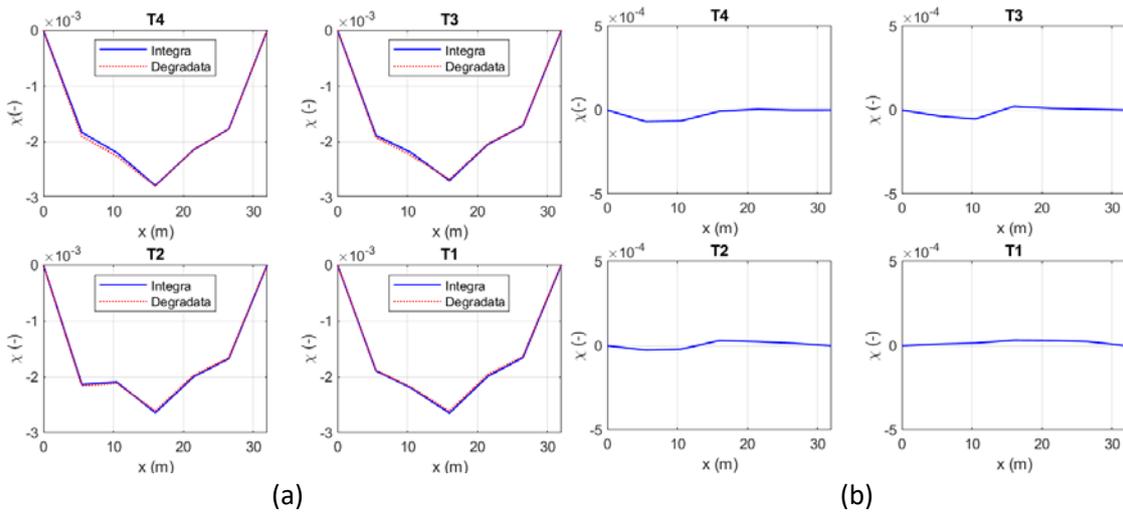


Figura 3.63: (a) Curvature della prima forma modale (Conf. L/6) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm localizzata a 8 m su trave T3.

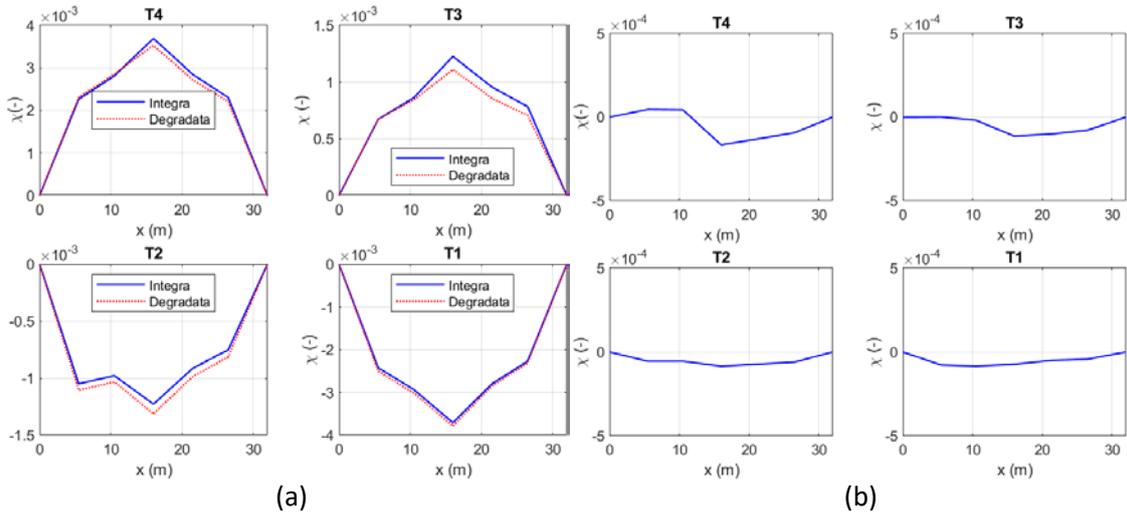


Figura 3.64: (a) Curvature della seconda forma modale (Conf. L/6) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm localizzata a 8 m su trave T4.

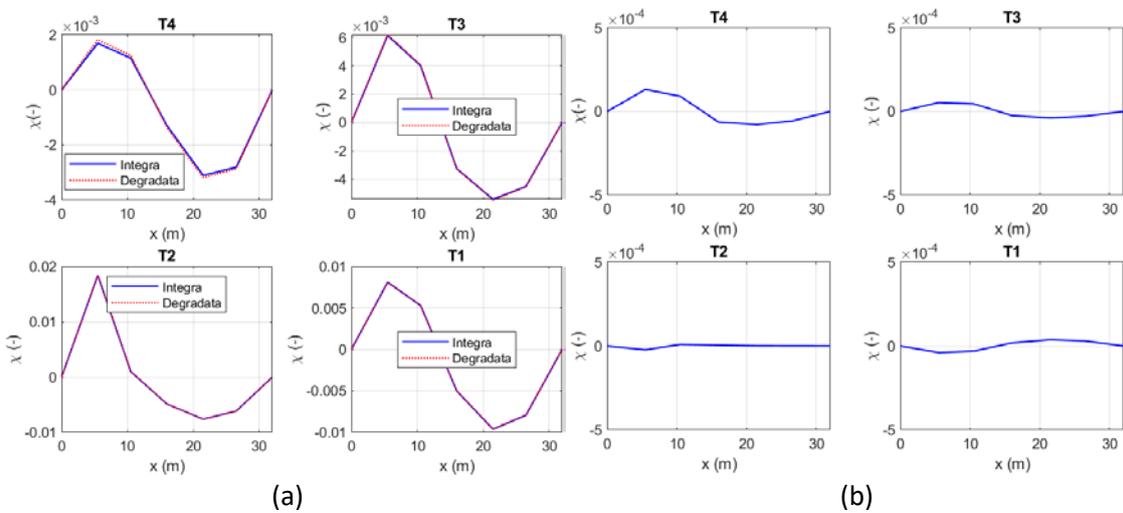


Figura 3.65: (a) Curvature della terza forma modale (Conf. L/6) e (b) differenza di curvatura tra impalcato integro e danneggiato (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm localizzata a 8 m su trave T4.

Attraverso la curvatura modale è quasi sempre possibile riconoscere il degrado ed individuare in modo più o meno approssimato la sua posizione con tutte le configurazioni di punti almeno dalla prima forma modale, anche se tale forma può suggerire la presenza di danneggiamenti più lievi su travi in realtà non danneggiate. Avendo a disposizione più forme modali, per degradi più accentuati, è possibile definire con più certezza la posizione di un possibile danneggiamento. Tuttavia, è necessario fare due precisazioni. Per prima cosa, non sempre forme modali superiori forniscono risultati apprezzabili: si è visto, infatti, come la quarta forma modale per degrado posto a 16 m non fornisca risultati apprezzabili e che la forma modale 5 consente di localizzare il degrado solamente se posto in determinate posizioni. Infine, adottando una configurazione di punti di misura più diradati, forme modali superiori possono dare luogo ad una localizzazione errata del danneggiamento.

Al fine di valutare l'effetto della presenza del degrado su rotazioni e spostamenti, si è valutato il loro andamento in determinati punti delle 4 travi al passaggio quasi statico di 3 diversi carichi: una forza da 100 kN, un mezzo pesante a 5 assi da 440 kN ed un mezzo pesante a 2 assi da 75 kN. Il peso e la distribuzione degli assi di tali mezzi sono stati desunti dalle indicazioni delle LG 22 sui carichi da traffico per la condizione di transitabilità con restrizioni di carico (All.1 – Figura 9 (a) e All.1 – Figura 9 (c)), inoltre il peso di ogni asse è stato applicato al modello come forza concentrata. Con l'obiettivo di effettuare delle valutazioni anche sulla posizione del carico nello spazio tridimensionale, i carichi sono stati fatti viaggiare su tutte le travi. Sia per le rotazioni che per gli spostamenti si è valutato l'andamento di tali grandezze nelle seguenti posizioni: 0 m, L/8, L/6, L/4, L/3, 3/8L, L/2, 5/8L, 2/3L, 3/4L, 5/6L, 7/8L ed L.

Per le rotazioni, le variazioni maggiori di rotazione si riscontrano sulla trave dove è presente il degrado e quando il carico transita sulla trave danneggiata. Inoltre, maggiore è la profondità del degrado, maggiori sono le variazioni di rotazione. In [Figura 3.66](#) e [Figura 3.67](#) si riportano le variazioni di rotazione in funzione della posizione di misura sulla trave T4 e T3 al variare della posizione del degrado e per fessura profonda 30 cm, per degrado e forza concentrata da 100 kN viaggiante rispettivamente sulla trave T4 e T3. L'andamento delle variazioni di rotazione sulle travi degradate è simile a quello del caso di trave singola, anche se si riscontra un incremento di rotazione, prima e dopo la sezione fessurata, maggiore rispetto alle altre posizioni di misura. Tale incremento risulta più marcato per degrado posto sulla trave T3. Tuttavia, gli incrementi di rotazione dei punti di misura su trave T3, per degrado e carico posti sulla medesima trave, risultano inferiori rispetto a quelli di trave T4. In entrambi i casi si registrano variazioni di rotazione inferiori al caso di trave singola.

In [Figura 3.68](#) e [Figura 3.69](#) si riportano le variazioni di rotazione in funzione della posizione di misura sulla trave T4 e T3 al variare della posizione del degrado e per fessura profonda 30 cm per degrado e mezzo da 75 kN viaggiante rispettivamente sulla trave T4 e T3, mentre in [Figura 3.70](#) e [Figura 3.71](#) si riportano i medesimi grafici per il caso di carico con mezzo da 440 kN. Si notano andamenti delle variazioni di rotazione simili,

anche se con entità diverse: maggiore il carico totale transitante sull'impalcato, maggiori sono le variazioni di rotazione.

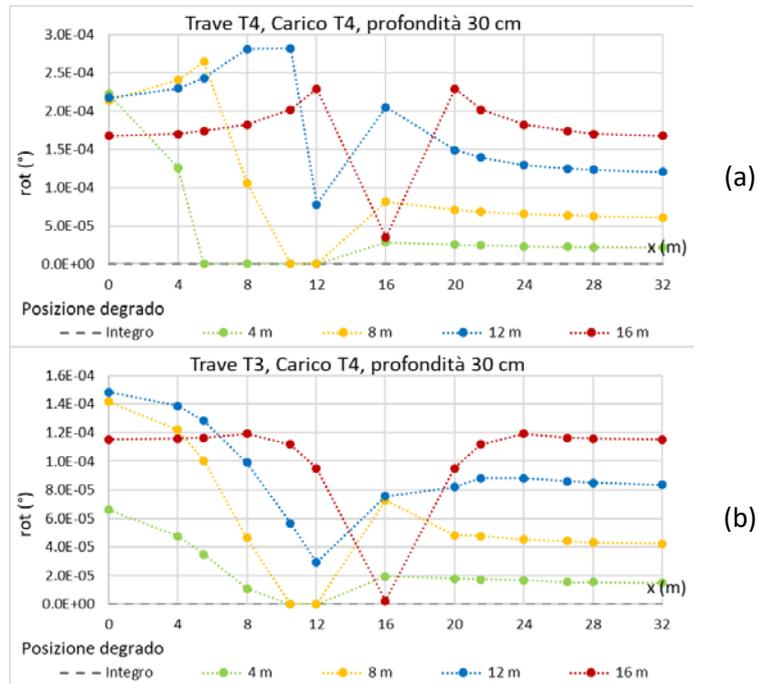


Figura 3.66: Variazioni massime della rotazione (sono riportate solamente le variazioni che in valore assoluto aumentano la rotazione rispetto al caso non degradato) in funzione della posizione del punto di misura su trave (a) T4 e (b) T3, per le diverse posizioni del degrado, profondità di fessura 30 cm e forza concentrata da 100 kN viaggiante su trave T4.

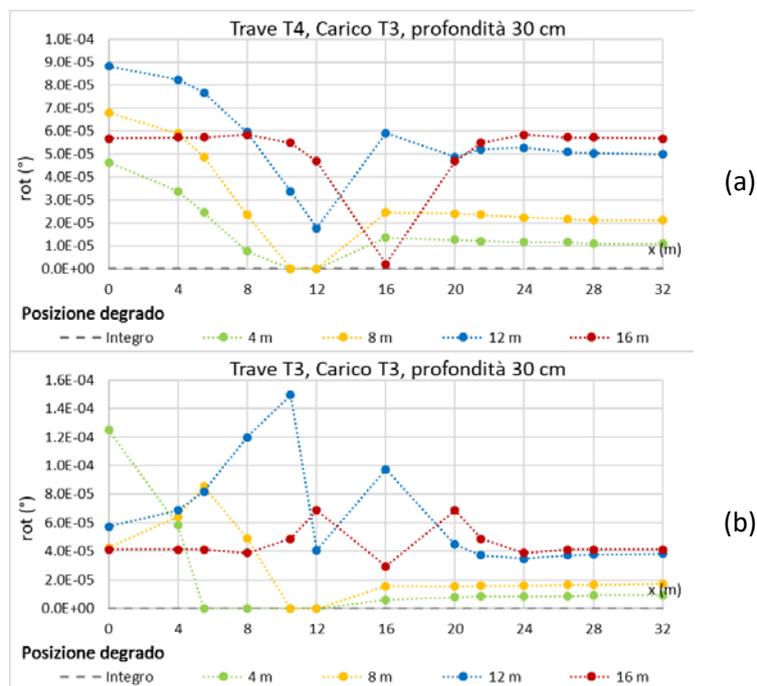


Figura 3.67: Variazioni massime della rotazione (sono riportate solamente le variazioni che in valore assoluto aumentano la rotazione rispetto al caso non degradato) in funzione della posizione del punto di misura su trave (a) T4 e (b) T3, per le diverse posizioni del degrado, profondità di fessura 30 cm e forza concentrata da 100 kN viaggiante su trave T3.

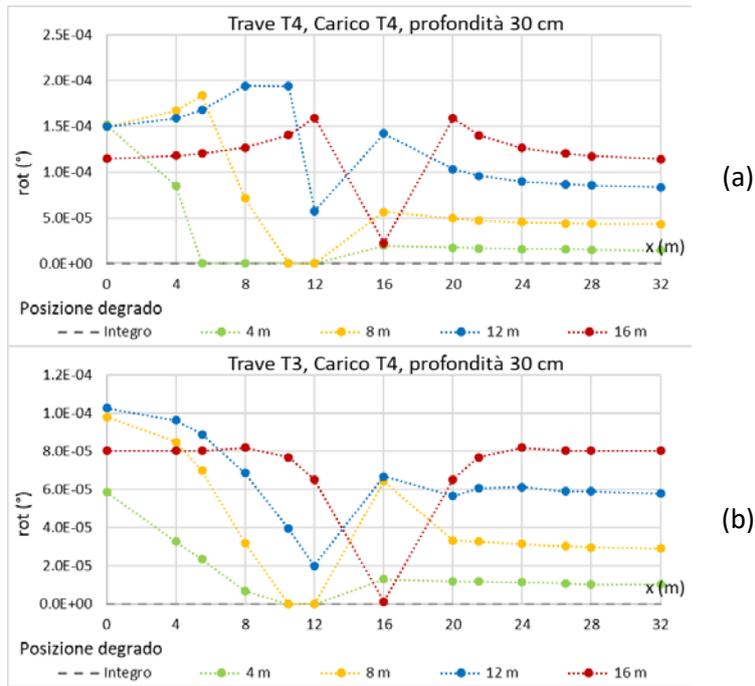


Figura 3.68: Variazioni massime della rotazione (sono riportate solamente le variazioni che in valore assoluto aumentano la rotazione rispetto al caso non degradato) in funzione della posizione del punto di misura su trave (a) T4 e (b) T3, per le diverse posizioni del degrado, profondità di fessura 30 cm e mezzo da 75 kN viaggiante su trave T4.

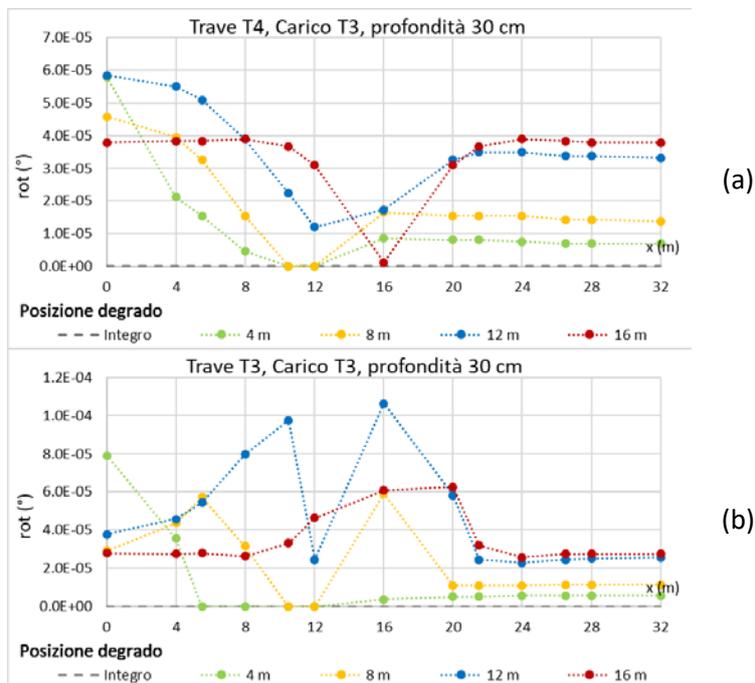


Figura 3.69: Variazioni massime della rotazione (sono riportate solamente le variazioni che in valore assoluto aumentano la rotazione rispetto al caso non degradato) in funzione della posizione del punto di misura su trave (a) T4 e (b) T3, per le diverse posizioni del degrado, profondità di fessura 30 cm e mezzo da 75 kN viaggiante su trave T3.

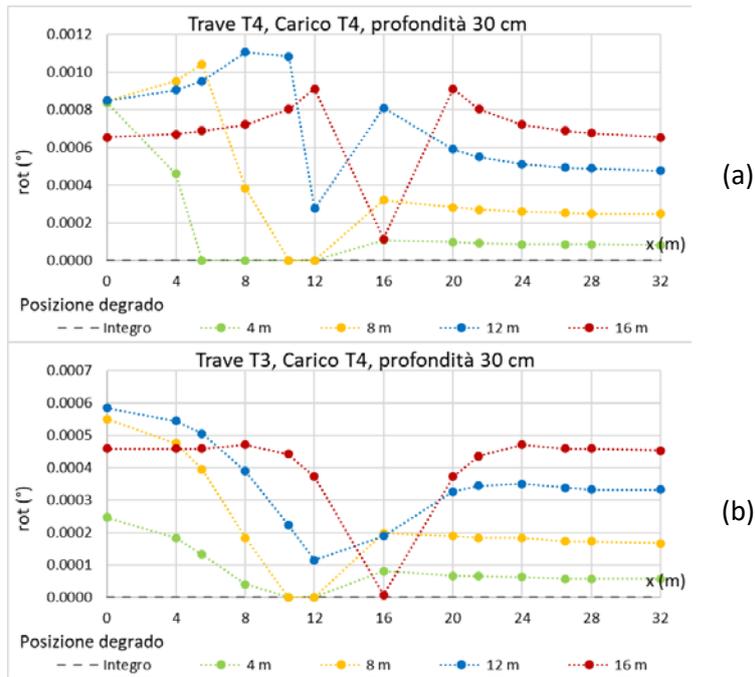


Figura 3.70: Variazioni massime della rotazione (sono riportate solamente le variazioni che in valore assoluto aumentano la rotazione rispetto al caso non degradato) in funzione della posizione del punto di misura su trave (a) T4 e (b) T3, per le diverse posizioni del degrado, profondità di fessura 30 cm e mezzo da 440 kN viaggiante su trave T4.

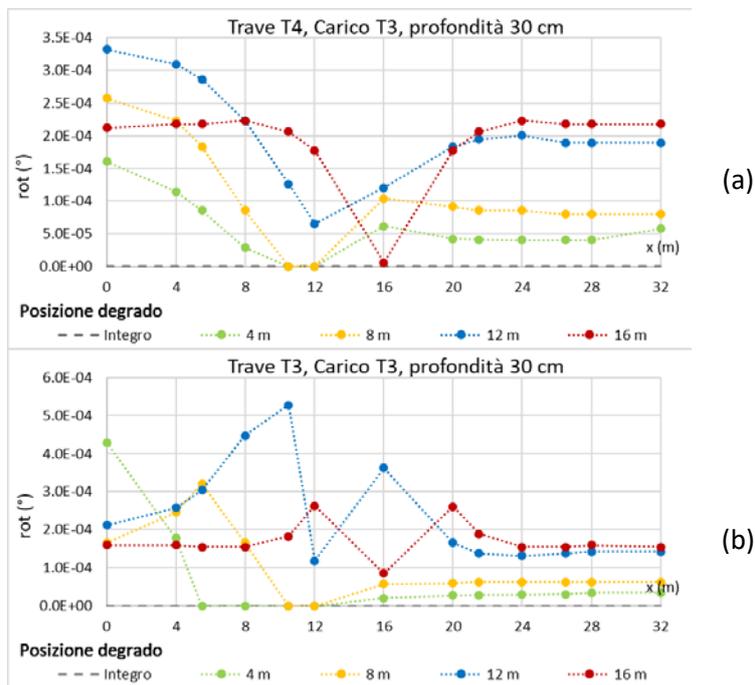


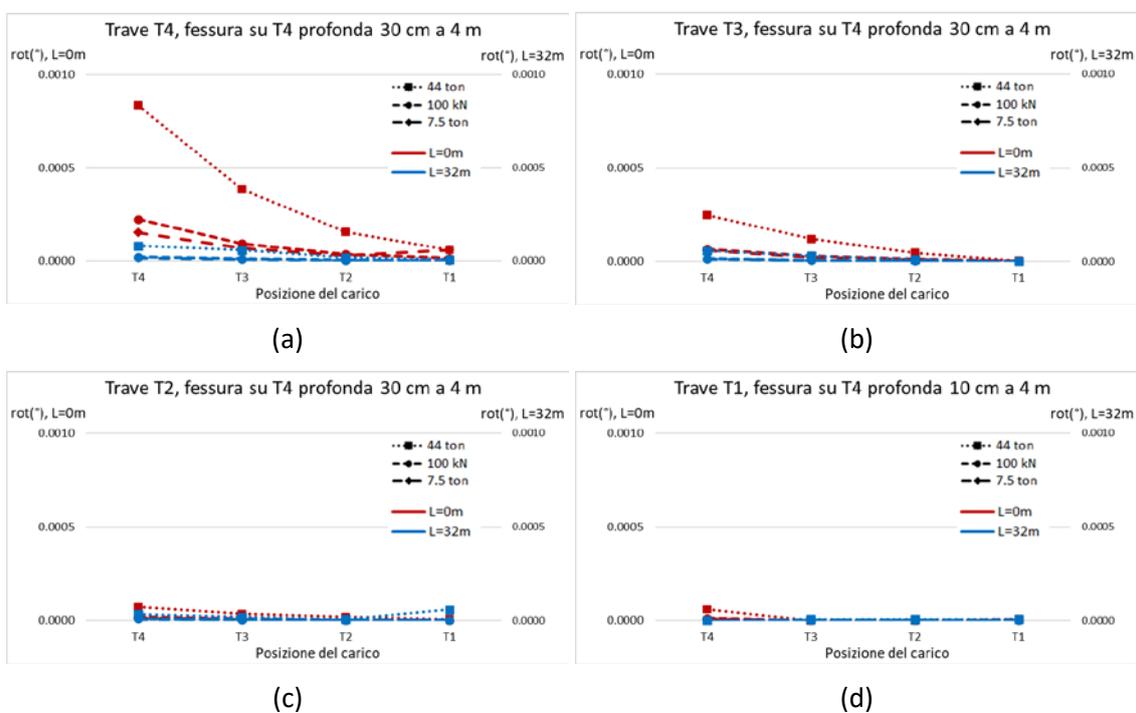
Figura 3.71: Variazioni massime della rotazione (sono riportate solamente le variazioni che in valore assoluto aumentano la rotazione rispetto al caso non degradato) in funzione della posizione del punto di misura su trave (a) T4 e (b) T3, per le diverse posizioni del degrado, profondità di fessura 30 cm e mezzo da 440 kN viaggiante su trave T3.

Poiché l'andamento delle variazioni di rotazione è simile al caso di trave singola, è possibile estendere il ragionamento sull'individuazione e localizzazione delle fessure effettuato precedentemente: posizionando diversi sensori lungo la trave non sarebbe

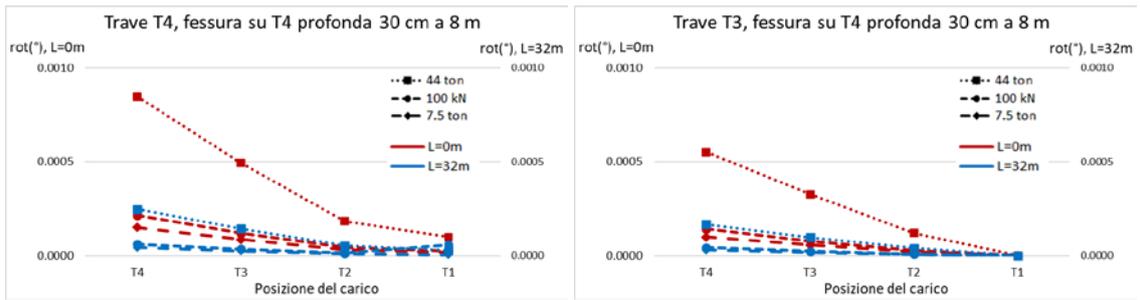
possibile stabilire se siano presenti una o più fessure e quindi non sarebbe possibile localizzarle. Si è quindi concentrata l'attenzione sulle variazioni di rotazione alle estremità delle travi. Con riferimento a degradi posti sulla trave T4, in [Figura 3.72](#), [Figura 3.73](#), [Figura 3.74](#) e [Figura 3.75](#) si riportano le variazioni di rotazione massime registrate alle estremità delle travi per fessura profonda 30 cm posta rispettivamente a 4 m, 8 m, 12 m e 16 m. Dai grafici si nota che, indipendentemente dalla tipologia di carico, le variazioni maggiori di rotazione sono collocate sempre sulla trave T4, dove è presente il degrado, mentre sulla trave T1 sono quasi sempre trascurabili. Generalmente, in tutte le travi l'entità della variazione è maggiore al passaggio del carico sulla trave degradata.

In [Figura 3.76](#), [Figura 3.77](#), [Figura 3.78](#) e [Figura 3.79](#) si riportano i medesimi grafici nei casi di degradi posti su T3. In tal caso, si nota che le variazioni maggiori di rotazione si collocano sulla trave danneggiata solamente nel caso di degrado posto a 4 m. Negli altri casi si hanno delle variazioni di entità maggiore su trave T4, mentre su trave T2 si registrano variazioni abbastanza simili a trave T3 per tutte le posizioni e tutti i casi di carico. Nel caso di degrado posto su una trave interna, la variazione massima di rotazione non si presenta sempre sulla trave danneggiata, rendendo il monitoraggio di tale grandezza inadatto per la localizzazione del degrado.

Infine, si sottolinea che la variazione di rotazione risulta abbastanza esigua, raggiungendo, alle estremità, massimi inferiori al millesimo di grado nel caso di mezzo transitante da 440 kN. Sarebbe quindi necessario installare degli inclinometri molto sensibili al fine di cogliere le variazioni di tale grandezza dovute ad un danneggiamento lieve o medio-lieve.

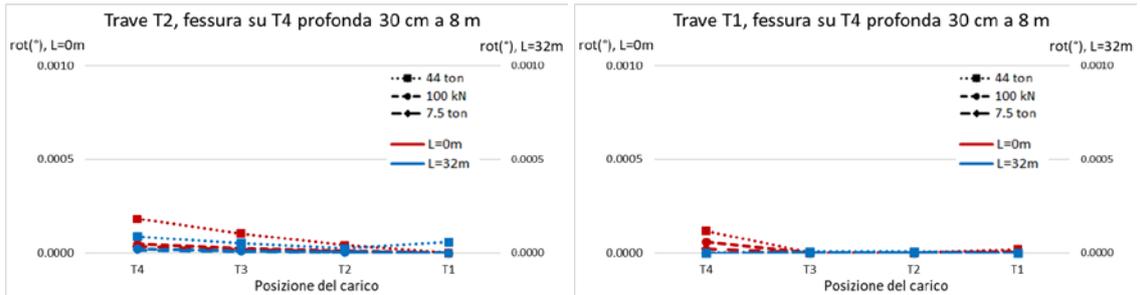


*Figura 3.72: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 4 m su trave T4 in funzione della posizione del carico viaggiante.*



(a)

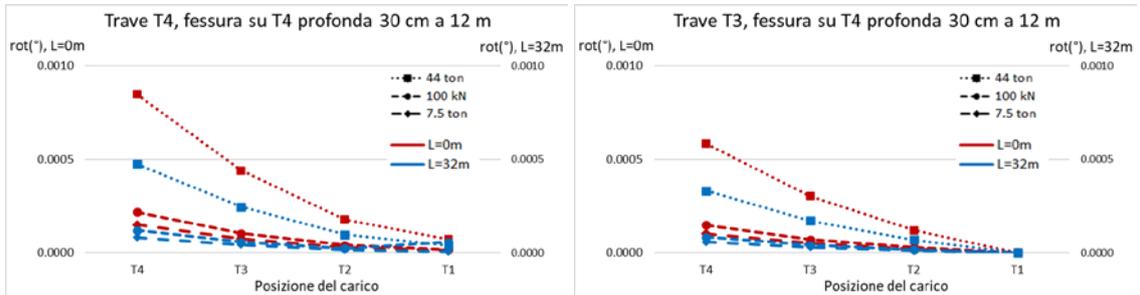
(b)



(c)

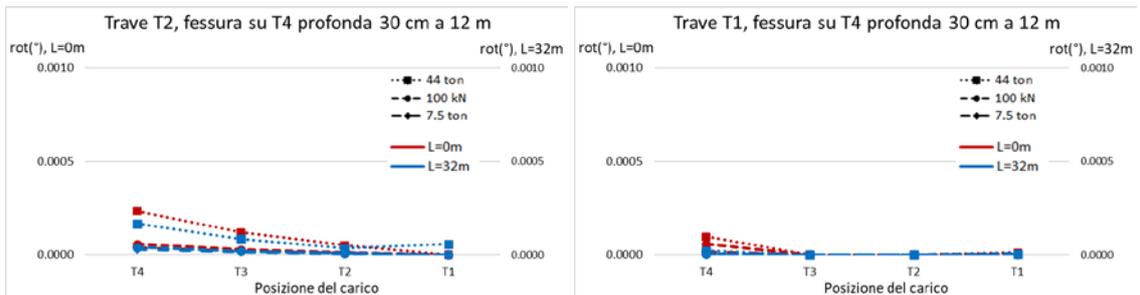
(d)

Figura 3.73: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 8 m su trave T4 in funzione della posizione del carico viaggiante.



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 3.74: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 12 m su trave T4 in funzione della posizione del carico viaggiante.

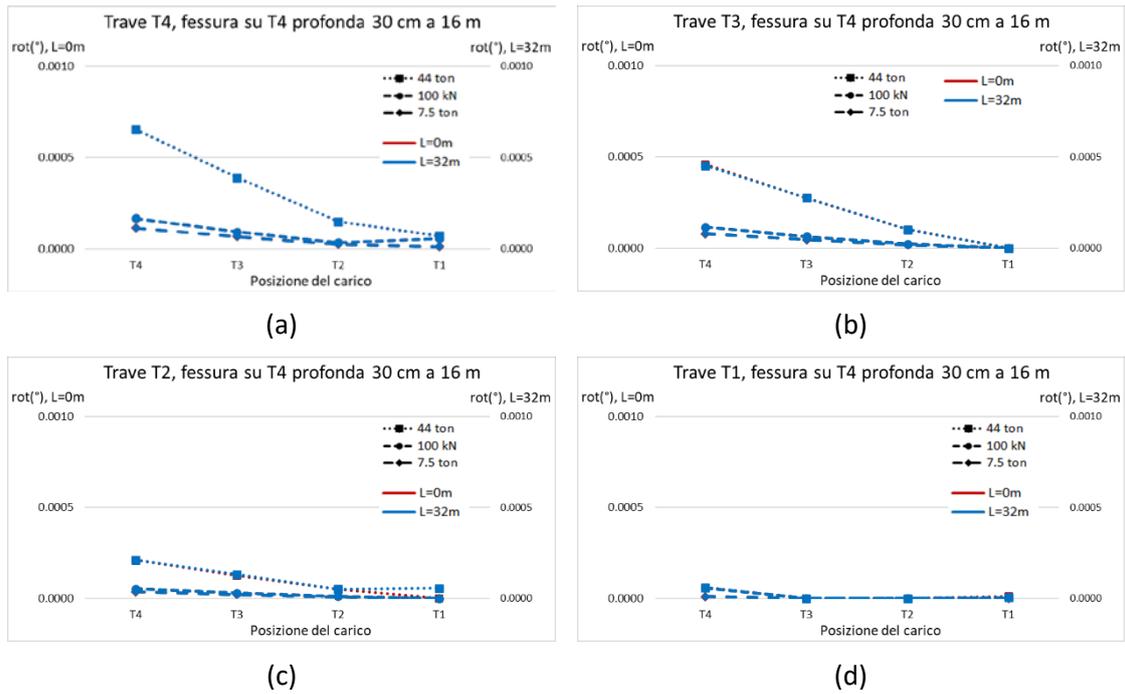


Figura 3.75: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 16 m su trave T4 in funzione della posizione del carico viaggiante.

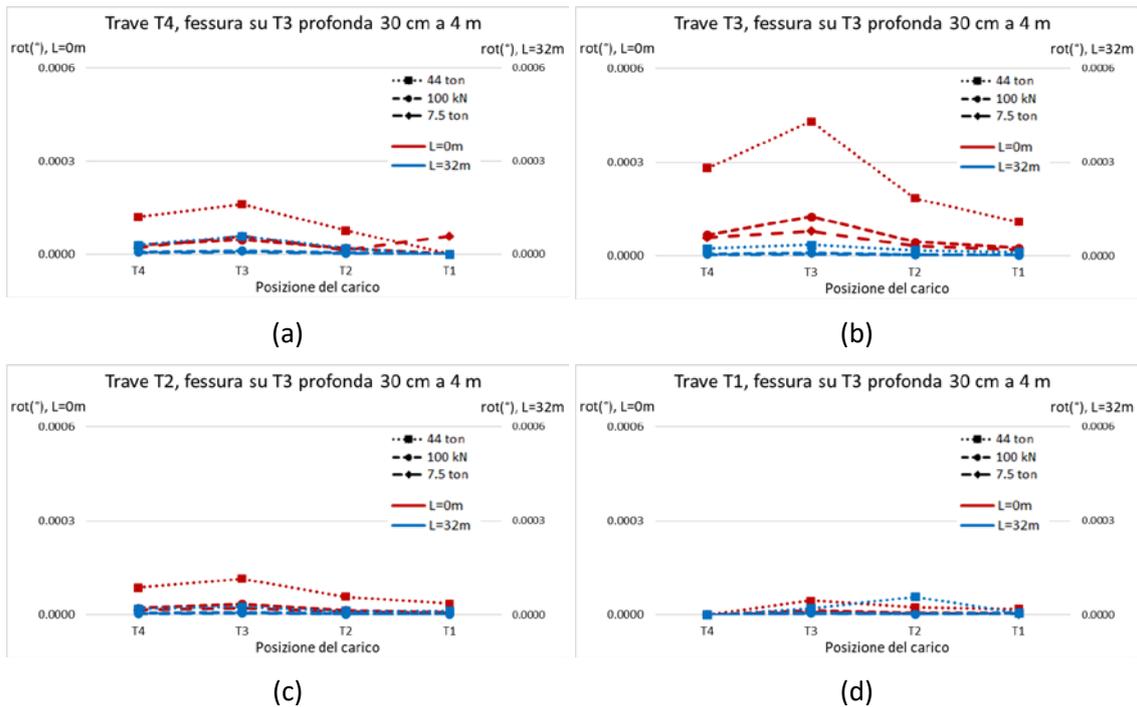


Figura 3.76: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 4 m su trave T3 in funzione della posizione del carico viaggiante.

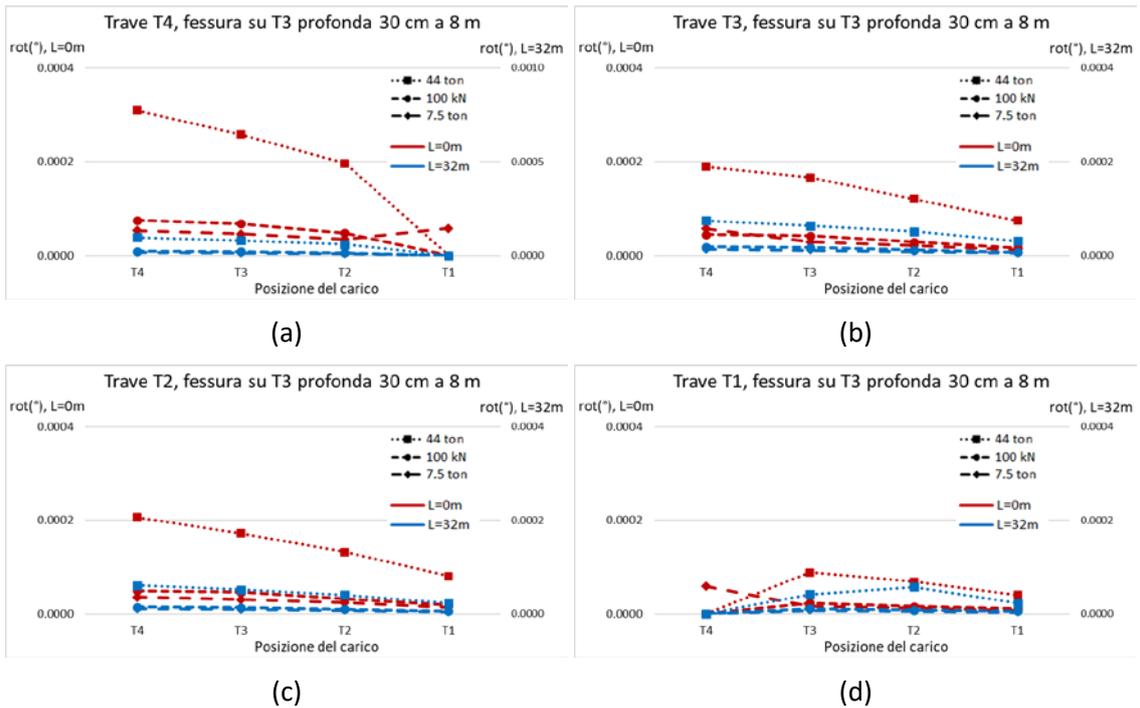


Figura 3.77: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 8 m su trave T3 in funzione della posizione del carico viaggiante.

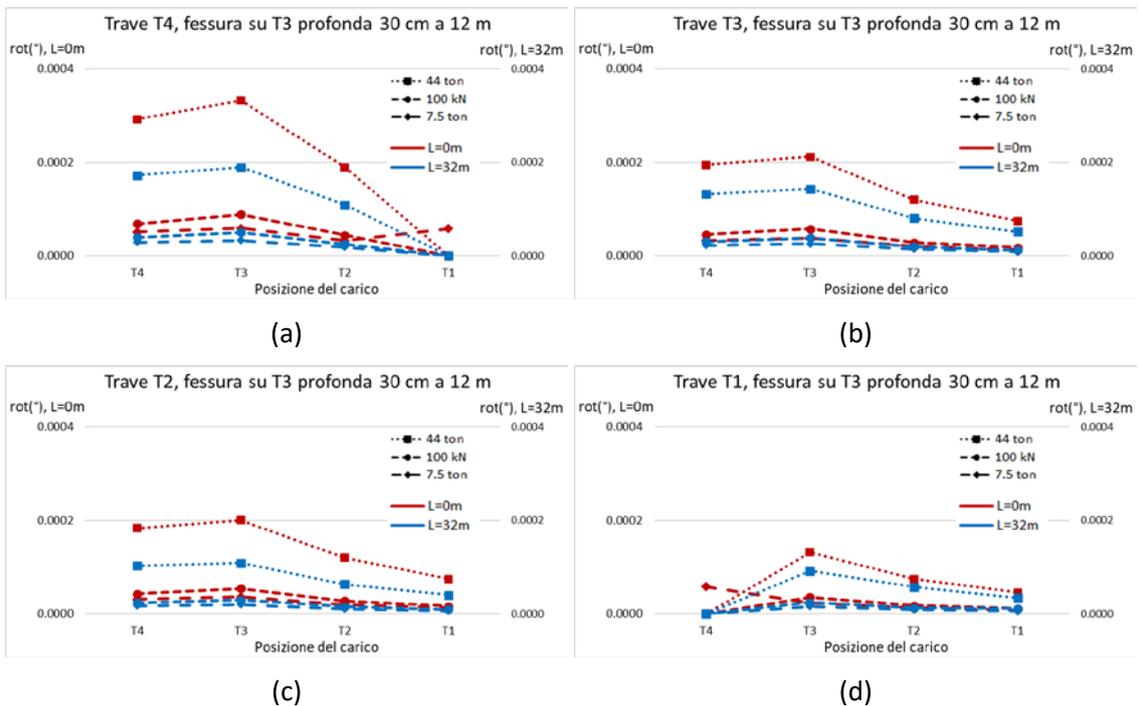


Figura 3.78: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 12 m su trave T3 in funzione della posizione del carico viaggiante.

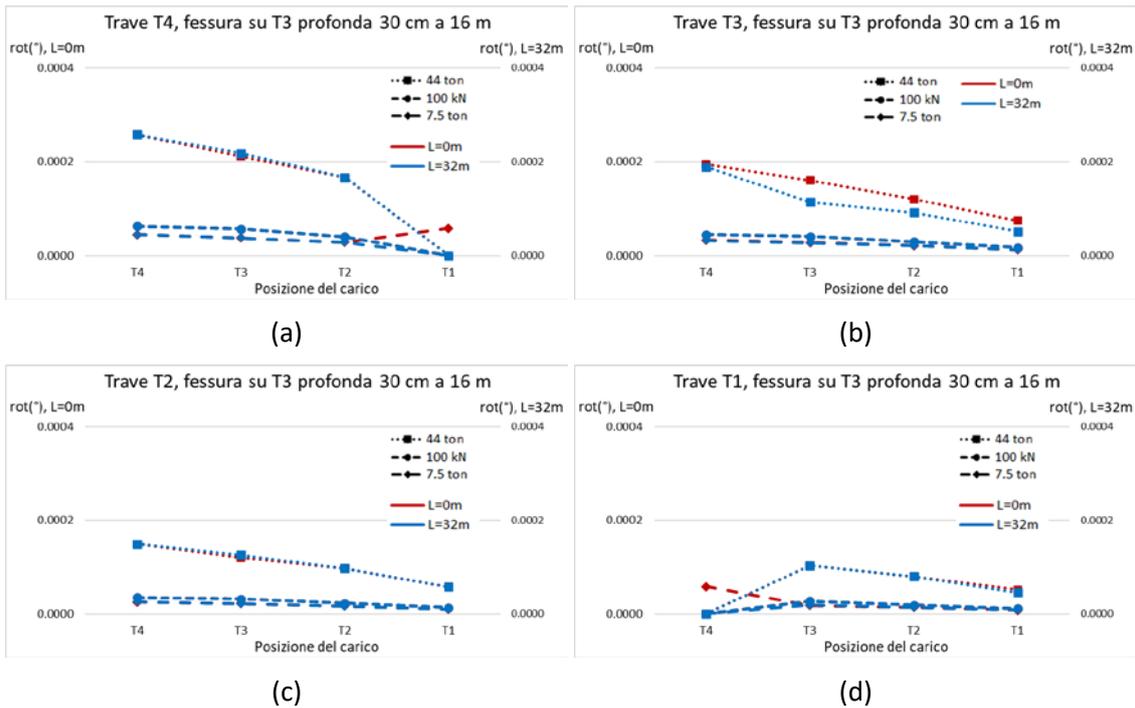


Figura 3.79: Variazioni massime della rotazione alle estremità delle travi (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1, per fessura profonda 30 cm posta a 16 m su trave T3 in funzione della posizione del carico viaggiante.

Per gli spostamenti, al contrario del caso di trave singola, si nota che le variazioni maggiori non sempre si collocano nel punto di misura più vicino alla posizione del degrado. In Figura 3.80 si riporta come esempio la differenza di spostamento massima che si verifica nei vari punti di misura su trave T4 al passaggio dei vari tipi di carico per fessura profonda 30 cm. Si nota come, per degrado posto a 16 m, la variazione massima degli spostamenti avvenga sul punto di misura posto a 20 m, invece che in mezzeria. Non è possibile quindi, dalle sole differenze di spostamenti, individuare la posizione del degrado lungo la trave.

Inoltre, per degradi posti su trave T4, la differenza di spostamenti è sempre massima su tale trave, diminuendo sulle altre travi da T3 fino a T1. L'unica eccezione si verifica per carichi passanti su trave T1, in cui si registrano variazioni quasi nulle di spostamento sulle travi interne ma non sulle esterne (Figura 3.81).

Al contrario, nel caso di degrado posto su trave T3, le variazioni massime non sempre si verificano su tale trave, ma su T4. In Figura 3.82 sono riportate le variazioni di spostamento delle travi al variare del punto di misura per diverse posizioni del degrado su trave T3 per mezzo da 44 ton transitante sulla medesima trave. Si nota come, ad esempio, nel caso di degrado posto a 12 m su T3 le variazioni massime si verificano su tale elemento, mentre nel caso di degrado posto a 16 m si verificano su T4. Non è possibile quindi, dalle sole variazioni di spostamenti, individuare se il degrado sia presente su trave T4 o T3.

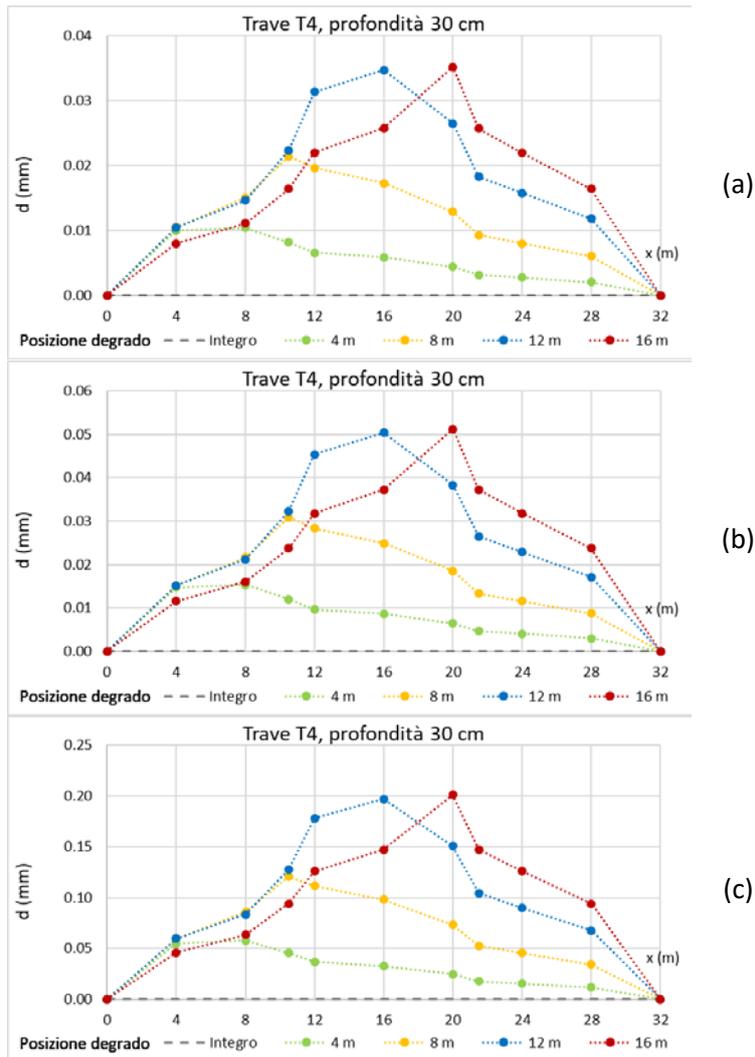
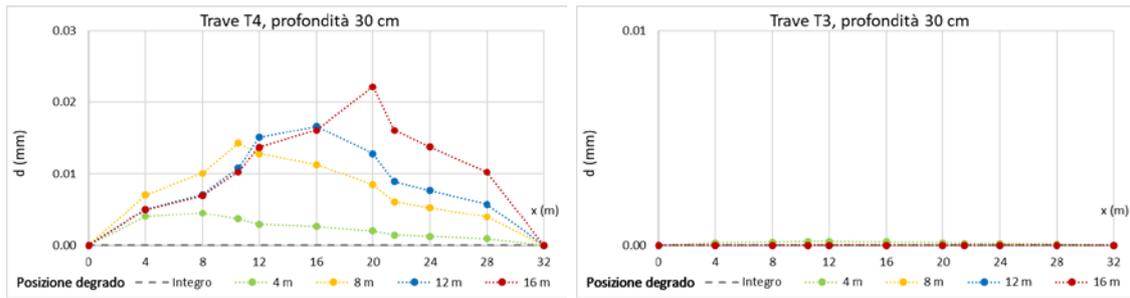
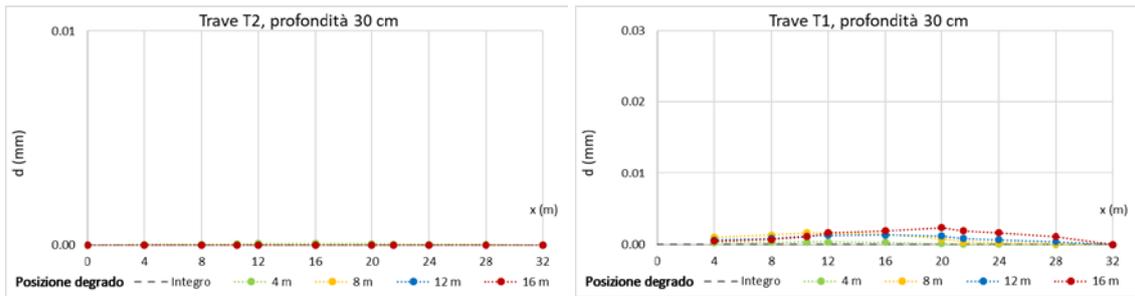


Figura 3.80: Variazioni massime di spostamento al variare del punto di misura su trave T4 per diverse posizioni del degrado sulla medesima trave, profondità della fessura di 10 cm e passaggio (a) del mezzo da 75 kN, (b) della forza concentrata da 100 kN e (c) del mezzo da 440 kN.



(a)

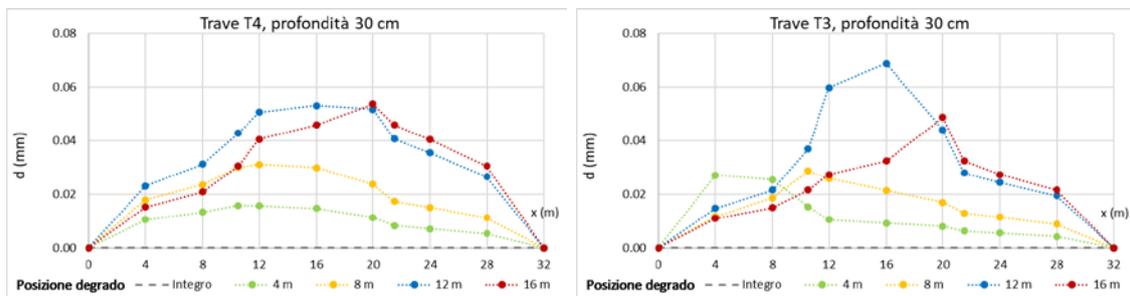
(b)



(c)

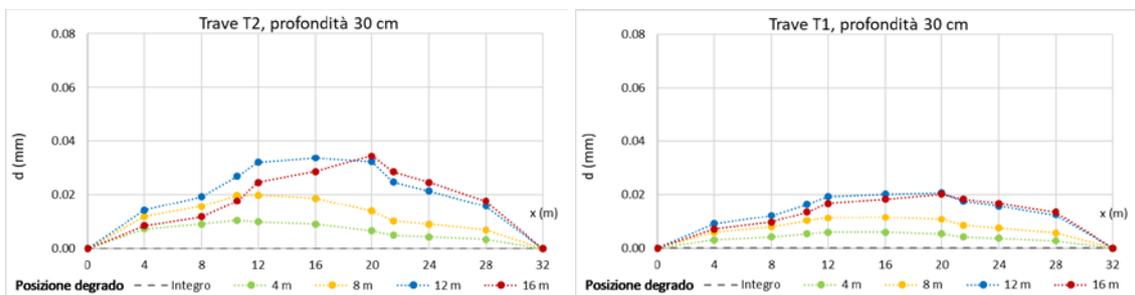
(d)

Figura 3.81: Variazioni massime di spostamento su trave (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1 al variare del punto di misura per le diverse posizioni del degrado su trave T4, al passaggio del mezzo da 440 kN su trave T1.



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 3.82: Variazioni massime di spostamento su trave (a) T4, (b) T3, (c) T2 e (d) T1 al variare del punto di misura per le diverse posizioni del degrado su trave T3, al passaggio del mezzo da 440 kN sulla medesima trave.

Con riferimento agli indici GRC e DR, le fonti di letteratura citate spiegano e applicano la metodologia solamente su singole travi. Nel caso di un impalcato è necessario capire se ricavare tali indici considerando separatamente le singole travi oppure applicare le formule considerando tutti i punti di misura. Nel caso dell'indice GRC, considerando le singole travi indipendentemente, esse presentano tutte valori simili dell'indice risultando tutte danneggiate, in quanto a causa della fessura, anche le travi non degradate, seppur in minima entità, subiscono una variazione degli spostamenti (Figura 3.83). È quindi necessario ricavare tale indice considerando tutte le travi. Con riferimento all'indice DR, considerando singolarmente le travi, si nota che esse presentano tutte dei valori diversi dallo zero. Tuttavia, poiché l'indice consente di stimare l'entità del danneggiamento, si nota che sulla trave dove è effettivamente presente il danno si rilevano valori nettamente maggiori rispetto alle altre travi (Figura 3.84 (a)). Tale divario aumenta calcolando l'indice con gli spostamenti provenienti da tutte le travi (Figura 3.84 (b)). Per entrambi gli indici si propone quindi di applicare le formule non considerando le singole travi, ma analizzando la struttura nel complesso.

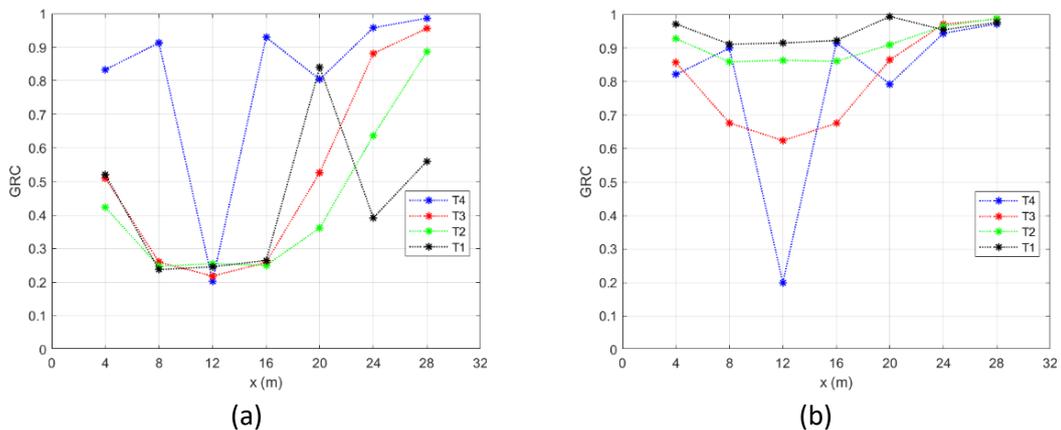


Figura 3.83: Indice GRC calcolato con la configurazione di punti Conf. 4m per fessura profonda 30 cm posta a 12 m su trave T4 e forza concentrata sulla medesima trave considerando i punti delle diverse travi (a) non correlati e (b) correlati.

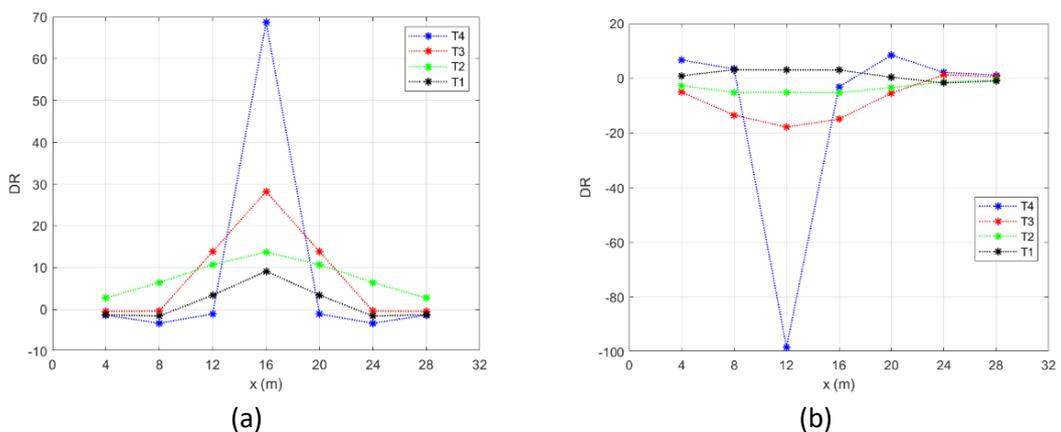


Figura 3.84: Indice DR calcolato con la configurazione di punti Conf. 4m per fessura profonda 30 cm posta a 12 m su trave T4 e forza concentrata in mezzera sulla medesima trave considerando i punti delle diverse travi (a) non correlati e (b) correlati.

Considerando dunque i punti delle travi correlati, gli indici GRC e DR sono stati calcolati per tutte le diverse tipologie di carico considerate sia con la configurazione di

punti Conf. 4m che Conf. L/6. Inoltre, l'indice GRC è stato ricavato considerando tutte le posizioni di carico assunte dalla forza o dalle distribuzioni di forza dei mezzi viaggianti sulle travi.

Con riferimento alla configurazione di punti Conf. 4m, gli indici GRC e DR consentono sempre di localizzare, più o meno accuratamente, il danneggiamento sia su trave T4 che su trave T3. In [Figura 3.85](#) e [Figura 3.86](#) si riporta l'indice GRC calcolato per fessura profonda 30 cm, posta rispettivamente su T4 e T3 alle varie posizioni x considerate per forza concentrata viaggiante sulla trave degradata. Si nota come in entrambi i casi, il valore più basso dell'indice GRC sia raggiunto sulla trave degradata alla posizione x dove effettivamente è posta la fessura. Le altre travi presentano indici molto più grandi per degrado posto a 4 m e 12 m, mentre per fessura posta a 8 m e 16 m, in corrispondenza del traverso, le travi adiacenti a quella degradata, presentano indici più vicini a quelli di quest'ultima. In [Figura 3.87](#) e [Figura 3.88](#) si riportano invece gli indici DR calcolati per i medesimi casi delle figure precedenti. Si nota che per degrado posto su T4 la differenza di valori che si instaura per tale trave e le altre è molto marcata e la posizione del danno è facilmente individuabile. Nel caso di fessura posta su trave T3, la differenza di indici tra trave degradata e travi non degradate è notevole nel caso di fessura posta a 4 m e 12 m, meno marcata per fessura posta a 8 m e 16 m.

Sia con l'indice GRC che con l'indice GR è quindi possibile stabilire quale trave sia danneggiata o comunque più danneggiata rispetto alle altre.

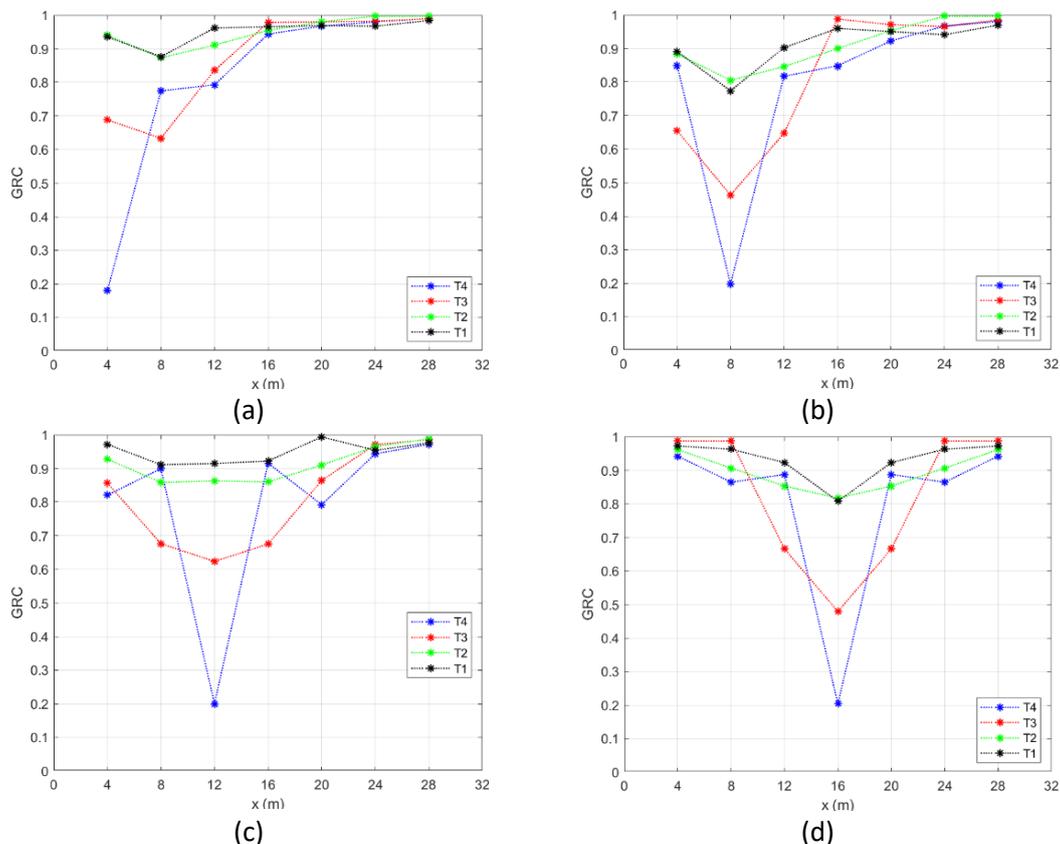
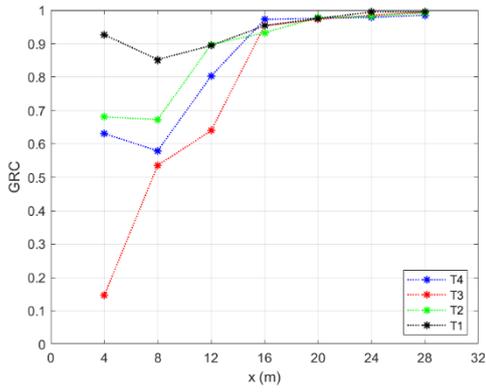
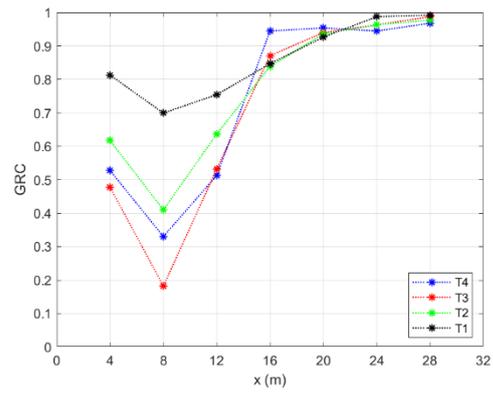


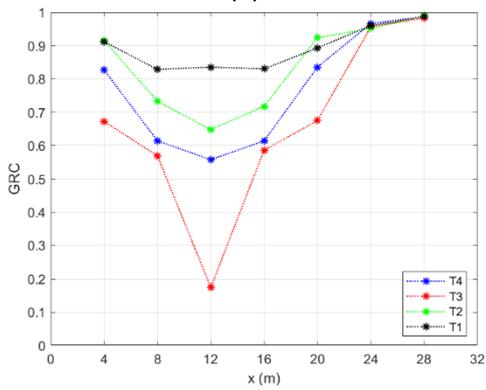
Figura 3.85: Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T4 per forza concentrata transitante sulla medesima trave.



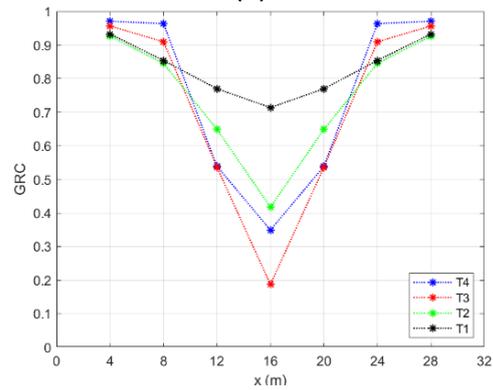
(a)



(b)

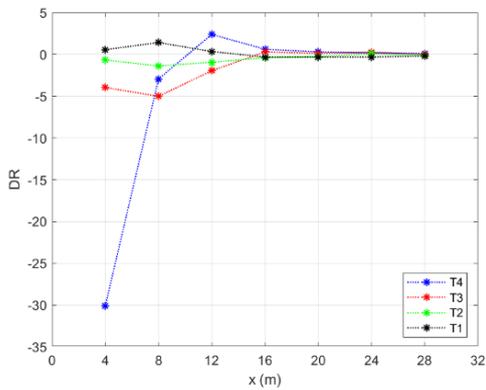


(c)

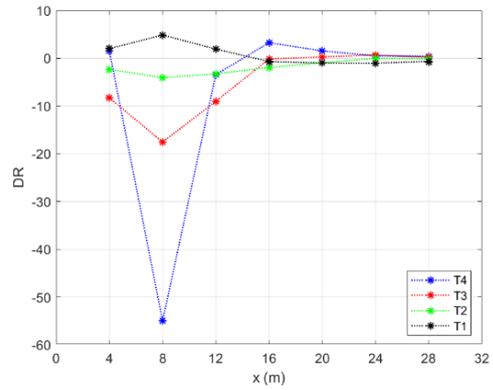


(d)

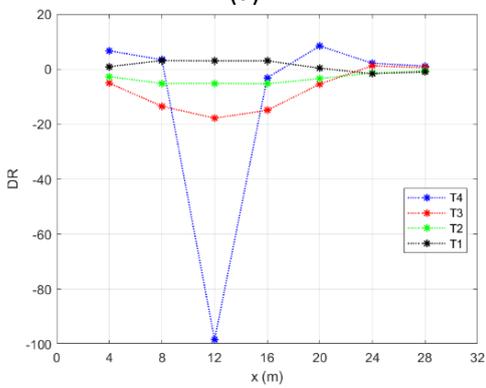
Figura 3.86: Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T3 per forza concentrata transitante sulla medesima trave.



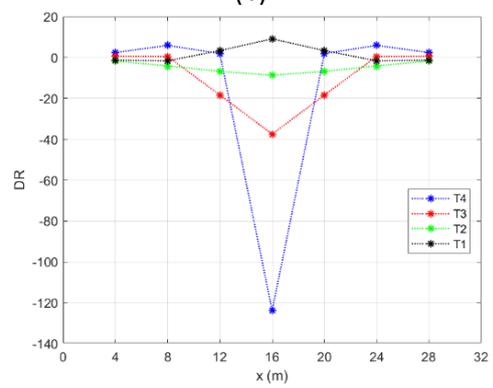
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.87: Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T4 per forza concentrata nella mezzeria della medesima trave.

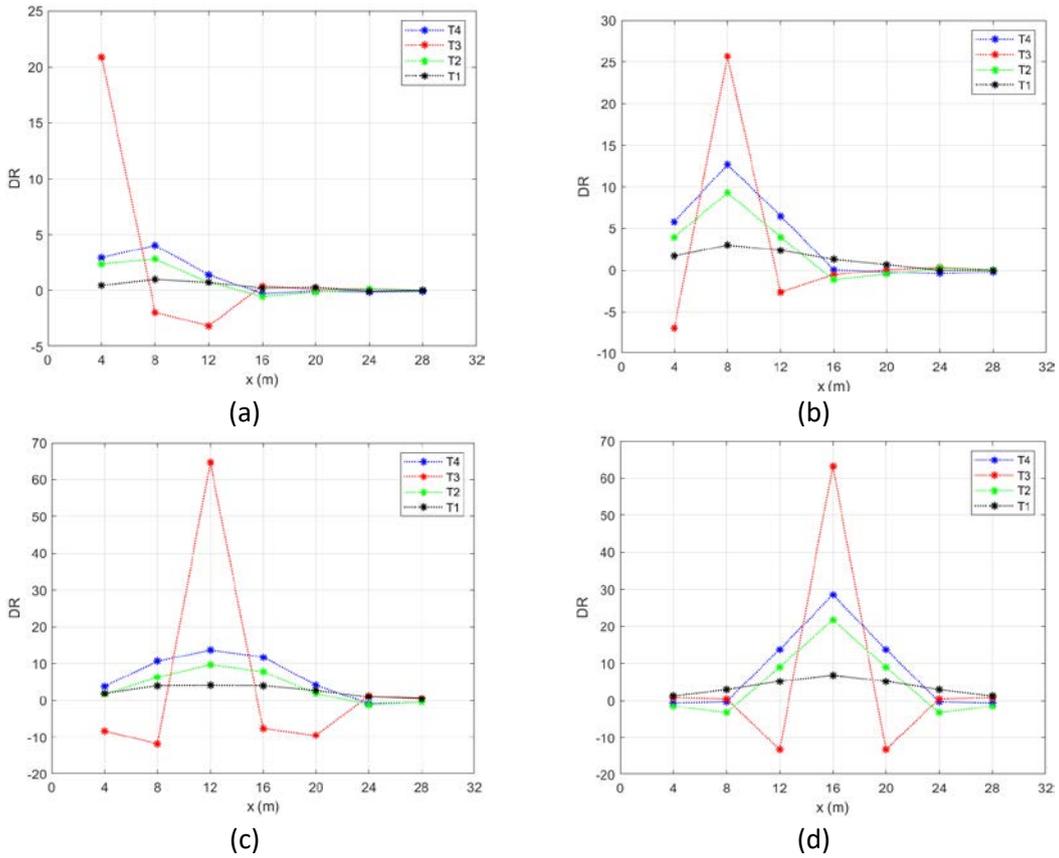


Figura 3.88: Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T3 per forza concentrata nella mezzeria della medesima trave.

Al fine di verificare che gli stessi andamenti degli indici si manifestino anche per degni minori, in Figura 3.89 e Figura 3.90 si riportano i valori del GRC per fessura profonda 10 cm e 20 cm posta rispettivamente a 12 m e 16 m su trave T4, mentre in Figura 3.91 e Figura 3.92 si riportano gli indici DR per i medesimi casi.

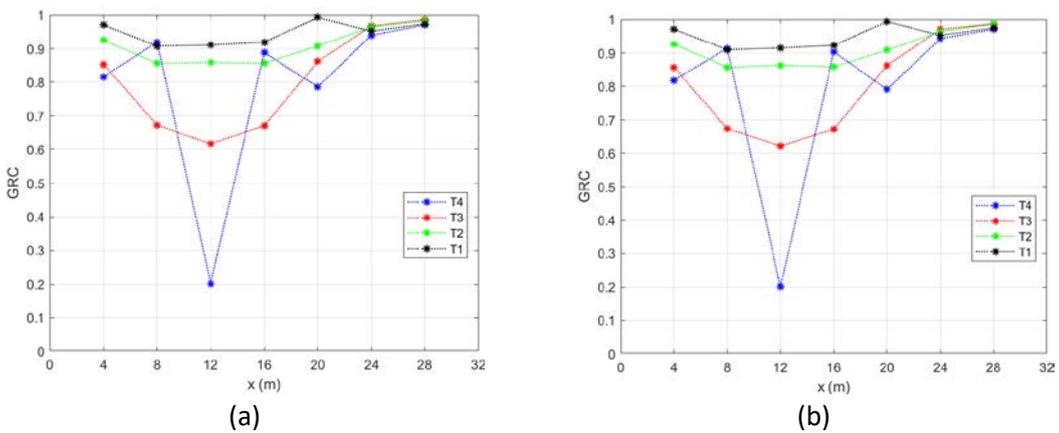


Figura 3.89: Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda (a) 10 cm e (b) 20 cm posta a 12 m su trave T4 per forza concentrata transiente sulla medesima trave.

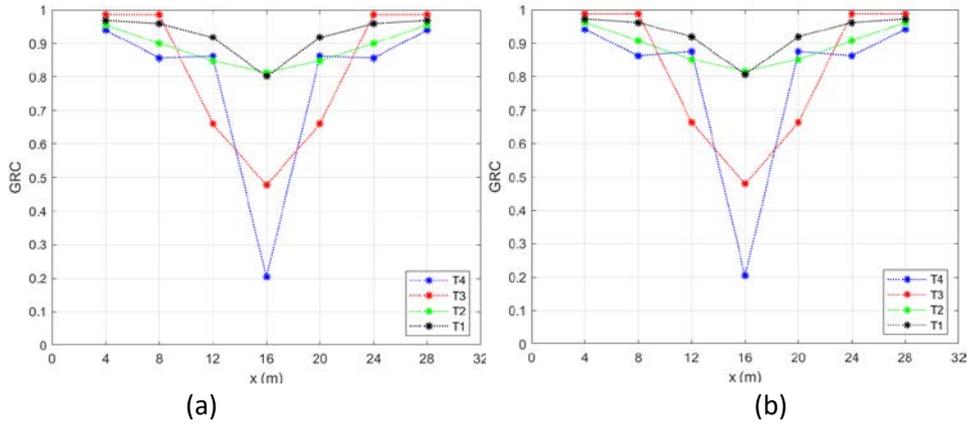


Figura 3.90: Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda (a) 10 cm e (b) 20 cm posta a 16 m su trave T4 per forza concentrata transigente sulla medesima trave.

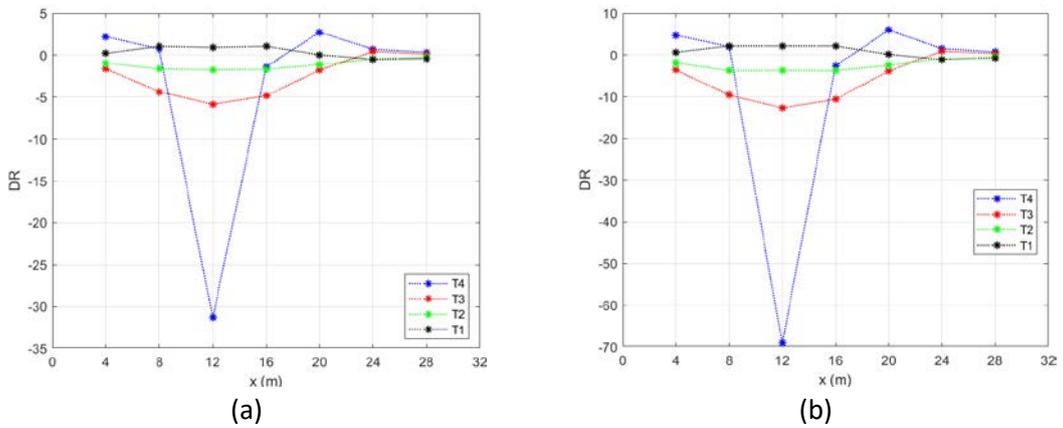


Figura 3.91: Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda (a) 10 cm e (b) 20 cm posta a 12 m su trave T4 per forza concentrata nella mezzeria della medesima trave.

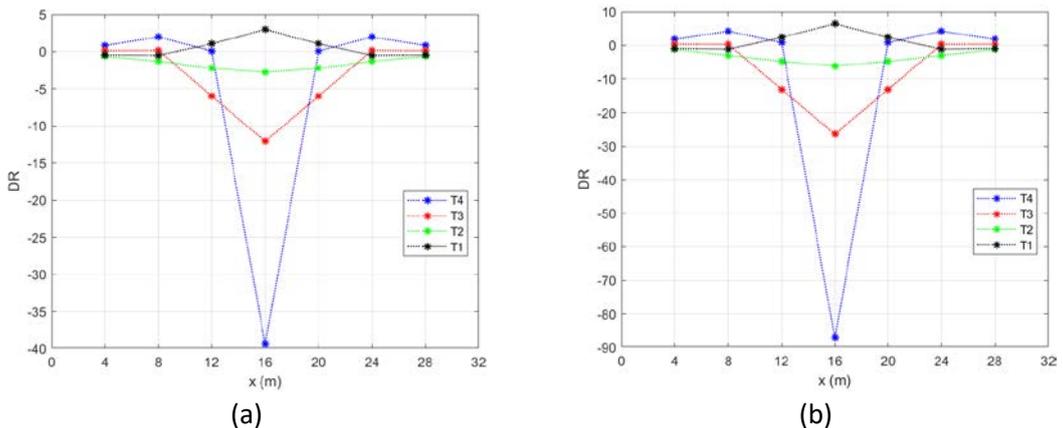
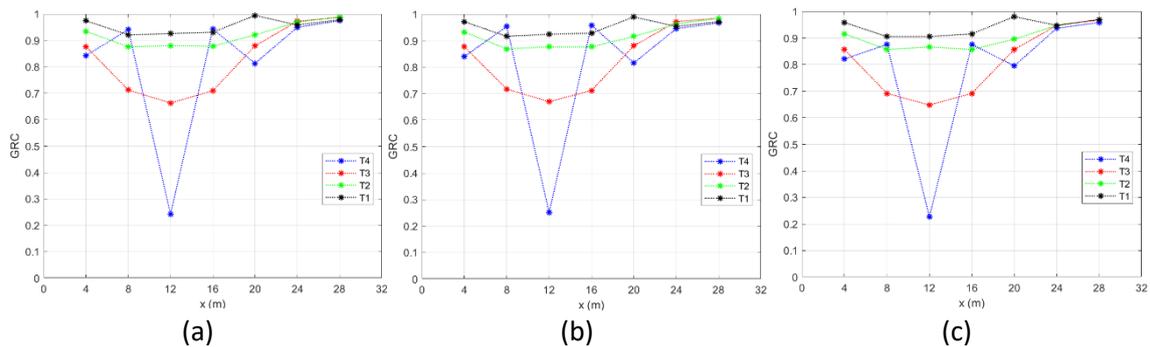
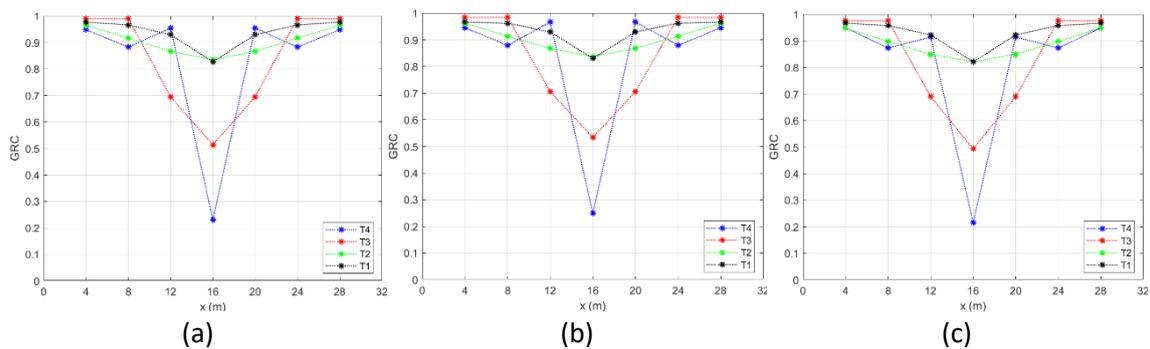


Figura 3.92: Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda (a) 10 cm e (b) 20 cm posta a 16 m su trave T4 per forza concentrata nella mezzeria della medesima trave.

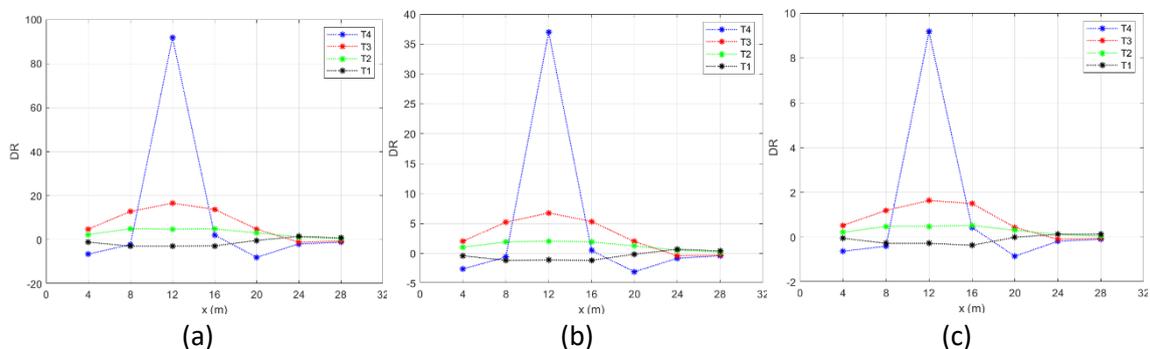
Al fine di valutare l'influenza della posizione del carico sulle diverse travi, gli indici di danneggiamento sono stati ricavati considerando il passaggio dei carichi anche sulle travi non danneggiate. Analizzando i risultati ottenuti, non si sono riscontrate divergenze evidenti sugli andamenti degli indici, i quali hanno sempre consentito di localizzare il danneggiamento. In [Figura 3.93](#) e [Figura 3.94](#) si riporta l'indice GRC ricavato per fessura profonda 30 cm posta rispettivamente a 12 m e 16 m al passaggio della forza concentrata sulle travi T3, T2 e T1, mentre in [Figura 3.95](#) e [Figura 3.96](#) si riportano i grafici analoghi per l'indice DR. Si nota che per l'indice GRC, al variare della trave su cui agisce il carico, i valori rappresentati subiscono variazioni minime, mentre per l'indice DR si registrano valori diversi senza una variazione del rapporto tra i valori appartenenti a travi diverse.



**Figura 3.93:** Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 12 m su trave T4 per forza concentrata transitante su trave (a) T3, (b) T2 e (c) T1.



**Figura 3.94:** Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 16 m su trave T4 per forza concentrata transitante su trave (a) T3, (b) T2 e (c) T1.



**Figura 3.95:** Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 12 m su trave T4 per forza concentrata nella mezzeria di trave (a) T3, (b) T2 e (c) T1.

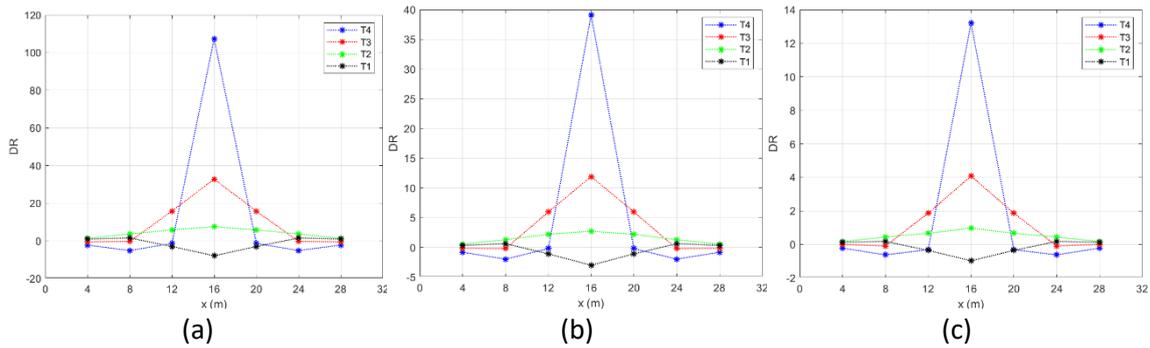


Figura 3.96: Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 16 m su trave T4 per forza concentrata nella mezzeria di trave (a) T3, (b) T2 e (c) T1.

Altro confronto è stato effettuato al variare della tipologia di carico transiente sul ponte. In Figura 3.97 e Figura 3.98 si riportano gli indici GRC per fessura profonda 30 cm rispettivamente a 12 m e 16 m su trave T4 nel caso di passaggio del mezzo da 75 kN e 440 kN sulla medesima trave. In Figura 3.99 e Figura 3.100 si riportano i medesimi grafici per l'indice DR. Si nota come al variare della tipologia di carico, non vi siano variazioni nell'andamento degli indici.

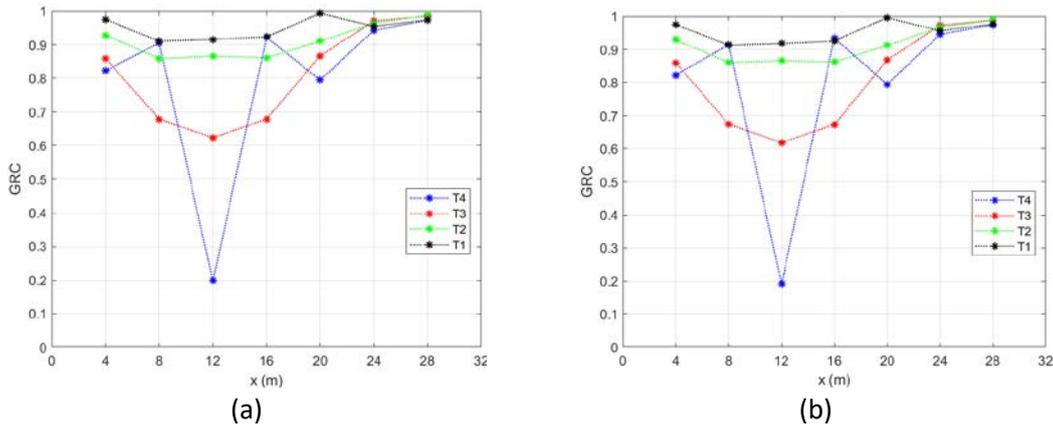


Figura 3.97: Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 12 m su trave T4 per mezzo da (a) 75 kN e (b) 440 kN transiente su trave T4.

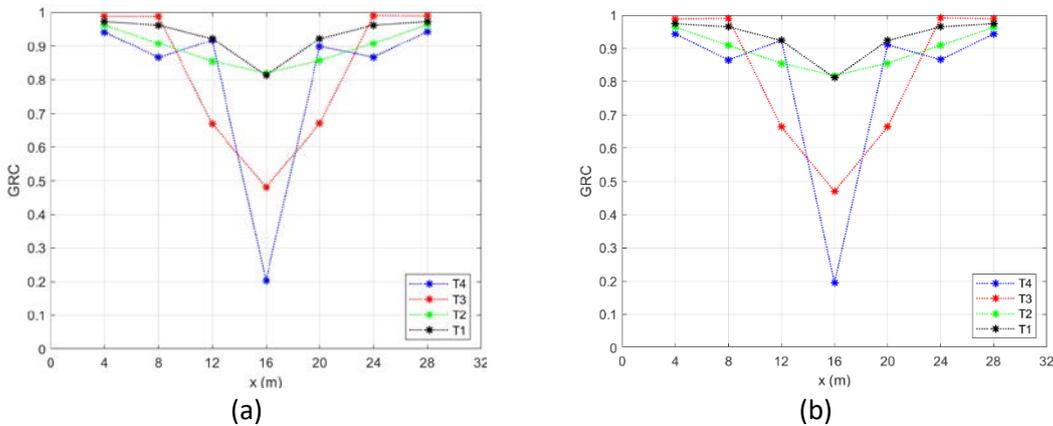
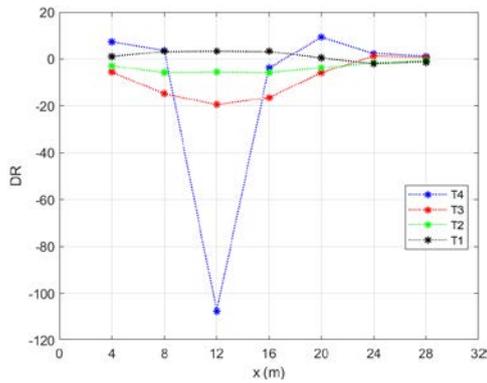
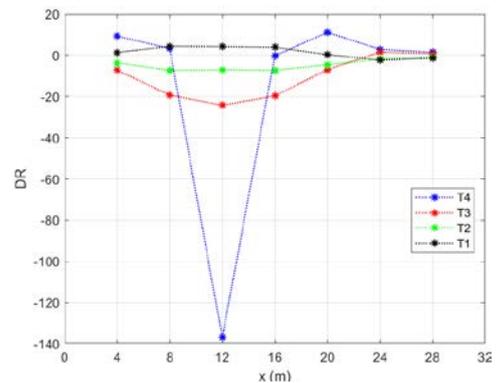


Figura 3.98: Indice GRC (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 16 m su trave T4 per mezzo da (a) 75 kN e (b) 440 kN transiente su trave T4.

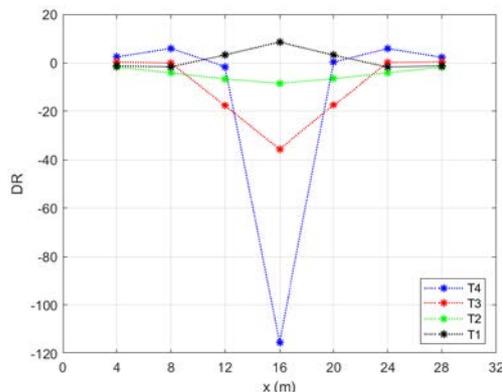


(a)

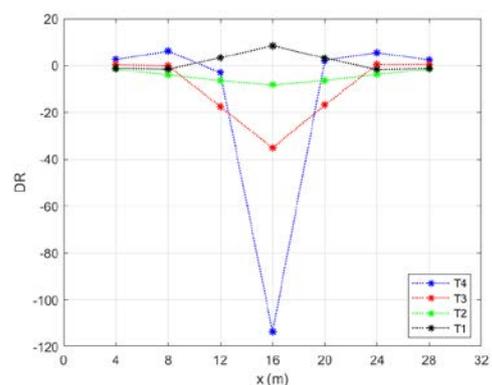


(b)

Figura 3.99: Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 12 m su trave T4 per mezzo da (a) 75 kN e (b) 440 kN transitante su trave T4.



(a)

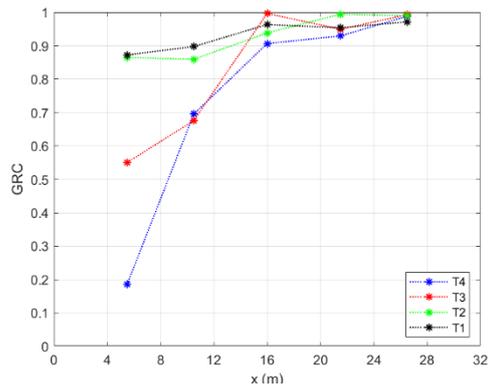


(b)

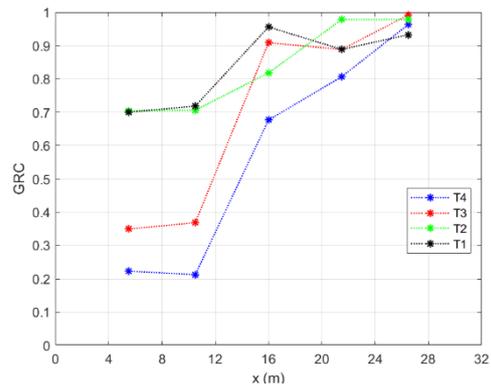
Figura 3.100: Indice DR (Conf. 4 m) per fessura profonda 30cm posta a 16 m su trave T4 per mezzo da (a) 75 kN e (b) 440 kN transitante su trave T4.

Con riferimento alla configurazione di punti Conf. L/6, essa permette sempre di stabilire la posizione del degrado, anche se i valori degli indici sulla trave danneggiata e non danneggiata risultano meno marcati rispetto alla Conf. 4 m. Si riportano alcuni esempi degli indici GRC e DR ricavati rispettivamente in [Figura 3.101](#) e [Figura 3.102](#). È necessario specificare che, in tal caso, i punti di misura non sono collocati sulla fessura. Si nota quindi come per degrado posto a 4 m il primo punto monitorato rileva il danneggiamento, per degrado posto a 8 m sia il primo che il secondo punto forniscono valori simili degli indici, in quanto il degrado è posto circa alla metà della loro distanza, mentre per degrado posto a 12 m, il secondo punto fornisce valori degli indici legati ad un danneggiamento.

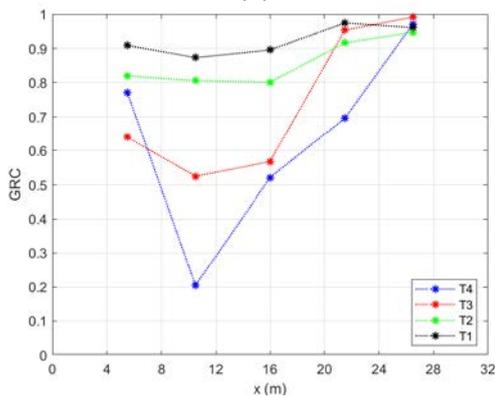
L'unica eccezione è costituita dal caso di degrado con fessura posta su trave T3 a 8m. In questo caso, gli indici presentano valori simili sia su trave T4 che T3 ([Figura 3.103](#) e [Figura 3.104](#)) per i primi due punti di misura, facendo presupporre che il danneggiamento sia presente anche sulla trave di bordo.



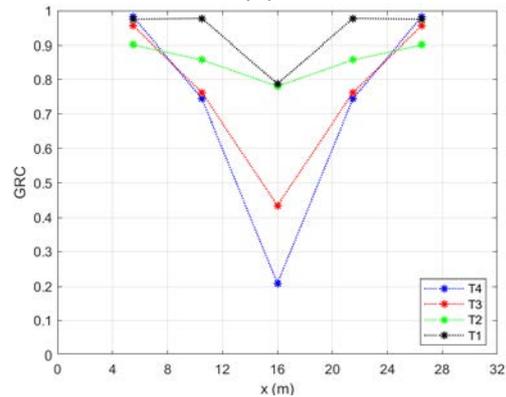
(a)



(b)

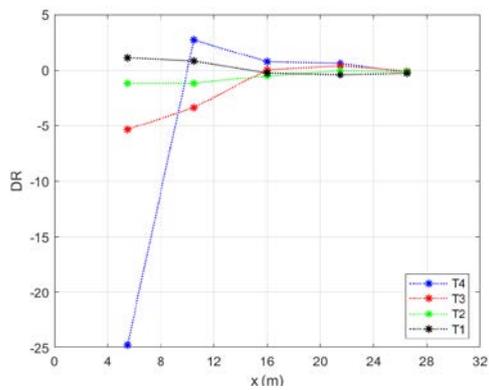


(c)

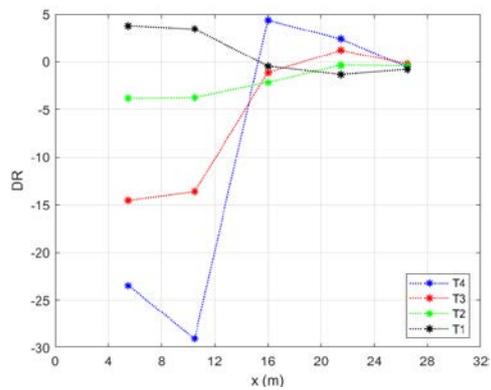


(d)

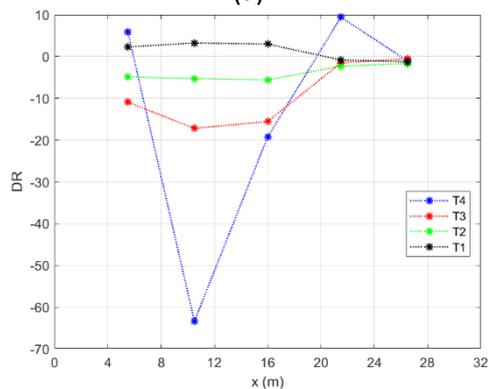
Figura 3.101: Indice GRC (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T4 per forza concentrata transitante sulla medesima trave.



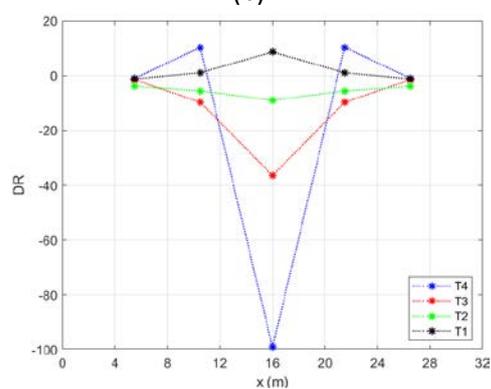
(a)



(b)

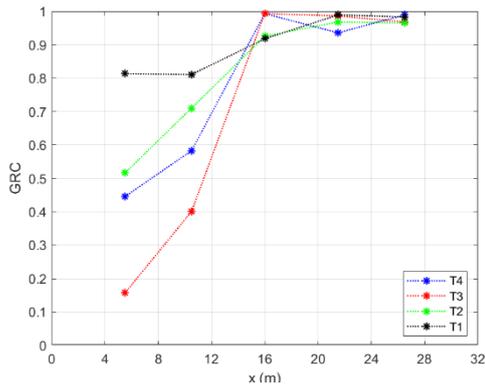


(c)

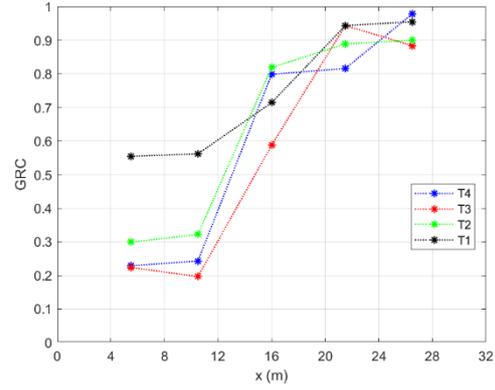


(d)

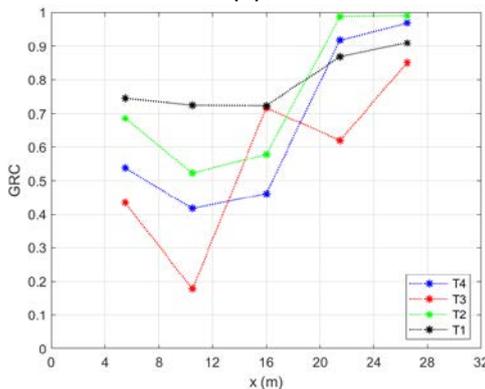
Figura 3.102: Indice DR (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T4 per forza concentrata nella mezzeria della medesima trave.



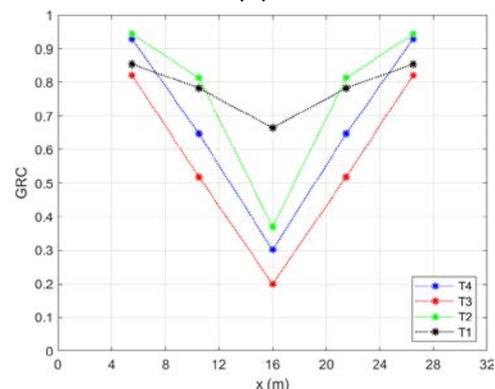
(a)



(b)

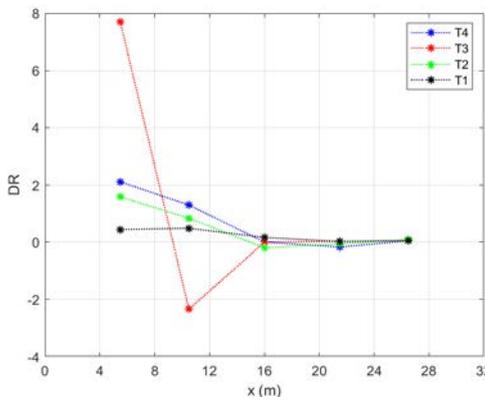


(c)

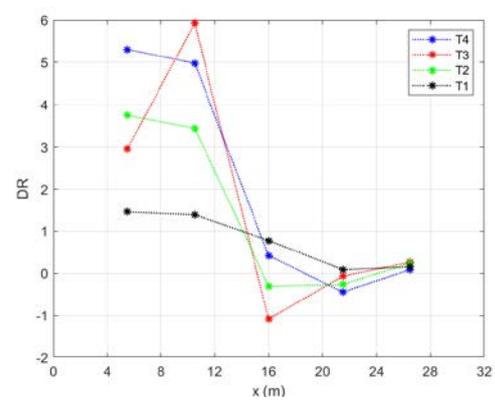


(d)

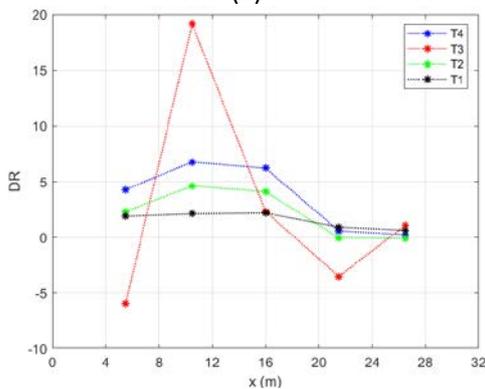
Figura 3.103: Indice GRC (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T3 per forza concentrata transitante sulla medesima trave.



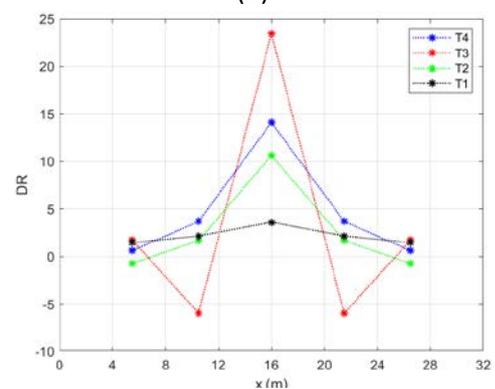
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.104: Indice DR (Conf. L/6) per fessura profonda 30 cm posta a (a) 4 m, (b) 8 m, (c) 12 m e (d) 16 m su T3 per forza concentrata nella mezzeria della medesima trave.

Gli indici GRC e DR risultano essere uno strumento valido per la localizzazione del danneggiamento. Dalle analisi eseguite si è visto che una distribuzione più fitta di punti di misura è in grado di determinare la posizione della fessura in modo più accurato, ma anche una configurazione di punti più diradata come quella utilizzata nelle ultime analisi (Conf. L/6) consente quasi sempre di poter effettuare delle considerazioni veritiere sulla posizione del degrado. Si è visto, inoltre, che l'andamento degli indici lungo la trave non risulta influenzato dalla profondità della fessura, dalla posizione del carico sulle diverse travi e dalla tipologia di carico.

#### 3.3.4. Conclusioni

A valle delle analisi parametriche condotte, è stato possibile valutare l'influenza del degrado su alcuni parametri modali nonché su spostamenti e rotazioni, e valutare l'efficacia di alcuni metodi per il riconoscimento e la localizzazione del danno.

Dal punto di vista delle caratteristiche dinamiche, il danneggiamento influenza in maniera marginale le frequenze di vibrazione associate alle forme modali sia di una singola trave che di un impalcato, provocando variazioni minime che potrebbero non essere colte durante il monitoraggio della struttura. Al contrario l'analisi delle forme modali costituisce un valido strumento per l'identificazione del danneggiamento se analizzate in modo corretto. L'indice MAC non fornisce infatti informazioni utili, mentre le curvature modali sono in grado di identificare la presenza di una variazione della rigidità e fornire una stima della posizione del degrado o danneggiamento. All'aumentare del numero dei punti di misura lungo una trave, aumenta la precisione con cui il degrado è localizzato. Dall'analisi della singola trave si è visto come posizionando un numero esiguo di sensori (ad esempio ogni ad L/3 ed in mezzera) non è possibile individuare sempre la presenza di un degrado a meno che questo non si posizioni effettivamente in vicinanza dei punti di misura o che sia molto pronunciato. Dall'analisi dell'impalcato, per la geometria presa in considerazione, si è visto che già 5 punti di misura equidistanti sono in grado di localizzare quasi sempre il degrado dalla prima forma modale. Degradi sulla trave di bordo forniscono differenze più marcate nelle curvature modali rispetto a degradi posti su una trave interna. Incrementando il numero dei punti di misura cresce la precisione con la quale si individua il degrado e l'affidabilità della valutazione in quanto cresce la differenza tra curvatura modale della trave integra e curvatura modale della trave degradata: un numero più elevato di sensori è in grado di rilevare e localizzare degradi anche molto piccoli, mentre un numero inferiore di sensori, come la Conf. 8m e Conf. L/3 è in grado di rilevare degradi più pronunciati e posti in prossimità dei punti monitorati.

Con riferimento al monitoraggio delle rotazioni, sensori posti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi non consentono di stabilire se siano presenti uno o più degradi. Si ritiene quindi non necessario l'installazione di inclinometri se non alle estremità delle travi stesse. Nell'ottica di rilevare la presenza di un danneggiamento sarebbe possibile introdurre dei sensori di rotazione solo in alcune travi, come quelle di bordo dell'impalcato in esame, in quanto un danneggiamento in una trave induce variazioni di rotazione anche nelle travi adiacenti. Nell'ottica di localizzare il danneggiamento, la

presenza di sensori alle estremità di ogni trave fornisce risultati attendibili per danneggiamenti sulle travi di bordo e meno attendibili per danneggiamenti sulle travi interne. Si è visto, infatti, che per determinate posizioni del danneggiamento si riscontrano rotazioni maggiori all'estremità della trave di bordo adiacente a quella danneggiata, non rendendo chiara la localizzazione del degrado.

Relativamente agli spostamenti, si è visto che il monitoraggio di tali grandezze può dare informazioni utili per il riscontro della presenza del danno. Tuttavia, nel caso di un impalcato, non sempre le variazioni di spostamenti maggiori avvengono nel punto monitorato più vicino al degrado. Ciò non rende possibile determinarne con esattezza la posizione.

L'utilizzo di indici di degrado, basati sulla curvatura calcolata tramite il metodo delle differenze finite, fornisce invece un valido supporto per la localizzazione del danno. Tra gli indici proposti in letteratura si è visto che il GRC ed il DR sono i migliori per individuare la posizione di un degrado o di un danneggiamento. L'indice GRC fornisce risultati attendibili al crescere del numero di posizioni del carico considerate, mentre l'indice DR fornisce risultati quasi sempre attendibili indipendentemente dalla posizione del carico. Inoltre, a parità di tipologia e posizione di carico, è in grado di fornire informazioni utili sull'evoluzione del degrado. Come nel caso della curvatura modale, maggiore è il numero di punti monitorati, maggiore è l'affidabilità con la quale tali indici sono in grado di localizzare il danno. Si è visto come, nel caso dell'impalcato, già una configurazione di 5 punti di misura, equidistanti  $L/6$ , sia in grado di cogliere quasi sempre la posizione del danno introdotto nelle travi. Tali indici forniscono risultati apprezzabili sia per piccoli degradi, indipendentemente dalla trave caricata, a patto che il sistema di monitoraggio utilizzato sia in grado di cogliere le variazioni di spostamento indotte sulla struttura. Infine bisogna sottolineare che al fine di utilizzare tali indici è necessario programmare delle prove sperimentali sul viadotto. Tali metodi, infatti, possono essere applicati solamente con spostamenti ricavati sulla struttura alla condizione da valutare e alla condizione di riferimento (non danneggiata) a parità di posizione ed entità di carico.

## Bibliografia

- Ansari, F. (1997). State-of-the-art in the Applications of Fiber-optic Sensors to Cementitious Composites. *Cement and Concrete Composites*, 19, 3-19. doi:[https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(96\)00038-8](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(96)00038-8)
- Bongiovanni, G., Cellilli, A., Clemente, P., Giovinazzi, S., & Ormando, C. (2021). Seismic response of a r.c. viaduct during different earthquakes. *Proc. 10th Int. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*. Porto, 30 June - 2 Luglio 2021: Cunha A., Caetano E.
- Brunetti, A., & Mazzanti, P. (2017, Luglio 25). *Il monitoraggio dinamico delle strutture e delle infrastrutture con interferometria radar terrestre*. doi:<https://www.ingenio-web.it/articoli/il-monitoraggio-dinamico-delle-strutture-e-delle-infrastrutture-con-interferometria-radar-terrestre/>
- Buffarini, G., Clemente, P., Ianniruberto, U., Ormando, C., & Scafati, F. (2023). Observed seismic behaviour of base isolation systems in Italy. In G. Cimellaro (Ed.), *Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures. WCSI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering* (pp. 599-610). Springer.
- Candigliota, E., Clemente, P., & Immordino, F. (2020, Ottobre 16). *Recenti sviluppi nel monitoraggio statico e dinamico di ponti e viadotti*. Retrieved from Ingenio: <https://www.ingenio-web.it/articoli/recenti-sviluppi-nel-monitoraggio-statico-e-dinamico-di-ponti-e-viadotti/>
- Casas, J., & Cruz, P. (2003). Fiber Optic Sensors for Bridge Monitoring. *Journal of Bridge Engineering*, 8(6). doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2003\)8:6\(362\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2003)8:6(362))
- Chen, X.-z., Zhu, H.-p., & Chen, C.-y. (2005). Structural damage identification using test static data based on grey system theory. *Journal of Zhejiang University SCIENCE*, 8, 790-796. doi:10.1631/jzus.2005.A0790
- Chini, M., Bignami, C., & Stramondo, S. (2012). L'interferometria SAR satellitare per la misura delle deformazioni superficiali. *GEOmedia*, 3.
- Chu, A. (n.d.). Scegliere il giusto tipo di accelerometro. *Engineer's Circle*. Retrieved from [http://www.dspmindustria.it/img/cms/155-96scegliere\\_il\\_giuto\\_tipo\\_di\\_accelerometro\\_def\\_1.pdf](http://www.dspmindustria.it/img/cms/155-96scegliere_il_giuto_tipo_di_accelerometro_def_1.pdf)
- Clemente, P. (2020). Monitoraggio, valutazione e adeguamento dei ponti esistenti. *Passaggi sicuri - Ponti, gallerie e infrastrutture*.
- Clemente, P., & Ormando, C. (Winter 2021). Monitoring system of the San giorgio bridge at Genoa, Italy. *The Monitor*. Retrieved from <https://ishmii.org/the-monitor/>
- Clemente, P., Bongiovanni, G., Buffarini, G., & Saitta, F. (2019). Structural health status assessment of a cable-stayed bridge by means of experimental vibration analysis. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 655-669. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-019-00359-2>

- Cusson, D., Rossi, C., & Ozkan, I. (n.d.). Early warning system for the detection of unexpected bridge displacements from radar satellite data. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 189-204. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-020-00446-9>
- Das, S., Saha, P., & Patro, S. (2016). Vibration-based damage detection techniques used for health monitoring of structures: a review. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 6, 477-507. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-016-0168-5>
- De Stefano, A., Matta, E., & Clemente, P. (2016). Structural health monitoring of historical heritage in Italy: some relevant experiences. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 6, 83-106. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-016-0154-y>
- Dipartimento della Protezione Civile. (n.d.). *Osservatorio Sismico delle Strutture*. Retrieved Ottobre 2022, from Dipartimento della Protezione Civile: <https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/osservatorio-sismico-delle-strutture>
- Dipartimento della Protezione Civile. (n.d.). *Ran - Rete Accelerometrica Nazionale*. Retrieved from Dipartimento della Protezione Civile: <https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/rete-accelerometrica-nazionale>
- Enckell, M., Glisic, B., Myrvoll, F., & Bergstrand, B. (2011). Evaluation of a large-scale bridge strain, temperature and crack monitoring with distributed fibre optic sensors. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 1, 37-46. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-011-0004-x>
- Farrar, C., & Jauregui, D. (1998). Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge: I. Experiment. *Smart Materials and Structures*. doi:10.1088/0964-1726/7/5/013
- Ferguson, A., Hester, D., & Woods, R. (2022). A direct method to detect and localise damage using longitudinal. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 12, 141-162. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-021-00533-5>
- Fioriti, V., Roselli, I., Ruberto, M., & De Canio, G. (2019). Potenzialità del moto magnificato nel monitoraggio dei ponti storici: il caso del Ponte delle Torri di Spoleto. *18° convegno ANIDIS, Ascoli Piceno, Italia, 15 - 19 settembre 2019*.
- Graybeal, B., Phares, B., Rolander, D., Moore, M., & Washer, G. (2002). Visual Inspection of Highway Bridges. *Journal of Nondestructive evaluation*, 21.
- Ha, T., & Fukada, S. (2017, Giugno). Nondestructive damage detection in deteriorated girders using changes in nodal displacement. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 7, 385-403. doi:10.1007/s13349-017-0231-x

- INGV. (n.d.). *Rete sismica Nazionale*. Retrieved from Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia: <http://www.gm.ingv.it/index.php/rete-sismica-nazionale?jjj=1677402663861>
- Khoshnoudian, F., & Ensfiadiari, A. (2011). Structural damage diagnosis using modal data. *Scientia Iranica*, 18(4), 853-860. doi:<https://doi.org/10.1016/j.scient.2011.07.012>
- Khoshnoudian, F., & Esfandiari, A. (2011, Agosto). Structural damage diagnosis using modal data. *Scientia Iranica*, 18(4), 853-860. doi:<https://doi.org/10.1016/j.scient.2011.07.012>
- Kumar, P., Oshima, T., Yamazaki, T., Mikami, S., & Miyamouri, Y. (2012). Detection and localization of small damages in a real bridge by local excitation using piezoelectric actuators. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2, 97-108. doi:[10.1007/s13349-012-0020-5](https://doi.org/10.1007/s13349-012-0020-5)
- Larosa, G. (2020, Agosto). *Ponte di Genova San Giorgio: pronti i 4 mega-robot per la sicurezza*. Retrieved from Eurocomunicazione.
- Li, H., & Ou, J. (2015). The state of the art in structural health monitoring of cable-stayed bridges. *Journal of civil structural health monitoring of cable-stayed bridges*, 43-67. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-015-0115-x>
- Li, H., Ren, L., Jia, Z., Yi, T., & Li, D. (2016). State-of-the-art in structural health monitoring of large and complex civil infrastructures. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 6, 3-16. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-015-0108-9>
- Lydon, M., Taylor, S., Robinson, D., Mufti, A., & O'Brien, E. (2016). Recent development in bridge weight in motion (B-WIM). *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 6, 69-81. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-015-0119-6>
- Milillo, P., Giardina, G., Perissin, D., Milillo, G., Coletta, A., & Terranova, C. (2019). Pre-Collapse Space Geodetic Observations of Critical Infrastructure: The Morandi Bridge, Genoa, Italy. *Remote sensing*, 11(12). doi:<https://doi.org/10.3390/rs11121403>
- MIMS, D.M. 204/2022. (2022). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Monaco, D. (2020, Agosto). *Tutta la nuova tecnologia del Ponte di Genova San Giorgio*. Retrieved from Wired.
- O'Brien, E., Brownjohn, J., Hester, D., Huseynov, F., & Casero, M. (2021, Ottobre 23). Identifying damage on a bridge using rotation-based Bridge Weigh-In-Motion. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 11, 175-188. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-020-00445-w>

- O'Brien, E., Martinez, D., Malekjafarian, A., & Sevilano, E. (2017, Luglio). Damage detection using curvatures obtained from vehicle measurements. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 7, 333-341. doi:10.1007/s13349-017-0233-8
- Ono, R., Ha, T., & Fukada, S. (2019). Analytical study on damage detection method using displacement influence lines of road bridge slab. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 9, 565-577. doi:https://doi.org/10.1007/s13349-019-00352-9
- Orlando, C., Raeisi, F., Clemente, P., & Mufti, A. (2022). The SHM as higher level inspection in the evaluation of structures. In C. Pellegrino (Ed.), *Proc. of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures. (EUROSTRUCT, Padova 29 Agosto - 1 Settembre), Lecture in Civil Engineering* (pp. 452-461). Springer. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-030-91877-4\_52
- Oskoui, E., Taylor, T., & Ansari, F. (2020). Method and sensor for monitoring weight of trucks in motion based on bridge girder end rotations. *Structure and Infrastructure Engineering*, 16(3), 481-494. doi:https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1668436
- Pandey, A., & Biswas, M. (1994). Damage Detection in Structures Using Changes in Flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, 3-17. doi:https://doi.org/10.1006/jsvi.1994.1002
- Pandey, A., Biswas, M., & Samman, M. (1991). Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145, 321-332. doi:https://doi.org/10.1016/0022-460X(91)90595-B
- Pastor, M., Binda, M., & Harcarik, T. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, 48, 543-548. doi:https://doi.org/10.1016/j.proeng.2012.09.551
- Redazione di Strade & Autostrade. (2020, Settembre). *Il monitoraggio per la sicurezza del ponte Genova San Giorgio*. Retrieved from Strade & Autostrade.
- Sigurdardottir, D., & Glisic, B. (2015). On-site validation of fiber-optic methods for structural health monitoring: Streicker Bridge. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 529-549. doi:https://doi.org/10.1007/s13349-015-0123-x
- Sinha, J., Friswell, M., & Edwards, S. (2002). Simplified models for the locations of cracks in beam structures using measured vibration data. *Journal of Sound and Vibration*, 251(1), 13-38. doi:https://doi.org/10.1006/jsvi.2001.3978
- Stubbs, N., & Kim, J. (1994). Field verification of a nondestructive damage localization and severity estimation algorithm. *Texas A&M University Report prepared for New York Mexico State University*.
- Talebinejad, I., Fischer, C., & Ansari, F. (2011). A hybrid approach for the safety assessment of the double span masonry vaults of the Brooklyn Bridge. *Journal of*

*Civil Structural Health Monitoring*, 1, 3-15. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-011-0003-y>

TEM. (2020). *Come funziona e a cosa serve l'accelerometro*. Retrieved from TEM Electronic Components: <https://www.tme.eu/it/news/library-articles/page/22568/Come-funziona-e-a-cosa-serve-laccelerometro/>

UNI/TR 11634. (2016). *Linee Guida per il monitoraggio strutturale*.

Zhen, S., Tomonori, N., Mayuko, N., & Yozo, F. (2017, Maggio). Investigation on a curvature-based damage detection method using displacement under moving vehicle. *Structural Control and Health Monitoring*. doi:10.1002/stc.2044

Zhou, D., Wang, N., Fu, C., Guo, C., & Zhao, Y. (2022). A Novel Elastomer-Based Inclinometer for Ultrasensitive Bridge Rotation Measurement. *Sensors*. doi:<https://doi.org/10.3390/s22072715>

Zimmerman, D., & Kaouk, M. (1994). Structural Damage Detection Using a Minimum Rank Update Theory. *Journal of vibration and Acoustics*, 116(2), 222-231. doi:<https://doi.org/10.1115/1.2930416>

## 4. Monitoraggio strutturale: Casi studio

A seguito dell'introduzione sul monitoraggio strutturale e la rilevazione del danno effettuata nel capitolo precedente, si descrivono di seguito 3 casi studio trattati durante il corso di dottorato. Ognuno di loro è rappresentativo di una diversa applicazione e finalità del monitoraggio strutturale.

Il primo caso studio riguarda le prove ed i risultati di caratterizzazione dinamica effettuata tramite l'installazione di una rete temporanea di sensori sul viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio, che dunque ha previsto l'implementazione di sensoristica solamente durante lo svolgimento delle prove sperimentali eseguite. L'applicazione del monitoraggio strutturale si collocava all'interno di una campagna sperimentale più ampia, volta alla migliore comprensione delle caratteristiche della struttura al fine di valutarne la sicurezza dopo che questa aveva mostrato delle forti oscillazioni a causa del vento. I risultati dello studio effettuato hanno consentito la calibrazione di un modello numerico che ha permesso lo svolgimento di analisi di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

Il secondo caso descritto si incentra sull'analisi di alcune registrazioni ottenute dal sistema di monitoraggio permanente installato sul Viadotto Cesi, facente parte delle strutture monitorate nell'ambito dell'OSS (Osservatorio Sismico delle Strutture). Proprio in accordo con le finalità del progetto del DPC, lo studio effettuato si basa sull'analisi del comportamento dinamico del viadotto durante alcuni dei terremoti che hanno colpito l'Italia centrale nell'ultimo ventennio.

Infine, l'ultimo caso riguarda l'analisi delle prove di collaudo effettuate per testare il sistema di monitoraggio continuo installato sul Viadotto San Paolo, una delle opere d'arte presenti sulla tangenziale di Catania. Lo studio effettuato si colloca all'interno del progetto Rafael, con la collaborazione di Anas Spa, e ha come obiettivo quello di testare e quindi valutare diverse tipologie di sensori al fine di definire un layout minimo di dispositivi per la caratterizzazione dinamica ed il rilevamento e la localizzazione del danneggiamento per viadotti a travata.

### 4.1. Prove di caratterizzazione dinamica sul viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio

Civita di Bagnoregio è una piccola città di origine etrusca situata sulla sommità di una collina di tufo (Figura 4.1), ad una quota sul livello del mare pari a 443 m. L'unica via di accesso è costituita da un ponte pedonale, sviluppato lungo una stretta sella, che la collega alla città di Bagnoregio. Civita è nota come la città morente (Focardi, Margottini, Ogliotti, Sciotti, & Serafini, 1998) a causa della progressiva riduzione della sua popolazione, dovuta, in parte, ad una serie di disastri naturali, come frane e terremoti. Nel tempo, tali disastri hanno coinvolto anche il ponte. Il primo crollo noto della struttura risale al 1684, a cui seguì quello dell'undici giugno 1695, che provocò la morte di 32 persone. Il ponte collassò ancora nel 1759 e nel 1764 a causa di alcuni eventi franosi. Nel 1810 venne ordinata l'evacuazione della città, ma gli abitanti si opposero

alla decisione. Nel 1944, il ponte ad arco in muratura presente allora venne distrutto dalla ritirata dei tedeschi durante la Seconda Guerra Mondiale. Successivamente ricostruito tramite una struttura in legno, il viadotto collassò nuovamente nel 1965, poco prima della sua inaugurazione.



*Figura 4.1: Civita di Bagnoregio.*

Di seguito si propongono i risultati di uno studio che, partendo dalla valutazione della Classe di Attenzione del viadotto, analizza i risultati di prove sperimentali effettuate sul viadotto. In particolare, si pone l'attenzione alle prove dinamiche eseguite per la caratterizzazione dinamica delle prime cinque campate del viadotto e al confronto con i risultati ottenuti da un modello numerico della struttura. Lo studio effettuato (Buffarini, Clemente, Giovinazzi, Ormando, & Scafati, 2022) si basa su delle prove e delle ispezioni effettuate sul viadotto nel 1997. Da tale data, il viadotto è stato soggetto a diversi interventi di manutenzione e ad un intervento strutturale. I risultati ottenuti sono quindi riferiti ad una condizione non più attuale. La campagna di indagini a cui si fa riferimento fu eseguita a seguito delle grandi oscillazioni della struttura avvertite dai cittadini durante un funerale a causa del forte vento presente in quel giorno.

#### 4.1.1. Descrizione del viadotto

Il viadotto oggi esistente, lungo circa 250 m, è composto da 14 campate, ognuna semplicemente appoggiata agli appoggi di luce circa 19m. In [Figura 4.2](#) si riporta un profilo longitudinale schematico dell'opera. Si nota che il viadotto può essere diviso in tre parti. Partendo da Civita di Bagnoregio, la prima parte dell'opera si estende fino a pila 5 ed è caratterizzata dall'aver una pendenza in discesa di circa il 20%. Inoltre, in tale parte sono collocate le pile più alte della struttura, tra gli 11 m ed i 15 m. La seconda parte del viadotto, da pila 5 a pila 9, è caratterizzata dall'assenza di pendenza, mentre l'ultima parte, da pila 9 fino alla seconda spalla, possiede una pendenza in salita di circa il 6%. Le pile di quest'ultima porzione di opera possiedono un'altezza molto minore rispetto le altre.

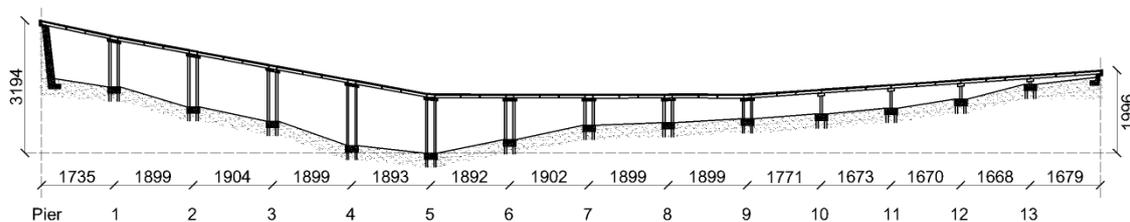


Figura 4.2: Profilo longitudinale schematico del viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio.

Ogni impalcato, largo 2.50 m, è composto da 3 travi in c.a.p. con altezza di 65 cm ed interasse 89.5 cm ed una soletta in c.a. con spessore di 15 cm (Figura 4.3), ad eccezione della prima campata (a partire da Civita di Bagnoregio), composta da 5 travi e con larghezza di 4.00 m. La luce di calcolo delle campate è circa 16.70 m, tranne per la prima pari a 16.00 m.

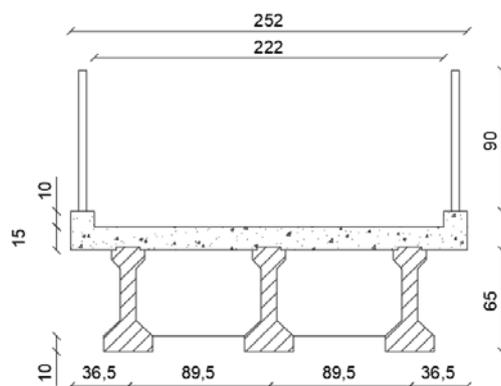


Figura 4.3: Sezione trasversale dell'impalcato del viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio.

Le pile dalla 1 alla 9 sono composte da 4 fusti a sezione circolare e diametro di 50 cm vincolati in testa tramite una piastra in ca in altezza 65 cm e dimensioni in pianta di 3.24 m e 2.80 m rispettivamente in direzione longitudinale e trasversale. Al di sopra di tale piastra è posta una sovrastruttura costituita da 3 travi longitudinali e 2 travi trasversali di sezione rettangolare 20 x 65 cm sormontate da una soletta di spessore 15 cm. Tale sovrastruttura raccorda due impalcati consecutivi. Le ultime pile sono invece composte da 2 due fusti del medesimo diametro collegate in sommità da una piastra di dimensioni in pianta di 1.00 m e 2.80 m rispettivamente in direzione longitudinale e trasversale. Tali pile non hanno sovrastruttura in quanto i due impalcati che vi appoggiano sono posti uno di seguito all'altro. Ogni pila ha una fondazione composta da un plinto con 4 pali di lunghezza variabile tra 10 m e 25 m, rispettivamente per le pile più corte e le pile più alte.

#### 4.1.2. Determinazione della Classe di Attenzione del viadotto

Dato il grande numero di immagini disponibili eseguite durante i rilievi del 1997, si è pensato di valutare inizialmente lo stato di degrado della struttura e di applicare il procedimento di valutazione della Classe di Attenzione proposto dalle LG 22 (MIMS, D.M. 204/2022, 2022). Al momento dell'esecuzione della campagna di indagini sperimentali, il viadotto presentava molti elementi strutturali in pessime condizioni di

conservazione; tra i difetti più comuni si rilevarono la corrosione delle barre di armatura e l'ammaloramento del calcestruzzo (Figura 4.4). Tali difetti erano particolarmente evidenti nelle travi esterne, dove lo stato di degrado era stato accentuato dalla presenza di scarichi corti che non consentivano un allontanamento efficiente delle acque di piattaforma. In tali elementi, la presenza di armatura esposta e corrosa era particolarmente allarmante agli appoggi (Figura 4.5). Nei fusti delle pile erano invece presenti numerose fessure verticali, associate ad espulsione del copriferro ed armature corrose. Difetti simili si riscontravano nelle piastre superiori delle pile. Infine, i dispositivi di appoggio in piombo apparivano estremamente deformati e non più in grado di assecondare la rotazione dell'impalcato. Visti i difetti rilevati, è stato assegnato un livello di difettosità alto, sia per il rischio strutturale e fondazionale che per il sismico.



Figura 4.4: Civita di Bagnoregio, ammaloramento del calcestruzzo ed armature esposte e corrose.



Figura 4.5: Civita di Bagnoregio, armatura corrosa all'appoggio di una trave esterna.

Noto il livello di difettosità e note le informazioni necessarie per l'applicazione del Livello 2 delle LG 22, è stato possibile determinare la Classe di Attenzione dell'opera, seguendo il procedimento descritto al [Capitolo 2](#) e nell'[Allegato 1](#).

#### *CdA strutturale e fondazionale*

Con riferimento al rischio strutturale e fondazionale, la pericolosità risulta essere bassa in accordo con [All.1 – Tabella 1](#), in quanto la massa ammissibile sul ponte è inferiore a 3.5 tonnellate e non vi è passaggio di mezzo pesanti. La vulnerabilità risulta essere alta, a causa del livello di difettosità, in accordo con [All.1 – Figura 3](#). In questo

caso, infatti, la rapidità di evoluzione del degrado, la norma di progettazione e la classe associata allo schema statico, materiale e luce (che risulta essere Media) non influenzano la classe associata a tale fattore. La classe di esposizione risulta Bassa in relazione al numero di transiti sul viadotto giornalieri (classe bassa), all'assenza di alternative stradali e alla classe di ente scavalcato (Bassa, in quanto il viadotto scavalca una discontinuità naturale). In accordo con [All.1 – Tabella 7](#), la CdA associata al rischio strutturale e fondazionale risulta essere Alta.

#### *CdA sismica*

Analizzando il rischio sismico, con riferimento alla pericolosità, per il sito in esame si ha un'accelerazione su suolo rigido per un periodo di riferimento di 475 anni pari a 0.144 g. La categoria topografica risulta essere T4, mentre il sottosuolo ricade in categoria A. Tali parametri, in accordo con [All.1 – Tabella 9](#), conducono ad una classe di pericolosità sismica Medio-Alta. La classe di vulnerabilità risulta Alta, in base alla classe di vulnerabilità iniziale (Medio-Alta), ai criteri di progettazione sismici (assenti) ed al livello di difettosità (Alto). L'esposizione risulta essere Bassa, in quanto non si ritiene il viadotto un'opera strategica. In accordo con [All.1 – Tabella 7](#), la CdA associata al rischio sismico risulta essere Alta.

#### *CdA frane ed idraulica*

Con riferimento al rischio frane, si è valutata una pericolosità Alta in relazione ai dati documentali reperiti. La vulnerabilità è anch'essa Alta a causa dell'estensione totale dell'interferenza che possibili frane possono avere con il viadotto, mentre l'esposizione risulta essere Bassa (pari a quella sismica). In accordo con [All.1 – Tabella 18](#), la CdA associata al rischio frane risulta essere Medio-Alta.

Il rischio idraulico è assente, in quanto non ci sono corsi d'acqua che possono interferire con l'opera.

#### *CdA complessiva*

In [Tabella 4-1](#) si riportano le classi associate ai singoli fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione e le classi associate ai rischi strutturale e fondazionale, sismico, frane ed idraulico. In base a tali classi, in accordo con [All.1 – Tabella 27](#) la CdA complessiva dell'opera risulta essere Alta.

*Tabella 4-1: Civita di Bagnoregio, Classe di Attenzione associate ai singoli rischi. ù*

<b>Rischio</b>	<b>Pericolosità</b>	<b>Vulnerabilità</b>	<b>Esposizione</b>	<b>CdA del rischio</b>
<b>Strutturale e fondazionale</b>	Bassa	Alta	Bassa	<b>Alta</b>
<b>Sismico</b>	Medio - Alta	Alta	Bassa	<b>Alta</b>
<b>Frane</b>	Alta	Alta	Bassa	<b>Medio-Alta</b>
<b>Idraulico</b>	Assente	-	-	-

Essendo la Classe di Attenzione complessiva dell'opera alta, si dovrebbe procedere con le analisi accurate di Livello 4, con l'esecuzione di analisi sperimentali e la

realizzazione di un modello numerico. Come detto precedentemente, con riferimento alle analisi sperimentali, si sono considerate ed analizzate più nel dettaglio le prove sperimentali effettuate a suo tempo dall'ENEA, che comprendono: test sul sottosuolo, test sui materiali, sia in situ che in laboratorio, prove con carichi statici, prove di impulso e analisi dinamiche sperimentali.

#### 4.1.3. Campagna di indagini sperimentali

Per quanto riguarda le prove sul sottosuolo, l'ENEA aveva prelevato dei campioni di terreno, alcuni disturbati, altri non, sui quali ha effettuato delle prove di laboratorio. Tali prove hanno permesso di stabilire che il terreno è composto per lo più da un limo argilloso debolmente sovra-consolidato. Oltre alle prove di laboratorio, sono state effettuate, dalla SGM Srl (SGM Engineering, 1997), delle prove in situ, tra cui 3 prove CPT (cone penetration test) e prove penetrometriche dinamiche standard. Tali prove hanno confermato i risultati delle prove effettuate in laboratorio ed hanno permesso di stabilire la capacità portante dei pali di fondazione, il cui carico limite varia tra i 7.5 ed i 10 MN per i pali corti (10 m) e tra 11 e 14 MN per i pali lunghi (20 m).

Sui fusti delle pile sono stati effettuati test pacometrici, che hanno consentito di identificare le armature longitudinali (10  $\phi$ 14) e le staffe ( $\phi$ 6 con passo 15 cm) presenti, e test endoscopici, che hanno consentito, sui fusti analizzati, di rilevare l'assenza di difetti nella parte interna del calcestruzzo. Inoltre, su travi, pile e plinti di fondazione sono stati eseguiti test ultrasonici, test sclerometrici, test di pull-out e test di carbonatazione, eseguiti sui coni estratti dalle prove di pull out. Queste ultime e le prove sclerometriche hanno consentito di ricavare informazioni sulla resistenza a compressione degli elementi testati. In [Tabella 4-2](#) si riportano i valori media della resistenza a compressione di tali prove.

*Tabella 4-2: Civita di Bagnoregio, valori medi della resistenza a compressione in N/mm<sup>2</sup> ricavati dalle prove di pull-out e sclerometriche.*

	Travi	Fusti delle pile	Plinti
Pull-out	49.0	34.2	22.8
Prove sclerometriche	44.9	34.2	23.5

Oltre alle prove in situ, sono state effettuate delle prove di laboratorio su campioni di calcestruzzo ed acciaio estratti da travi, fusti delle pile e plinti di fondazione. I provini di calcestruzzo sono stati sottoposti a prove di compressione, mentre le barre di armatura a prove di trazione. In [Tabella 4-3](#) si riportano i valori medi della resistenza cubica a compressione per il calcestruzzo e della tensione di rottura dell'acciaio.

*Tabella 4-3: Civita di Bagnoregio, valori medi della resistenza cubica a compressione del calcestruzzo e della resistenza a rottura dell'acciaio espresse in N/mm<sup>2</sup>.*

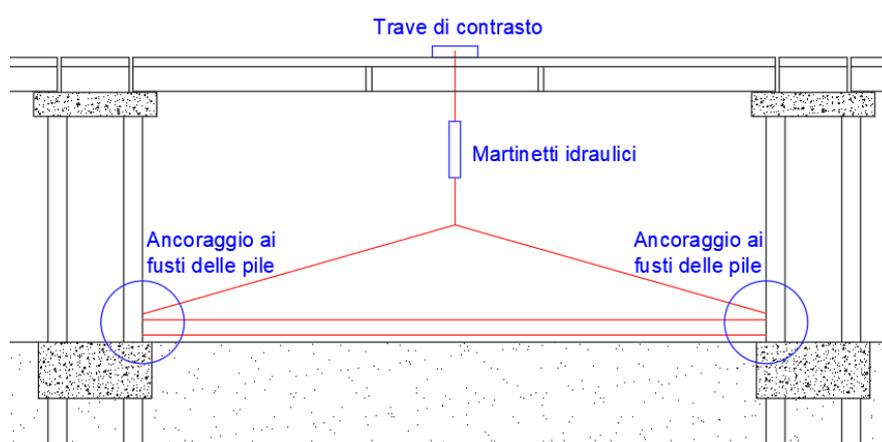
	Travi	Fusti delle pile	Plinti
Calcestruzzo	48.9	33.5	28.0
Acciaio	535	535	399

Su 5 campate sono state eseguite prove di carico statico applicando un carico concentrato nella mezzeria delle campate stesse. Il carico è stato applicato utilizzando una trave di contrasto collegata a due martinetti idraulici ancorati ai fusti delle pile adiacenti, come mostrato nello schema di [Figura 4.6](#). Lo spostamento della trave è stato misurato attraverso 5 trasduttori di spostamento induttivi. Gli spostamenti misurati sono risultati inferiori rispetto a quelli ricavati teoricamente per una trave semplicemente appoggiata di luce 16.80 m, momento di inerzia pari a  $0.047 \text{ m}^4$  (riferito all'intero impalcato) e modulo elastico pari a 34077 MPa, considerando un calcestruzzo di tipo C35/45, come mostrato in [Tabella 4-4](#). Inoltre, alla fine di tutti i test non si sono rilevate deformazioni permanenti.

*Tabella 4-4: Civita di Bagnoregio, risultati delle prove di carico statico e confronto con i valori teorici.*

Test	Forza applicata (kN)	Spostamento sperimentale (mm)	Spostamento teorico (mm)
1	140	6.55	8.63
2	144	6.40	8.88
3	146	6.54	9.00
4	146	6.70	9.00
5	148	5.80	9.12

Infine, sono stati realizzati dei test dinamici impulsivi sui primi 5 impalcati, al fine di ricavarne la frequenza propria di vibrazione, facendo cadere una massa di 1 kg da un'altezza di 1.5 m. Dal primo al quinto impalcato si sono ottenute, rispettivamente, delle frequenze proprie di vibrazione di 11.3 Hz, 8.8 Hz, 6.3 Hz, 6.3 Hz e 6.7 Hz.



*Figura 4.6: Civita di Bagnoregio, sistema utilizzato per le prove di carico statico.*

A seguito delle analisi sugli impalcati si è potuto constatare che, nonostante le pessime condizioni di conservazione, tali elementi hanno dimostrato un buon comportamento, quasi sempre uniforme, durante le prove statiche e dinamiche, a prova del fatto che lo stato di degrado coinvolgeva solamente le superfici esterne degli elementi strutturali.

Oltre alle prove dinamiche sull'impalcato, è stata condotta una campagna di prove dinamiche sperimentali più estese per valutare il comportamento delle prime cinque campate del viadotto. Nei paragrafi successivi si descrivono nel dettaglio tali prove ed i loro risultati.

#### 4.2.3. Caratterizzazione dinamica del viadotto

Il sistema di monitoraggio temporaneo implementato per le prove dinamiche era composto da 8 velocimetri Kinemetrix SS1 cablati e sincronizzati tra loro, con frequenza di acquisizione di 128 Hz. Gli 8 strumenti sono stati disposti in diverse configurazioni al fine di studiare in modo più esaustivo il comportamento delle prime cinque campate della struttura. Per ogni configurazione di sensori sono state acquisite 5 time histories di durata 64 s al fine di dimostrare la ripetibilità delle prove e dei parametri dinamici ricavati. Le acquisizioni sono state eseguite sia con vibrazioni ambientali che con vibrazioni forzate, indotte dal passaggio di una folla o di un piccolo mezzo motorizzato.

Le time histories sono state analizzate sia nel dominio del tempo, al fine di ricavare i valori massimi delle accelerazioni, che nel dominio delle frequenze, al fine di ricavarne i parametri dinamici della struttura. In particolare, tramite la PSD (Power Spectral Density), ricavata per le registrazioni di ogni sensore, e le CSD (Cross Spectral Density), ricavata per le registrazioni di ogni coppia di sensori significativa, è stato possibile ricavare le frequenze proprie di vibrazione del ponte e le prime forme modali.

La prima configurazione di sensori, in cui i velocimetri sono stati posizionati sulla fondazione ed in sommità delle pile 1, 2, 3 e 5 ([Figura 4.7](#)), ha permesso di studiare il comportamento in direzione trasversale di questa prima parte di viadotto. Considerando le vibrazioni ambientali e forzate, picchi di velocità inferiori rispettivamente a 0.02 mm/s e 0.03 mm/s sono stati registrati sulle fondazioni mentre valori compresi rispettivamente tra 0.40 mm/s e 1.00 mm/s e tra 0.50 mm/s e 1.50 mm/s sono stati registrati in sommità. In [Figura 4.8](#) e [Figura 4.9](#) si riportano le time histories registrate sulla fondazione e in sommità delle pile 2 e 5 nel caso di vibrazioni ambientali.

L'analisi nel dominio delle frequenze, sia per vibrazioni ambientali che forzate, ha permesso di identificare 4 frequenze principali in ogni sensore, pari a 0.95 Hz, 1.38 Hz, 2.07 Hz e 2.83 Hz. Ciò ha consentito di stabilire che tale parte del viadotto si comporta come una struttura unica. La presenza di questi picchi è evidente nei grafici della CSD, riportati in [Figura 4.10](#) e [Figura 4.10: Civita di Bagnoregio, CSD, fase e coerenza per le coppie di sensori posti su \(a\) pila 1, \(b\) pila 2 e \(c\) pila 5 ricavate per le vibrazioni ambientali](#).

In tali grafici sono riportati anche la fase e la coerenza tra i segnali analizzati, che hanno consentito di ricavare le forme modali per le 4 frequenze principali individuate in direzione trasversale ([Figura 4.12](#)).

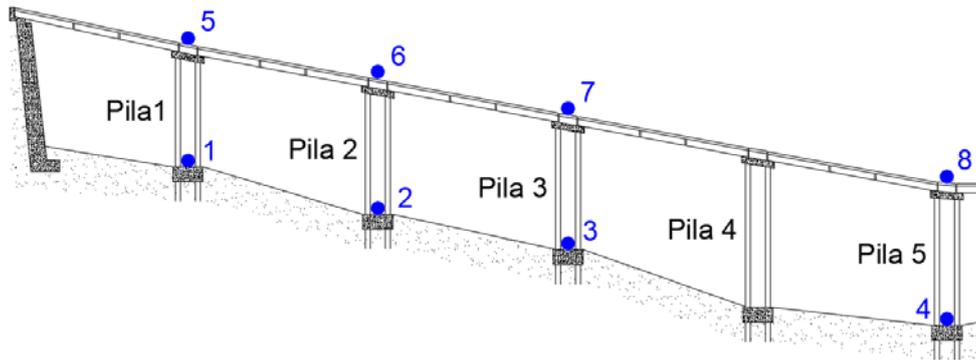


Figura 4.7: Civita di Bagnoregio, prima configurazione di sensori.

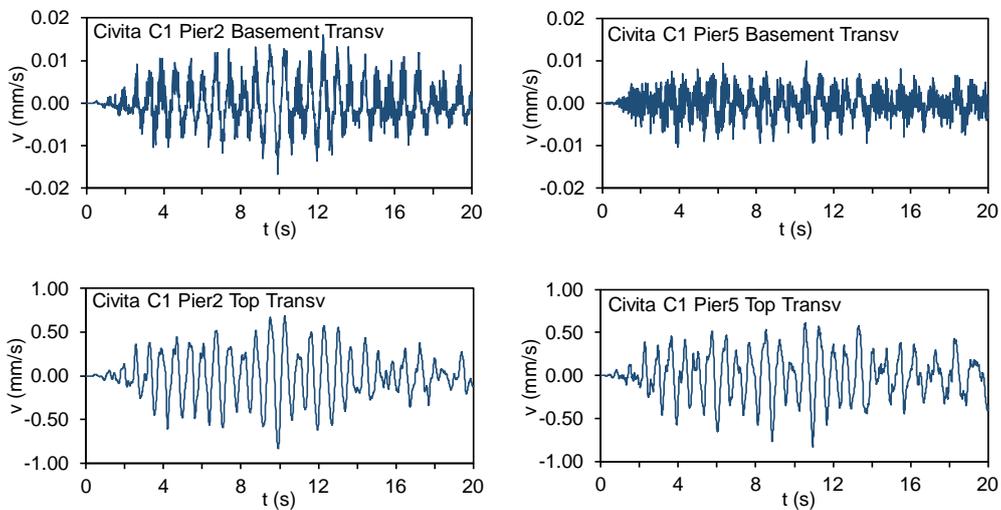


Figura 4.8: Civita di Bagnoregio, time histories delle velocità registrate sulla fondazione ed in sommità delle pile 2 e 5 durante vibrazioni ambientali.

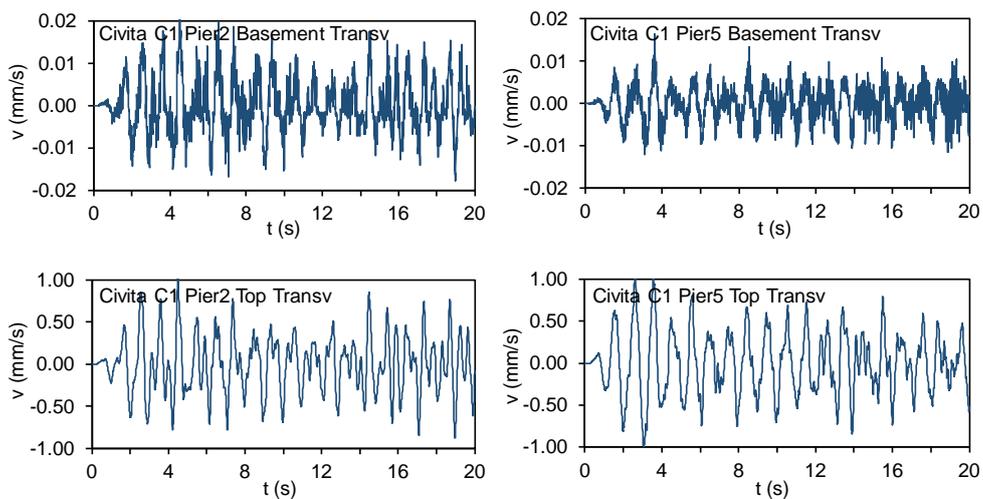


Figura 4.9: Civita di Bagnoregio, time histories delle velocità registrate sulla fondazione ed in sommità delle pile 2 e 5 durante vibrazioni forzate.

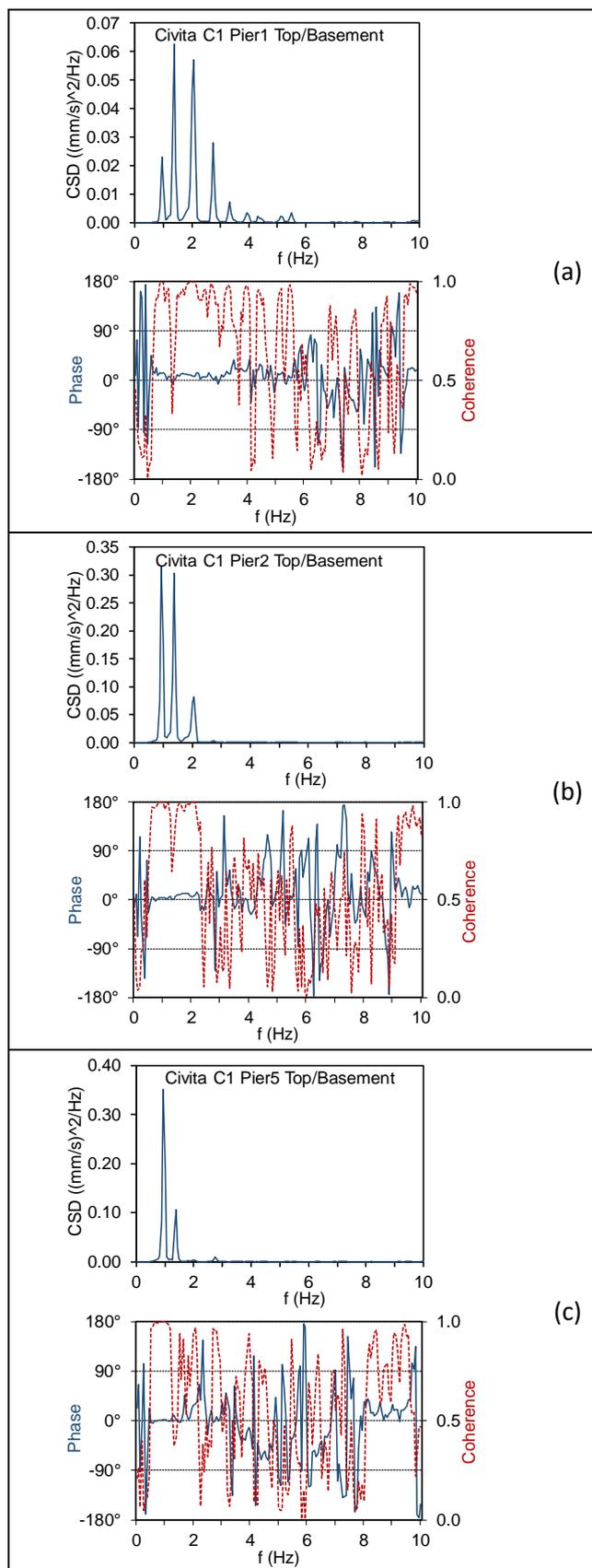


Figura 4.10: Civita di Bagnoregio, CSD, fase e coerenza per le coppie di sensori posti su (a) pila 1, (b) pila 2 e (c) pila 5 ricavate per le vibrazioni ambientali.

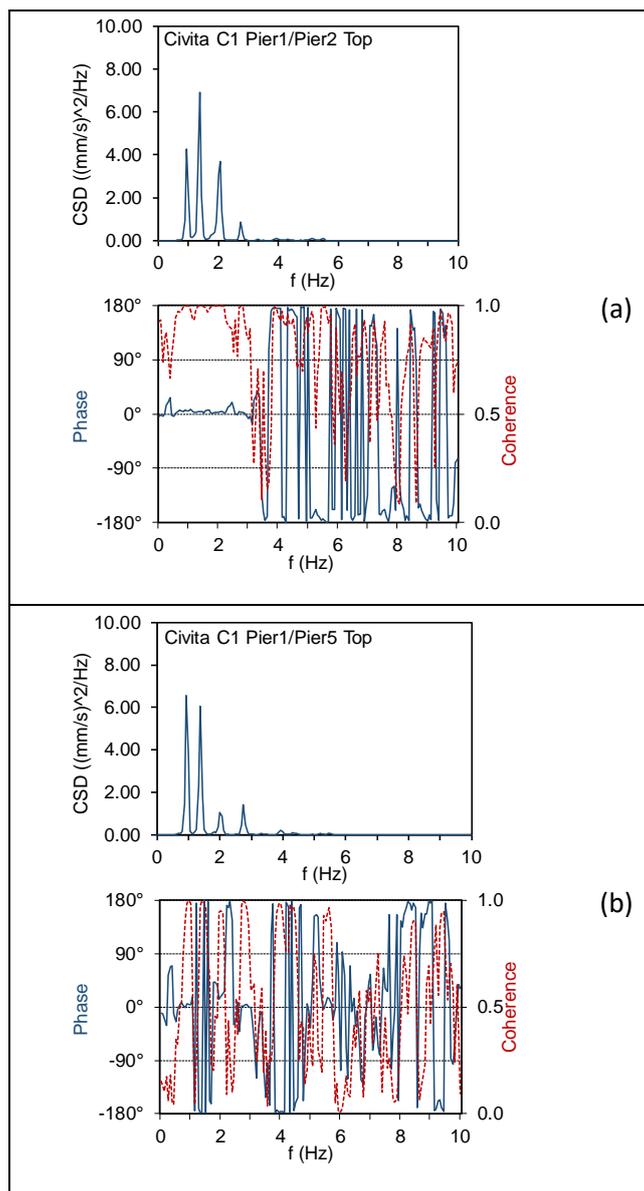


Figura 4.11: Civita di Bagnoregio, CSD, fase e coerenza per sensori posti in sommità di (a) pila 1 e pila 2, (b) pila 1 e pila 5 ricavate per le vibrazioni ambientali.

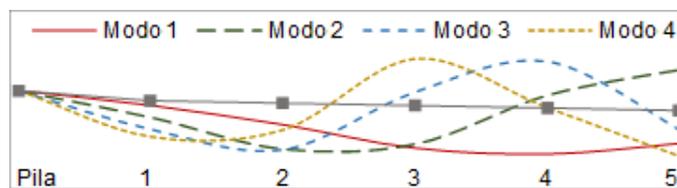


Figura 4.12: Civita di Bagnoregio, prime quattro forme modali normalizzate in direzione trasversale.

La seconda configurazione di sensori, in cui i velocimetri sono stati posizionati nelle medesime posizioni della configurazione precedente ma in direzione longitudinale (Figura 4.13), ha permesso di studiare il comportamento in tale direzione del viadotto. I valori dei picchi di velocità sono risultati minori rispetto a quelli misurati in direzione trasversale sull'impalcato, mentre le frequenze fondamentali determinate sono risultate

le medesime, con l'aggiunta di altre due frequenze pari a 4.5 Hz e 8.5 Hz. Le ampiezze spettrali sono risultate molto inferiori rispetto alla direzione trasversale.

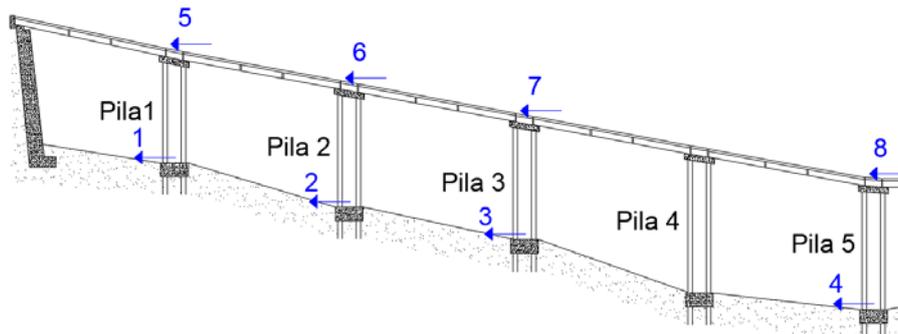


Figura 4.13: Civita di Bagnoregio, seconda configurazione di sensori.

Infine, una terza configurazione di sensori è stata utilizzata per studiare il comportamento delle singole pile. In particolare, 6 sensori (un sensore per direzione sul plinto di fondazione, un sensore in direzione trasversale e due sensori in direzione longitudinale sulla sommità della pila) sono stati disposti come raffigurato in Figura 4.14, prima su pila 2 e poi su pila 3. Per tutte le prove, coerentemente con i risultati delle analisi precedenti, i picchi di velocità in direzione trasversale sono stati maggiori dei picchi in direzione orizzontale. Le frequenze fondamentali ricavate sono state le medesime delle configurazioni precedenti. Il calcolo dei cross-spettri calcolati tra i sensori 5 e 7 ha dato come risultato una fase nulla per tutte le frequenze fondamentali individuate, segno che non sono presenti modi torsionali nella pila.

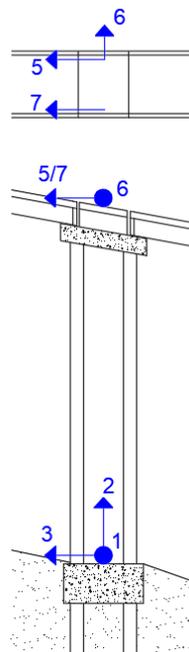


Figura 4.14: Civita di Bagnoregio, terza configurazione di sensori.

Tali analisi ci hanno permesso di concludere che il viadotto non ha comportamenti anomali. La struttura, composta da impalcati connessi alle pile, si muove come un'unica struttura in cui le pile costituiscono vincoli elastici trasversali.

#### 4.2.4. Il modello numerico

In accordo con le LG 22 per le strutture ricadenti in CdA Alta, è stato realizzato un modello numerico della struttura tramite l'ausilio del software SAP 2000 (Figura 4.15).

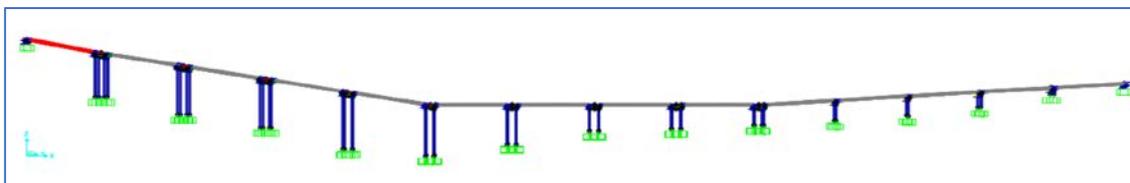


Figura 4.15: Civita di Bagnoregio, modello numerico.

Gli elementi principali della struttura sono stati modellati attraverso degli elementi di tipo "Beam". In particolare, per le pile, i fusti sono stati modellati attraverso tali elementi incastrati alla base e collegati in sommità all'intradosso del centro del pulvino tramite dei bracci rigidi. Sia i pulvini che la sovrastruttura, dove presente, sono stati anch'essi modellati tramite elementi della stessa tipologia. L'impalcato è stato modellato tramite un unico elemento trave monofilare con geometria e momento di inerzia nelle due direzioni e momento torsionale pari a quelli reali. Con riferimento ai materiali, le caratteristiche meccaniche sono state dedotte dalle prove sperimentali effettuate in laboratorio. In particolare, inizialmente i moduli di Young di tali materiali sono stati ricavati a partire dalla formula 11.2.5. delle NTC 18 che lega il modulo di Young alla resistenza media a compressione. I valori così ricavati sono stati modificati leggermente attraverso un procedimento iterativo in modo tale da far coincidere la frequenza del primo modo di vibrazione in direzione trasversale del modulo numerico con quella ricavata sperimentalmente.

L'interazione tra gli impalcato e le pile è stata realizzata attraverso l'utilizzo di un sistema di bracci rigidi e l'inserimento di un elemento "link" infinitamente rigido in direzione verticale e con rigidezza finita, pari a  $10^4$  kN/mm nelle due direzioni orizzontali, che riproduce più correttamente il comportamento dei dispositivi di appoggio (Figura 4.16).

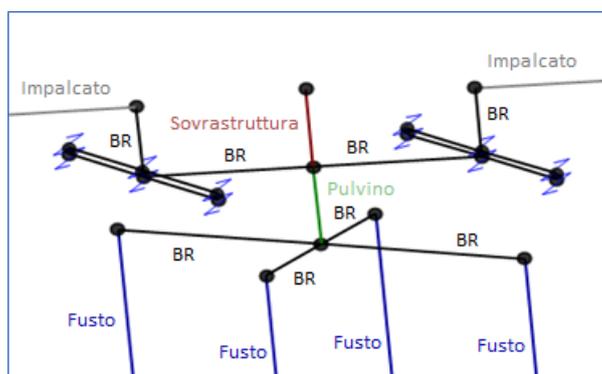


Figura 4.16: Civita di Bagnoregio, sistema di connessione tra impalcato e pile nel modello numerico, in cui BR sta per Braccio Rigido.

Nel modello, oltre al peso degli elementi modellati vengono considerati il peso dei traversi, dalla pavimentazione, delle barriere metalliche e dei cordoli.

L'analisi modale ha permesso di valutare le prime 4 forme modali numeriche del viadotto (Figura 4.17), che trovano un riscontro quasi perfetto con quelle trovate sperimentalmente. Tuttavia, le frequenze associate a tali forme modali, dalla 1 alla 4 rispettivamente pari a 0.95 Hz, 1.43 Hz, 2.14 Hz e 2.95 Hz sono, a meno del primo modo, leggermente più alte di quelle ricavate durante la campagna sperimentale. Tale evidenza dimostra che la rigidità al momento delle prove era inferiore rispetto a quella originale, relativa alla struttura non danneggiata. Tuttavia, tale riduzione sembra essere piuttosto uniforme lungo la parte di viadotto studiata e non concentrarsi solamente in alcuni elementi strutturali.

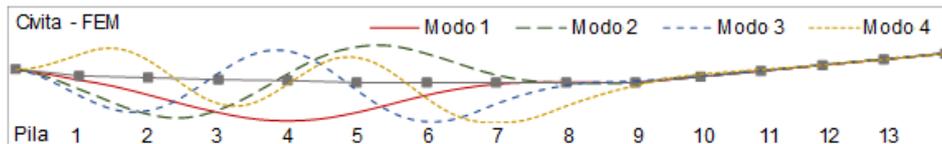


Figura 4.17: Civita di Bagnoregio, forme modali numeriche in direzione trasversale.

Infine, attraverso il modello numerico è stato possibile realizzare, in accordo alle NTC 18 (MIT, D.M. 17/01/2018 n. 8, 2018), un'analisi di vulnerabilità sismica, condotta considerando il raggiungimento di un Livello di Conoscenza LC3 ed utilizzando quindi un fattore di confidenza pari ad 1. L'azione sismica è stata modellata attraverso un'analisi dinamica lineare considerando un fattore di comportamento pari all'unità. Le analisi condotte hanno permesso di stabilire il valore dell'azione sismica relativa allo stato limite ultimo dell'opera, pari ad un'accelerazione al suolo pari a 0.092 g, corrispondente ad una probabilità di superamento del 30% in 50 anni. Il raggiungimento di tale stato limite coincide con il raggiungimento della tensione di snervamento alla base dei fusti di pila 10.

## 4.2. Il Viadotto Cesi

Come descritto nel Capitolo 3, il Dipartimento della Protezione Civile ha avviato una strategia di monitoraggio sismico che si basa su diverse reti nazionali. Con riferimento all'OSS (Dipartimento della Protezione Civile, s.d.), uno dei 7 ponti monitorati dalla rete è stato oggetto di studio da parte dell'ENEA (Bongiovanni, Cellilli, Clemente, Giovinazzi, & Ormando, 2021) con l'obiettivo di studiarne il comportamento dinamico durante alcuni eventi sismici che hanno coinvolto l'Italia centrale negli ultimi due decenni. I risultati delle analisi condotte sono riassunti brevemente di seguito.

### 4.2.1. Descrizione del viadotto

Il Viadotto Cesi (Figura 4.18) è collocato sulla Strada Statale SS 3 bis, che collega Terni e Ravenna e che fa parte della strada europea E45, nei pressi di San Gemini, in Umbria. Il viadotto, lungo complessivamente 385 m, è composto da 11 campate semplicemente appoggiate di lunghezza 35 m. L'impalcato è largo circa 20 m ed ospita due carreggiate, ognuna con due corsie ed una corsia di emergenza. La struttura portante è composta da 5 travi in c.a.p., 4 traversi, di cui due di testata, ed una soletta in c.a.. La sottostruttura è realizzata in c.a. ed è composta dalle due spalle, di inizio e fine, e da 10 pile a telaio, composte da due fusti con sezione rettangolare ed un pulvino.

Una parte del viadotto è stato oggetto di un intervento per la realizzazione di uno svincolo che ha previsto l'allargamento dell'impalcato e l'aggiunta di un terzo fusto in corrispondenza di alcune delle pile esistenti, come si nota in [Figura 4.18](#). La nuova parte di impalcato ed i fusti aggiunti sono strutturalmente indipendenti dal resto della struttura.



*Figura 4.18: Il Viadotto Cesi.*

#### 4.2.2. Il sistema di monitoraggio continuo

Il sistema di monitoraggio continuo implementato sul viadotto nell'ambito dell'OSS è composto da 32 accelerometri dislocati in 16 posizioni su pila 3, pila 4, campata 3 e campata 4 ([Figura 4.19](#)) come descritto di seguito:

- Una terna accelerometrica è posizionata al suolo (Sensori 1, 2 3);
- Su pila 3, per ogni fusto è presente una coppia accelerometrica (sensori 17 e 18; sensori 19 e 20), mentre sul pulvino sono poste una terza accelerometrica (sensori 7, 8 e 9) ed una coppia accelerometrica (direzione longitudinale e verticale, rispettivamente sensori 23 e 24);
- Su pila 4, lungo un fusto sono posizionate una terna accelerometrica alla base (sensori 12, 11 e 10) e una coppia accelerometrica bidirezionale nelle direzioni orizzontali (sensori 13 e 14); sull'altro fusto è posto una coppia accelerometrica bidirezionale nelle direzioni orizzontali (sensori 15 e 16) ed un accelerometro verticale (sensore 29); sul pulvino sono poste una terza accelerometrica (sensori 4, 5 e 6) ed una coppia accelerometrica (direzione longitudinale e verticale, rispettivamente sensori 21 e 33);
- Su campata 3 sono posti due accelerometri verticali (sensori 28 e 32) ad un terzo e due terzi della luce) ed un accelerometro in direzione longitudinale (sensore 27);
- Su campata 4 sono posti 3 accelerometri verticali (sensori 26, 30 e 31), uno ad 1/3 della luce e gli altri due a 2/3 della luce, ed un accelerometro in direzione longitudinale (sensore 25).

I sensori sono sempre operativi ma la registrazione dei dati, con una frequenza di campionamento di 200 Hz, avviene solamente se sono superate determinate soglie di accelerazione, in accordo allo scopo dell'OSS.

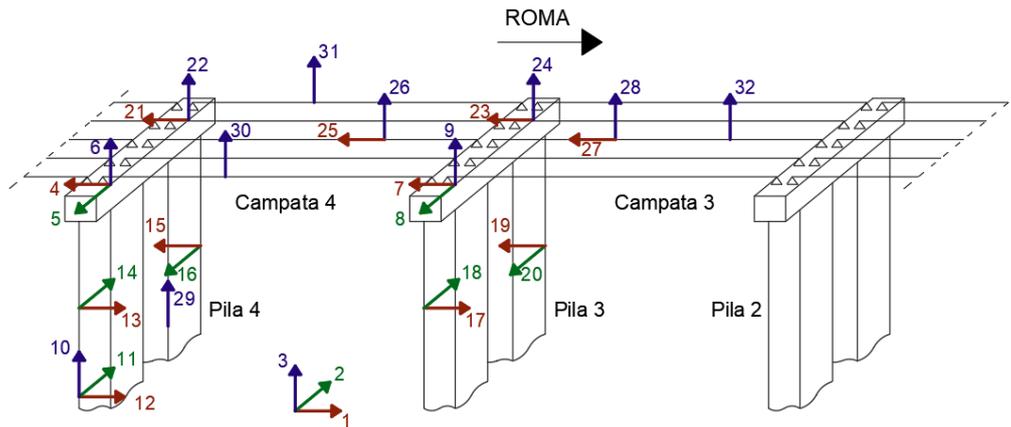


Figura 4.19: Sistema di monitoraggio del Viadotto Cesi.

#### 4.2.3. Analisi del comportamento dinamico durante alcuni terremoti del centro Italia

Le analisi condotte si sono concentrate sullo studio dei parametri modali del viadotto durante 5 sismi che hanno interessato la penisola Italiana negli ultimi due decenni: il terremoto de L'Aquila del 6 aprile 2009 e 4 terremoti della sequenza sismica che ha colpito l'Italia centrale tra il 2016 ed il 2017 e le cui caratteristiche sono riassunte in [Tabella 4-5](#), in cui  $M_w$  rappresenta la magnitudo del momento sismico del terremoto e l'Intensità di Arias  $I_A$  rappresenta la misura dell'energia del sisma nel punto in cui viene calcolato.  $I_A$  viene determinata con la seguente formula:

$$I_A = \frac{2\pi}{g} \int_0^t (a_x^2(t) + a_y^2(t) + a_z^2(t)) dt \quad (64)$$

in cui, nel caso specifico,  $a_x$ ,  $a_y$  e  $a_z$  rappresentano le accelerazioni registrate dai sensori rispettivamente 1, 2 e 3. In [Figura 4.20](#) è graficata la magnitudo momento sismico in funzione della distanza del viadotto dall'epicentro del sisma. Inoltre, il diametro dei cerchi è proporzionale all'intensità di Arias. Si nota come il terremoto di Norcia, che ha epicentro meno distante dal viadotto e magnitudo del momento sismico maggiore, sia caratterizzato dall'Intensità di Arias maggiore. È interessante sottolineare, inoltre, che il terremoto de L'aquila, nonostante abbia epicentro più distante rispetto ai terremoti di Capitignano, sia caratterizzato da un'intensità di Arias maggiore, a causa del valore più grande di  $M_w$ .

I dati registrati in ogni terremoto sono stati analizzati nel dominio delle frequenze, plottando la Power Spectral Density (PSD) per ogni sensore e la Cross Spectral Density per ogni coppia significativa di sensori. In tal modo è stato possibile ricavare alcune delle frequenze proprie di vibrazione delle campate monitorate e le forme modali associate.

Tabella 4-5: Eventi sismici considerati per l'analisi del Viadotto Cesi.

Data (UTC)	Terremoto	Mw	Profondità (km)	Distanza (km)	I <sub>A</sub> (mm/s)
06.04.09 (01:32:40)	L'Aquila	6.1	8	75	1.94
24.08.2016 (01:36:32)	Accumoli	6.0	8	56	5.86
30.10.2016 (06:40:17)	Norcia	6.5	10	50	14.73
18.01.2017 (10:14:09)	Capitignano (a)	5.5	10	60	1.43
18.01.2017 (10:25:23)	Capitignano (b)	5.4	9	63	0.60

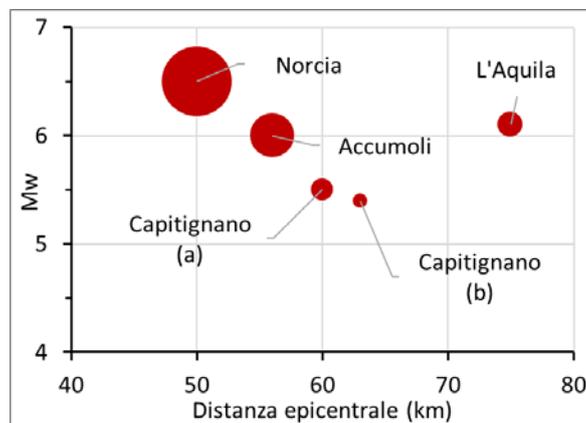


Figura 4.20: Viadotto Cesi, magnitudo del momento sismico dei terremoti in funzione della distanza dal viadotto. La grandezza dei cerchi è proporzionale all'Intensità di Arias.

In [Figura 4.21](#), [Figura 4.22](#), [Figura 4.23](#), [Figura 4.24](#) e [Figura 4.25](#) si riportano i grafici della PSD rispettivamente determinati per il terremoto di L'Aquila, Accumoli, Norcia, Capitignano (a) e Capitignano (b). In tutti i grafici è possibile notare chiaramente la presenza di picchi con elevato contenuto energetico alla medesima frequenza per quasi tutti i sensori in una direzione. Tali picchi, analizzando anche i valori di ampiezza, fase e coerenza ricavati alla PSD, sono stati associati alle frequenze principali di vibrazione della struttura nelle tre direzioni considerate, i cui valori sono riassunti in [Tabella 4-6](#). È necessario sottolineare che, durante l'analisi dei dati, alcuni sensori hanno mostrato risultati che suggerivano un malfunzionamento o un'orientazione diversa rispetto a quella riportata negli schemi del sistema di monitoraggio.

I valori delle frequenze di vibrazione sono riportati anche in [Figura 4.26](#), in funzione dell'Intensità di Arias associata ai vari sismi. Si nota come, al crescere dell'Intensità di Arias le frequenze di vibrazione in direzione orizzontale diminuiscano e la struttura diventi più flessibile. Tuttavia, tale variazione non è associata ad un danneggiamento della struttura, in quanto per terremoti successivi a quello giunto al viadotto con energia maggiore (terremoto di Norcia) si ha un incremento della rigidità dell'opera. Dunque, probabilmente, tale comportamento potrebbe semplicemente essere dovuto ad un excursus in campo non lineare, ma comunque elastico, della struttura.

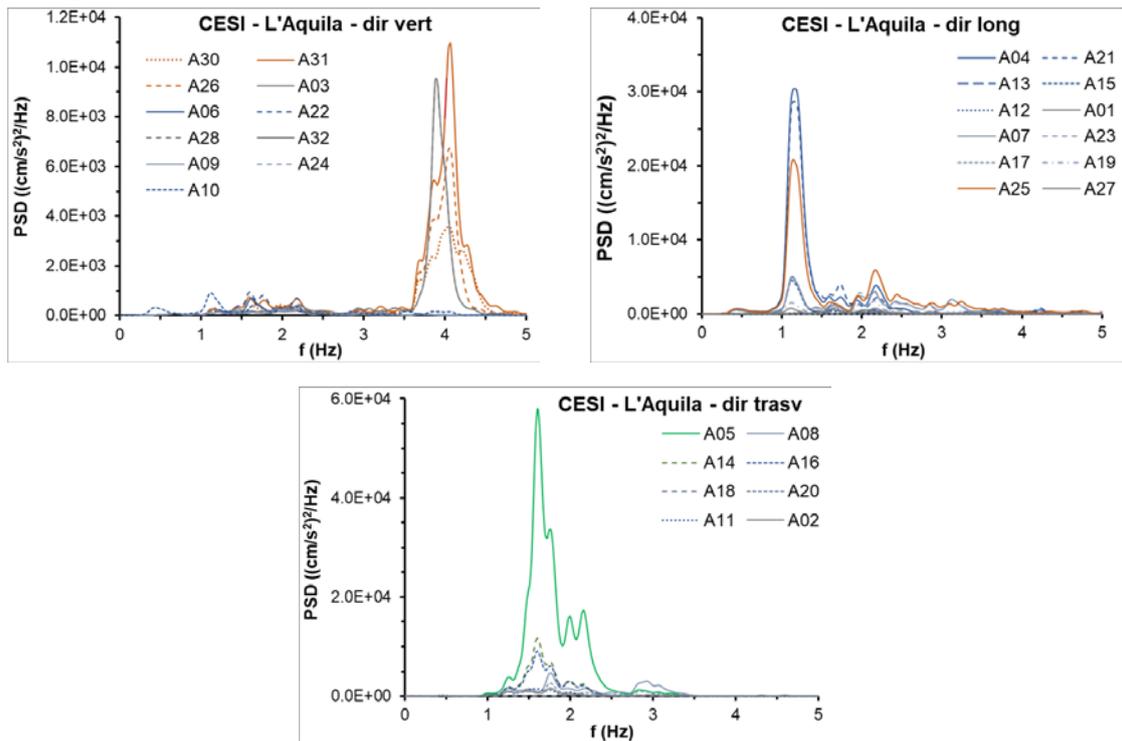


Figura 4.21: Viadotto Cesi, PSD dei sensori in direzione verticale, longitudinale e trasversale per il terremoto de L'Aquila.

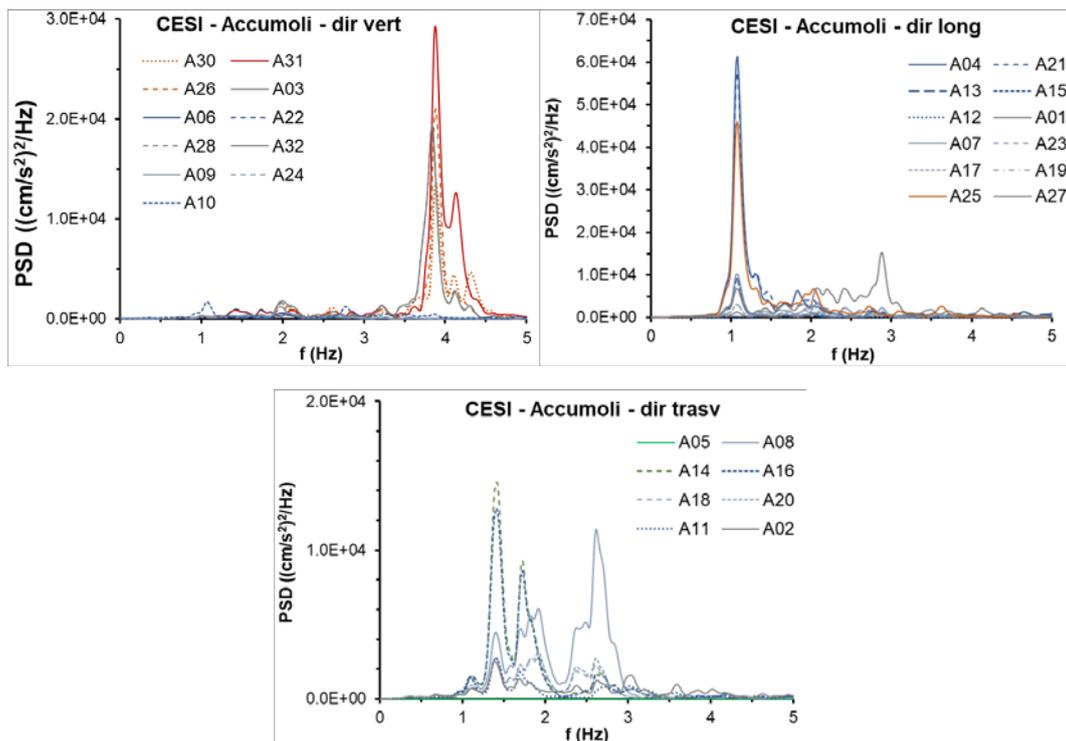


Figura 4.22: Viadotto Cesi, PSD dei sensori in direzione verticale, longitudinale e trasversale per il terremoto di Accumoli.

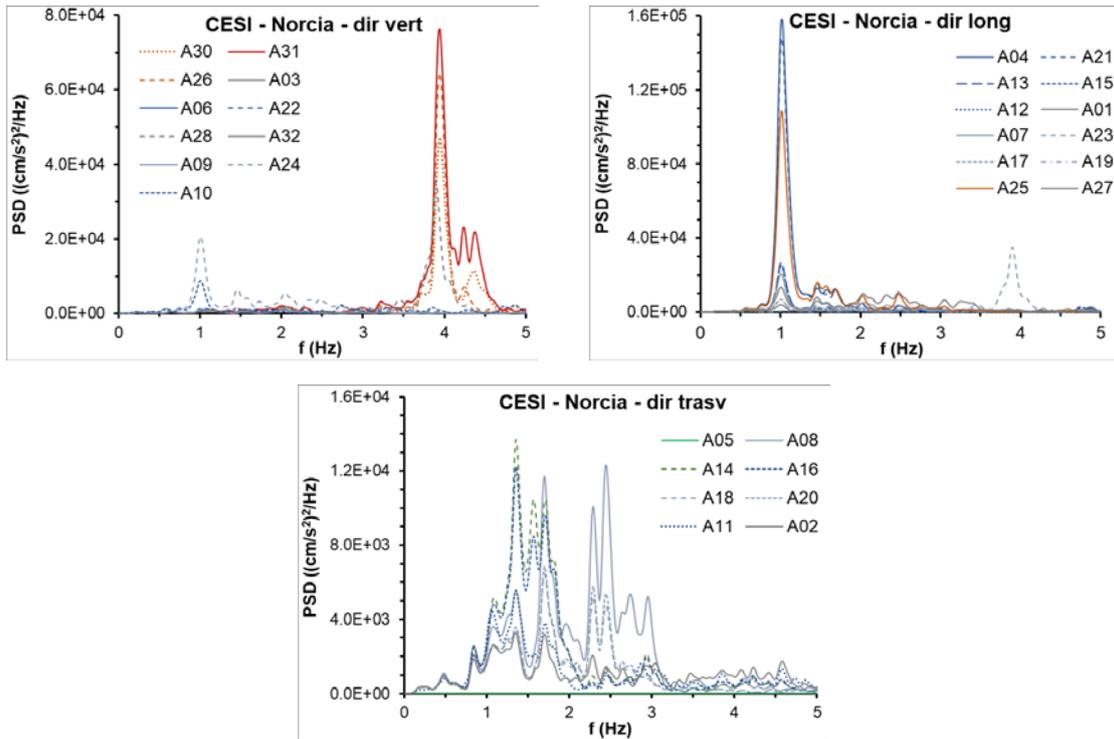


Figura 4.23: Viadotto Cesi, PSD dei sensori in direzione verticale, longitudinale e trasversale per il terremoto di Norcia.

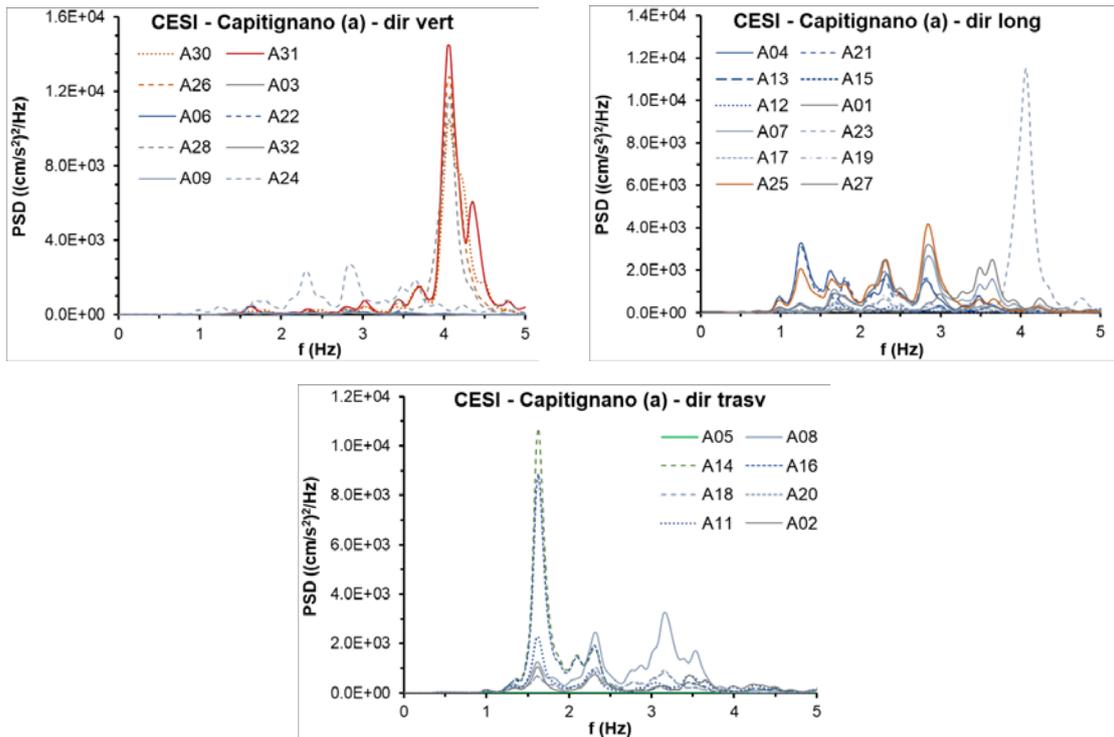


Figura 4.24: Viadotto Cesi, PSD dei sensori in direzione verticale, longitudinale e trasversale per il terremoto di Capitanano (a).

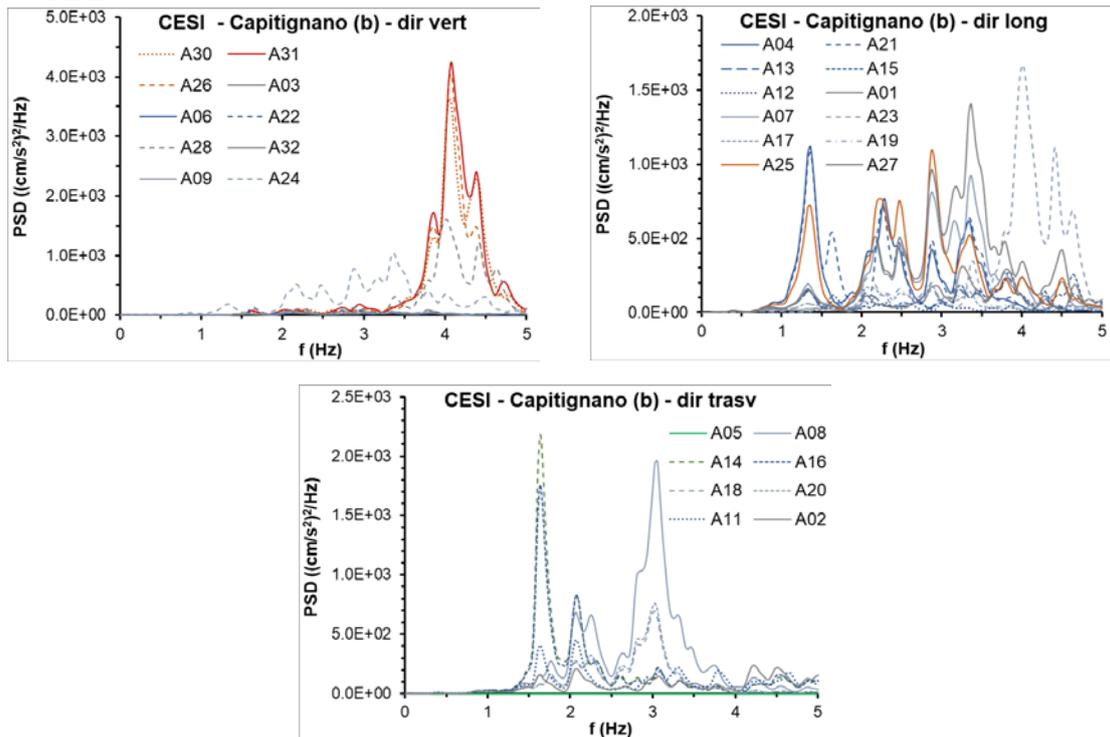


Figura 4.25: Viadotto Cesi, PSD dei sensori in direzione verticale, longitudinale e trasversale per il terremoto di Capitignano (b).

Tabella 4-6: Viadotto Cesi, frequenze proprie di vibrazione ricavate per i terremoti analizzati.

Terremoto	$f_{\text{verticale}}$ (Hz)	$f_{\text{longitudinale}}$ (Hz)	$f_{\text{trasversale}}$ (Hz)
L'Aquila	3.88	1.16	1.6
Accumoli	3.89	1.08	1.4
Norcia	3.95	1.01	1.36
Capitignano (a)	4.07	1.24	1.63
Capitignano (b)	4.07	1.36	1.64

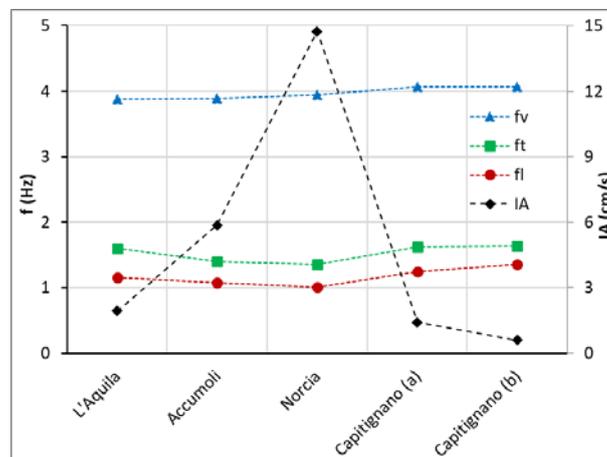


Figura 4.26: Viadotto Cesi, andamento delle frequenze e dell'Intensità di Arias con i vari sismi.

Con riferimento alle forme modali ricavate, come accennato in precedenza, l'analisi dei cross spettri ha portato alla luce alcuni dubbi sul corretto orientamento dei sensori rispetto allo schema fornitoci e riportato in [Figura 4.19](#). Tuttavia, è stato possibile stabilire che la prima forma modale in direzione verticale è legata al primo modo flessionale dell'impalcato, mentre in direzione longitudinale e trasversale le frequenze determinate sono relative ad una flessione concorde delle due pile monitorate.

Le analisi condotte sulle registrazioni delle accelerazioni registrate durante i terremoti analizzati hanno permesso di caratterizzare dinamicamente la struttura e affermare che, nonostante si sia registrata una variazione delle frequenze proprie di vibrazione del ponte, non ci siano stati danneggiamenti nella struttura, in quanto per gli ultimi terremoti di intensità minori rispetto a quello di Accumoli e Norcia, per le direzioni orizzontali si ha un ritorno a valori di frequenza simili a quelli registrati per il terremoto de L'Aquila.

L'analisi del Viadotto Cesi è ancora in corso al fine di approfondire meglio il comportamento dell'opera. Il primo passo da effettuare è senza dubbio la verifica dell'orientamento dei sensori. Successivamente andranno approfondite le analisi per comprendere l'andamento delle frequenze di vibrazione con l'intensità di Arias anche con la realizzazione di un modello numerico agli elementi finiti.

### 4.3. Collaudo del sistema di monitoraggio del Viadotto San Paolo

Nello sviluppo del progetto RAFAEL<sup>9</sup> (system Risk Analysis and Forecast for critical infrastructure in the ApenninEs dorsal Regions), co-finanziato dal Ministero Università e Ricerca con lo scopo di promuovere la costruzione di un sistema di analisi e previsione del rischio per la protezione delle infrastrutture critiche, si è riconosciuta la fondamentale importanza che il monitoraggio continuo di tali infrastrutture ricopre nel garantire la sicurezza e la corretta gestione.

In tale ambito, con la collaborazione di Anas Spa, si è cercato di delineare un layout di sensori da utilizzare per il rilevamento del danno e la caratterizzazione dinamica dei viadotti a travata. Al fine di testare alcune tipologie di sensori, si è scelto quindi di implementare un sistema di monitoraggio continuo su un'infrastruttura viaria ritenuta critica, il Viadotto San Paolo, che risulta avere una Classe di Attenzione Alta. Di seguito, si riportano i risultati ottenuti durante le prove effettuate per il collaudo del sistema di monitoraggio.

#### 4.3.1. Descrizione del viadotto

Il Viadotto San Paolo è un'infrastruttura stradale appartenente ad Anas S.p.a. L'opera è posizionata lungo la Ra15 (Tangenziale Ovest di Catania) ([Figura 4.27](#)), tra il chilometro 2+790 ed il chilometro 3+173, nel comune di Gravina di Catania (CT). La strada fa parte della rete TEN-T (Trans-European Transport Network), un insieme di

---

<sup>9</sup> <https://www.progetto-rafael.it/>

infrastrutture ferroviarie, stradali e fluviali, nonché di nodi urbani, porti, interporti ed aeroporti ritenuti rilevanti a livello dell'Unione Europea al fine di realizzare "Corridoi" di collegamento tra i paesi comunitari. In particolare, la Ra15 è parte del Corridoio Scandinavo-Mediterraneo, che, con una lunghezza di 4858 km collega Helsinki (Finlandia) a Valletta (Malta), attraversando Svezia, Danimarca, Germania, Austria ed Italia (Figura 4.28).

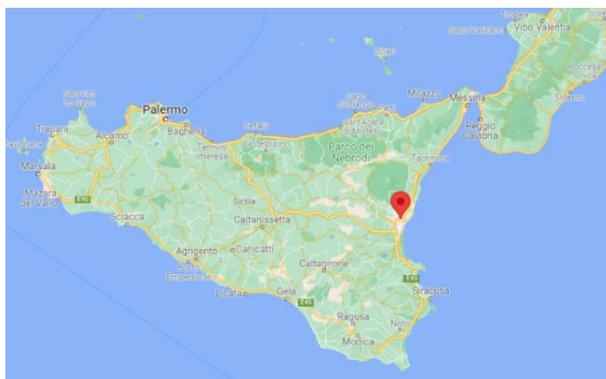


Figura 4.27: Posizione del Viadotto San Paolo.



Figura 4.28: Reti TEN-T. Il Corridoio Scandinavo-Mediterraneo è riportato in rosa. L'immagine è tratta da (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, s.d.)

Al fine di analizzare l'opera in esame, è stata esaminata tutta la documentazione fornita da A.N.A.S. Spa, che ha fornito alcuni documenti progettuali ed elaborati grafici. Da tali documenti è stato possibile ricavare alcune delle caratteristiche geometriche e dei materiali utilizzati, nonché l'epoca di realizzazione (primi anni '90) e la norma di progettazione (D.M. 2 agosto 1980).

L'opera è composta da due strutture indipendenti, ognuna ospitante una carreggiata a senso unico di marcia. Per lo studio in esame, si considererà solamente la struttura lato mare, trascurando, da qui in avanti, la parte lato monte (Figura 4.29).

L'opera si sviluppa in parte seguendo un tracciato in rettilineo ed in parte in curva, con raggio di curvatura di 800 m, per un totale complessivo di 10 campate ed una lunghezza di 379 m (giunto 0-giunto 10). La numerazione delle campate è stata effettuata secondo l'ordine decrescente di progressiva. Le luci di calcolo (da appoggio ad appoggio) sono pressoché costanti, pari a 32 m, eccetto per la campata 7, dove la

luce di calcolo arriva a 71.80 m. Le luci nominali (da pila a pila) sono rispettivamente pari a 34 m e 73 m.



Figura 4.29: Vista dall'alto del Viadotto San Paolo.

Le campate con luce nominale di 34 m (campate corte), ad eccezione della numero 1, hanno un impalcato realizzato con 4 travi prefabbricate in c.a.p. a cavi post tesi, di lunghezza 33 m ed interasse di 3.24 m, con sezione a doppio T di altezza 2.30 m. Le travi sono rese collaboranti da una soletta in c.a. di altezza 25 cm e larghezza di 13.35 m. La sezione trasversale dell'impalcato (Figura 4.30) non risulta simmetrica. La soletta presenta, infatti, uno sbalzo di 181.5 cm da entrambi i lati rispetto le travi di bordo ma la larghezza del cordolo perimetrale varia tra i due lati esterni della sezione (70 cm e 145 cm rispettivamente lato monte e lato mare). Ogni impalcato presenta 5 traversi in c.a.p., due di testata e tre intermedi, di lunghezza circa 10.5 m, interasse 8 m e sezione rettangolare di larghezza 30 cm e altezza 2 m. L'impalcato 1 ha larghezza variabile, pari a 13.35 m in corrispondenza di pila 1 e maggiore in corrispondenza di spalla 1, al fine di consentire la congiunzione con la rampa di raccordo di accesso alla Ra 15. La campata 7, con luce nominale di 73 m (campata lunga), ha un impalcato realizzato con 3 cassoni unicellulari in acciaio Corten di altezza 3.35 m, posti ad interasse di 4.315 m e resi solidali, tramite pioli Nelson, ad una soletta in c.a. di 20 cm, gettata in opera su solette prefabbricate autoportanti di altezza 4 cm (Figura 4.31). La soletta, con larghezza di 13.35 m, presenta due sbalzi laterali di circa 1.50 m. Sono, inoltre, presenti 4 traversi, due di testata e due intermedi, realizzati con travi metalliche a doppio T di altezza 3.35 m ed irrigidite da piatti verticali e orizzontali.

Le 9 pile, seguendo l'andamento altimetrico del terreno, hanno altezza variabile tra 2.9 m e 12.5 m. Tutte le pile tranne la 6 e la 7, hanno fusto realizzato in c.a. con sezione circolare piena di diametro 2.80 m. Il pulvino è stato realizzato, invece, in c.a.p. con sezione a larghezza variabile (Figura 4.30), da 4.90 m all'innesto con il fusto a circa 11.75 m in sommità, con larghezza massima di 12.30 m. La profondità è di 3.00 m, mentre l'altezza è pari a 2 m. Ogni pila presenta una fondazione con plinto a sezione quadrata di lato alla base pari a 9.40 m, posta su 5 pali di diametro 1.50 m.

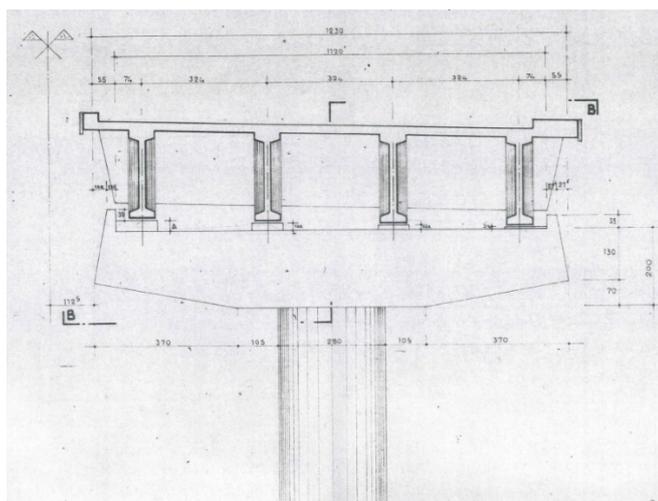


Figura 4.30: Viadotto San Paolo, sezione dell'impalcato in c.a.p.

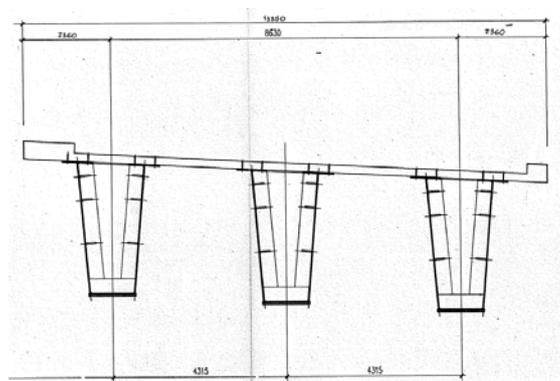


Figura 4.31: Viadotto San Paolo, sezione dell'impalcato in acciaio.

Pila 6 e pila 7 sono caratterizzate da un fusto in c.a. con sezione composta da due semicerchi di diametro 2.80 m, separati da un rettangolo di lato 2.80 m x 1.50 m. Il pulvino è stato realizzato in c.a.p. con sezione a larghezza variabile, da 5.45 m all'innesto con il fusto a circa 11.94 m in sommità, con larghezza massima di 12.85 m (Figura 4.32). La profondità del pulvino è di 3.00 m, mentre l'altezza è variabile a tratti, pari a 2 m lato campata in acciaio e 3 m lato campata in c.a.p. La fondazione di tali pile è composta da un plinto trapezoidale con base rettangolare di dimensioni alla base 8 m x 12 m e 6 pali di diametro 1.50 m.

Le spalle dell'opera sono realizzare in c.a. mediante muri di contenimento a parete sottile.

Con riferimento ai materiali, per l'impalcato è stato utilizzato un calcestruzzo con resistenza cilindrica caratteristica di  $40 \text{ N/mm}^2$ , assimilabile ad un calcestruzzo C32/40, mentre per l'armatura lenta si sono utilizzate barre in acciaio ad aderenza migliorata Fe B44 K, che presenta una resistenza caratteristica a snervamento maggiore o uguale a  $430 \text{ N/mm}^2$  ed una resistenza caratteristica di rottura maggiore o uguale di  $540 \text{ N/mm}^2$ . L'acciaio Corten utilizzato per le travi ed i traversi di campata 7 è del tipo Fe 510C, corrispondente ad un odierno S 355JO. Infine, per l'armatura da precompressione è stato utilizzato un acciaio armonico stabilizzato con tensione caratteristica allo 1% di

deformazione totale  $f_{p(1)k}$  pari a  $1600 \text{ N/mm}^2$  ed una tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk}$  pari a  $1800 \text{ N/mm}^2$ . Le pile e le fondazioni sono state invece realizzate con calcestruzzo a resistenza cilindrica caratteristica di  $35 \text{ N/mm}^2$ , assimilabile quindi ad un calcestruzzo C28/35, mentre per l'acciaio da precompressione e per l'armatura lenta sono state utilizzate le stesse tipologie impiegate per l'impalcato.

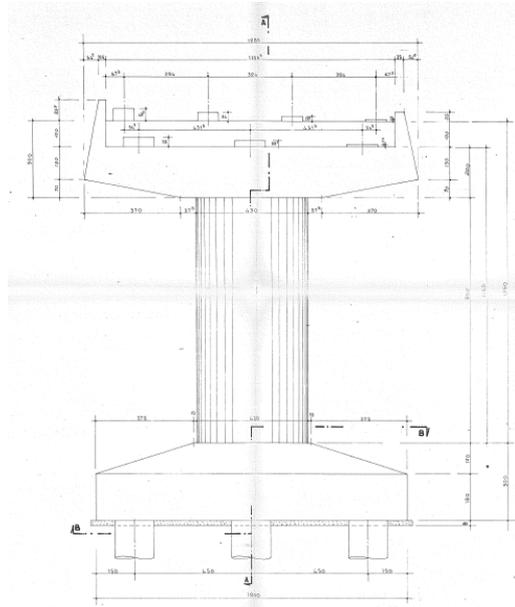


Figura 4.32: Viadotto San Paolo, pila 6.

Originariamente gli impalcati delle campate da 1 a 6 e da 7 a 10 del viadotto erano collegati tra loro a livello delle solette attraverso il sistema DYNAFLEX, messo a punto dalla TIS SPA. Tale sistema consiste in un collegamento a cerniera che permette di mantenere uno schema strutturale di tipo isostatico per le azioni flettenti ma che non consente lo spostamento relativo tra impalcati. Le solette di campata 6 e di campata 7 non presentavano tale collegamento. Originariamente tra queste due solette erano presenti dei giunti a pettine che consentivano lo spostamento relativo degli impalcati in direzione longitudinale, mentre in corrispondenza delle altre giunzioni erano presenti giunti a tampone.

Da progetto originale, l'impalcato era vincolato alle pile ed alle spalle tramite apparecchi d'appoggio realizzati in acciaio e gomma. Sulle spalle erano stati utilizzati appoggi fissi o unidirezionali, mentre sulle pile erano stati utilizzati appoggi unidirezionali o bidirezionali, secondo lo schema riportato in [Figura 4.33](#). Si nota che i vincoli sulle pile permettevano sempre lo spostamento in direzione longitudinale mentre lo spostamento in direzione trasversale era impedito dagli appoggi unidirezionali centrali.

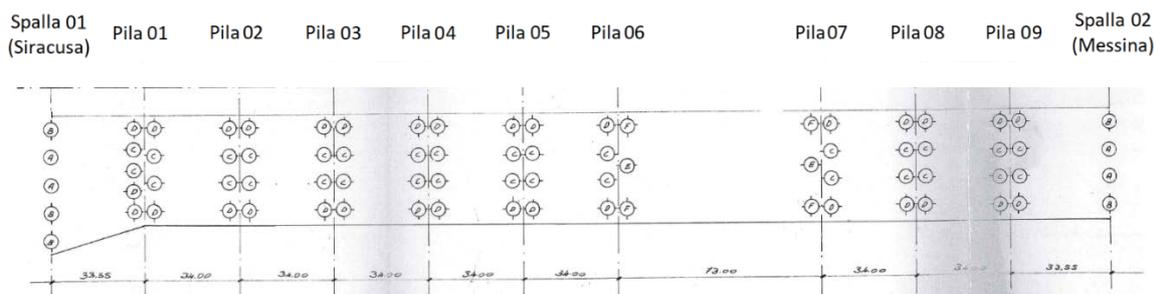


Figura 4.33: Viadotto San Paolo, schema dei dispositivi di appoggio, in cui A rappresentano appoggi fissi, B appoggi scorrevoli in direzione trasversale, C appoggi scorrevoli in direzione longitudinale e D appoggi scorrevoli in entrambe le direzioni orizzontali.

Tra il 2009 ed il 2010, il viadotto è stato oggetto di un intervento strutturale volto a migliorarne il comportamento sismico. In particolare, l'intervento ha interessato la campata in acciaio. Al fine di renderla indipendente dal resto dell'opera, la campata è stata scollegata dall'impalcato 8, al quale era collegata tramite il sistema DYNAFLEX a livello della soletta. Sono stati quindi sostituiti tutti gli appoggi con appoggi scorrevoli multidirezionali, che permettono uno spostamento in direzione longitudinale di  $\pm 125$  mm e trasversale di  $\pm 65$  mm, e sono stati inseriti 4 smorzatori viscosi. Tali dispositivi, due in direzione longitudinale e due in direzione trasversale, sono stati inseriti tra pulvino e, rispettivamente, trave centrale dell'impalcato e traversi di testata, in modo tale da bloccare gli spostamenti orizzontali dell'impalcato durante l'esercizio quotidiano dell'opera e permetterne lo spostamento, con dissipazione di energia, durante forti azioni sismiche. A completamento dell'intervento sono stati sostituiti i giunti all'estremità della campata (giunti su pila 6 e pila 7) con giunti in gomma armata che permettono spostamenti relativi di notevole intensità con gli impalcati adiacenti.

#### 4.3.2. Determinazione della Classe di Attenzione

Al fine della determinazione della Classe di Attenzione sono stati preventivamente eseguiti i Livelli 0 ed 1. Il censimento previsto dal Livello 0 è stato condotto sulla base dei documenti forniti da A.N.A.S. Spa, nonché dei documenti ufficiali rilasciati dalla stessa società sul loro sito internet ufficiale. I dati reperiti ed utili al fine della determinazione della Classe di Attenzione saranno richiamati successivamente, se necessario.

Con riferimento al Livello 1, come già descritto nel Capitolo 2, l'applicazione di tale livello prevede l'effettuazione di un'ispezione ordinaria dell'opera per rilevarne il quadro difettologico, a meno che dal livello 0 non risulti necessario l'effettuazione di una o più ispezioni speciali. Essendo noto che l'opera in esame sia un ponte in c.a.p. a cavi post tesi, essa ricadrebbe nei casi per cui è necessario eseguire ispezioni speciali al fine di valutare il reale tracciato dei cavi presenti e la presenza di difetti o vuoti all'interno delle guaine, stabilendo quindi un piano di indagini non distruttive e semi distruttive. Data l'impossibilità di effettuare tali prove entro breve tempo, si sono rimandate tali ispezioni, effettuando, almeno per ora, una valutazione del quadro difettologico attraverso un'ispezione preliminare non approfondita dell'opera. In tal modo, la classe di attenzione determinata sarà solamente provvisoria. Il quadro difettologico dell'opera

rilevato fornisce, infatti, indicazioni generali sullo stato di degrado del viadotto ma può comunque costituire una buona base di partenza per la determinazione di una classe di attenzione provvisoria.

A seguito della documentazione analizzata si è potuto constatare che:

- Le travi in calcestruzzo non presentano difetti gravi. La maggior parte di essi sono, infatti, riconducibili all'ammaloramento del calcestruzzo ed alla presenza di tracce di scolo e macchie di umidità attiva di intensità da media ad elevata ma con estensione tra bassa e media. Solo in alcuni casi, come per le travi interne dell'impalcato 6, si sono rilevate tracce di scolo di colore rossastro (Figura 4.34 (a)), indice di una possibile corrosione dell'armatura della soletta o delle travi stesse. Sulla maggior parte delle travi si è riscontrata la presenza di macchie scure all'intradosso delle travi, in corrispondenza delle staffe, sottolineando la presenza di un copriferro non adeguato;
- I traversi in c.a. presentano tracce di scolo ed ammaloramento del calcestruzzo limitato, anche se in alcuni casi è stata rilevata l'assenza di copriferro ed armature scoperte. Anche in tali elementi appare chiara la presenza di un copriferro poco adeguato;
- Le travi in acciaio (campata 7), così come i traversi, appaiono in buono stato di conservazione (Figura 4.34 (b)). Presentano, infatti, solamente un leggero sfogliamento della vernice su superfici di piccola estensione;
- Le solette sono caratterizzate dalla presenza di tracce di scolo e di macchie di umidità passiva con intensità elevata ma estensione tra bassa e media (Figura 4.35 (a)). In rari casi si è rilevata la presenza di armatura scoperta. Ammaloramenti più marcati, sebbene limitati, sono presenti alle estremità delle solette, in corrispondenza dei giunti, dove si rileva la presenza di calcestruzzo ammalorato ed armatura scoperta ed ossidata (Figura 4.35 (b));
- Le pile sono caratterizzate da macchie di umidità passiva e tracce di scolo di intensità media-alta ed estensione tra bassa e media, di solito più marcate sui pulvini lato monte. Sempre sui pulvini, in alcuni casi, si è rilevata la presenza di armatura scoperta ed ossidata all'intradosso. I fusti presentano leggero ammaloramento del calcestruzzo e, in rari casi, alcune lesioni in corrispondenza delle staffe;
- Le spalle presentano macchie di umidità passiva con estensione media, tra il 30 ed il 50% della superficie dell'elemento;
- Per i dispositivi di appoggio non è stato possibile definire il livello di degrado;
- I dissipatori posti tra pulvini e trave centrale della campata in acciaio appaiono lievemente corrosi esternamente;
- I giunti si presentano in buono stato di conservazione, anche se l'impermeabilizzazione sembra non essere stata realizzata sui cordoli;
- Per la pavimentazione stradale non si sono rilevati difetti evidenti;
- I cordoli presentano per quasi tutta la loro estensione un buono stato di conservazione. Solamente in alcuni punti si rileva l'assenza di copriferro ed

armatura esposta. Si sottolinea la presenza sporadica di vegetazione sulla superficie carrabile a ridosso dei cordoli.

- Il sistema di allontanamento delle acque di piattaforma è danneggiato in alcuni punti dell'opera. Si rileva infatti l'assenza di alcune condotte all'intradosso dell'impalcato.

Per le schede di difettosità degli elementi, la maggior parte dei difetti riscontrati hanno prevalentemente gravità pari o inferiore a 3 mentre difetti di gravità maggiore, come la presenza di armatura ossidata, presentano sempre intensità medio-bassa. Nonostante siano quindi presenti difetti gravi, si è ben lontani dall'incipiente collasso dell'opera nonostante questi siano collocati su elementi critici sia ai fini della statica che del comportamento sismico dell'edificio. Per tale ragione si assegna una Classe di difettosità Media sia per il rischio strutturale e fondazionale che per il rischio sismico.



(a)



(b)

Figura 4.34: Viadotto San Paolo, impalcato (a) 6 e (b) 7.



(a)



(b)

Figura 4.35: Viadotto San Paolo, impalcato 6 (a) e solette.

### *CdA strutturale e fondazionale*

Con riferimento al rischio strutturale e fondazionale, la **Classe di pericolosità** risulta essere **Alta**, in riferimento all'assenza di limitazioni di traffico e al numero di passaggi di veicoli pesanti per corsia. Tale dato è stato reperito dai documenti ufficiali di Anas relativi al TGMA (Anas S.p.a., s.d.). In particolare, si è fatto riferimento ai documenti degli anni 2015, 2016 e 2017, in cui viene indicato il TGMA, sia per i veicoli leggeri che pesanti, per una sezione di misura sulla Ra 15 alla chilometrica 6+983. Essendo il viadotto in esame collocato circa 4 km prima della sezione monitorata, si ritengono i dati abbastanza affidabili.

Dati il livello di difettosità della struttura, l'anno dell'ultimo intervento significativo (2009-2010), la norma di progettazione (D.M. 2 agosto 1980, ponte I categoria) e la classe di vulnerabilità associata a schema statico, materiale e luce (Alta) si è ricavata una **Classe di vulnerabilità Medio-Alta**.

Con riferimento all'esposizione, la classe intermedia, che risulta Medio-Alta, è stata valutata sulla base del traffico giornaliero medio, dedotto da (Anas S.p.a., s.d.), e dalla luce media dell'opera. Tale Classe è stata combinata con l'assenza di alternative stradali<sup>10</sup> e la Classe associata alla tipologia di ente scavalcato (Alta) al fine di ricavare la **Classe di Esposizione**, che risulta essere **Alta**.

Combinando le informazioni e le classi ottenute, si ottiene una **Classe di Attenzione strutturale e fondazionale Alta**.

### *CdA sismica*

Per il calcolo della pericolosità sismica si è preso in considerazione un'accelerazione su suolo rigido pari a 0.213 g, una categoria topografica T1 ed una categoria di sottosuolo C (determinata, in assenza di indicazioni più dettagliate, a partire dal lavoro di (Mori, et al., 2020)), che hanno portato alla definizione di una **Classe di pericolosità sismica Alta**.

Con riferimento alla **Classe di vulnerabilità sismica** essa risulta essere **Medio-Alta**, in quanto si ha una Classe associata allo schema statico, luce e materiale Alta, il progetto del viadotto è stato eseguito tenendo in considerazione criteri antisismici e la Classe di difettosità risulta essere Media.

La **Classe di esposizione sismica** risulta essere **Alta**, in quanto già la Classe associata al rischio strutturale e fondazionale risulta essere Alta e, inoltre, l'opera viene ritenuta strategica in quanto collocata sulla tangenziale Ovest di Catania appartenente alla rete TEN-T.

---

<sup>10</sup> La presenza di alternative stradali è stata valutata sommariamente in assenza di studi specifici. Analizzando in prima battuta la rete stradale, che dovrebbe assorbire l'aumento di traffico a causa di una chiusura del tratto in cui è posta l'opera in esame, potrebbe essere presente un percorso alternativo. Tale percorso non prevede un incremento di chilometri ma potrebbe causare notevoli ritardi sui tempi di percorrenza in quanto sarebbe necessario transitare all'interno della città di Catania. Pertanto si considera l'assenza di alternative stradali.

Combinando le informazioni e le classi ottenute, si ottiene **una Classe di Attenzione sismica Alta**.

#### *CdA frane e idraulica*

Con riferimento al rischio frane, il viadotto in esame è collocato in una zona che non risulta essere soggetta ad eventi franosi, come riportato nelle mappe di pericolosità e rischio idrogeologico prodotte dall'ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale) ed evidenziato dall'assenza di fenomeni franosi nell'inventario Frane IFFI. Le mappe di pericolosità idrogeologica e l'inventario Frane sono state consultate in (ISPRA, s.d.). Pertanto, non essendo presente pericolosità frane, la **Classe di attenzione associata al rischio frane** risulta essere **Bassa**.

Con riferimento al rischio idraulico, in prossimità dell'opera non sono presenti corsi d'acqua. Inoltre, la zona in cui si colloca il viadotto non risulta essere a rischio alluvione (ISPRA, s.d.). Pertanto, non essendo presente pericolosità idraulica, la **Classe di attenzione associata al rischio idraulico** risulta essere **Bassa**.

Da tali dati si ricava una **Classe di Attenzione idraulica e frane Bassa**.

#### *CdA complessiva*

La **Classe di Attenzione complessiva** del viadotto, ricavata a partire dalle Classi determinate per i 4 rischi considerati e riassunte in Tabella 4-7, risulta essere **Alta**.

*Tabella 4-7: Viadotto San Paolo, Classe di Attenzione associate ai singoli rischi.*

<b>Rischio</b>	<b>Pericolosità</b>	<b>Vulnerabilità</b>	<b>Esposizione</b>	<b>CdA del rischio</b>
<b>Strutturale e fondazionale</b>	Alta	Medio-Alta	Alta	<b>Alta</b>
<b>Sismico</b>	Alta	Medio-Alta	Alta	<b>Alta</b>
<b>Frane</b>	Assente	-	-	<b>Bassa</b>
<b>Idraulico</b>	Assente	-	-	<b>Bassa</b>

Come detto precedentemente, la classe di attenzione complessiva individuata è provvisoria, in attesa di condurre ispezioni speciali che possano attestare lo stato di conservazione dei cavi di precompressione.

Nell'ipotesi che non vengano evidenziate particolari problematiche legate alla precompressione, si dovrà procedere con i passaggi successivi previsti dalle LG 22 per le opere ricadenti in classe di attenzione **Alta**.

Per tali opere è prevista la programmazione di ispezioni periodiche e l'attivazione di un programma di monitoraggio continuo dell'opera. Inoltre, sarà necessario procedere con la valutazione accurata del viadotto, prevista dal Livello 4 e basata sulla realizzazione di un modello numerico, che fornirà indicazioni riguardo la sicurezza dell'opera rispetto le azioni da traffico e sismiche.

### 4.3.3. Il sistema di monitoraggio

Nell'ambito del progetto Rafael, al fine di testare alcune tipologie di sensori e validare un layout utile per la gestione di situazioni critiche e per la rilevazione di possibili degradi e danneggiamenti nelle infrastrutture critiche, si è deciso di testare un sistema di monitoraggio strutturale continuo in fibra ottica installato sulla campata numero 5 del viadotto, un sistema di pesatura dinamica WIM alla chilometrica 1+500 del Ra 15 ed alcune stazioni meteo (Figura 4.36). Di seguito si descrive nello specifico il sistema di monitoraggio strutturale.



Figura 4.36: Posizione del Viadotto San Paolo e del sistema di pesatura dinamica.

Il sistema di monitoraggio strutturale implementato sulla campata 5 è realizzato interamente in fibra ottica e consta di diverse tipologie di sensori.

Al fine di monitorare le accelerazioni e ricavare le frequenze di vibrazione, nonché le forme modali della struttura, sono stati implementati sulla struttura 6 accelerometri monoassiali. Inoltre, al fine di valutare gli effetti indotti sulla struttura da azioni eccezionali, come i terremoti, e confrontarli con la loro causa, sull'estradosso del plinto di fondazione di pila 5 sono stati implementati 3 accelerometri, rispettivamente uno in direzione longitudinale (x), uno in direzione trasversale (y) ed uno in direzione verticale (z). In Figura 4.37 si riassumono le posizioni e le direzioni degli accelerometri implementati.

Con riferimento agli accelerometri sull'impalcato, sono stati installati 3 accelerometri in direzione verticale, due sulla trave di bordo lato monte (Acc GZ1 e Acc GZ2, rispettivamente a 10.65 m e 21,68 m dall'appoggio su pila 4) ed uno sulla trave di bordo lato mare (Acc AZ1 su trave 4 a 9.95 m dall'appoggio su pila 4). Come si può notare, essi sono stati posizionati ad una distanza circa pari ad  $L/3$  dagli appoggi, con  $L$  luce di calcolo dell'impalcato. Tale scelta è stata eseguita al fine di identificare le prime forme modali flessionali dell'impalcato, evitando di posizionare i sensori nei punti nodali di tali forme. Inoltre, posizionando due sensori su una trave di bordo ed uno sull'altra, è possibile identificare anche le forme torsionali dell'impalcato. Analogamente, sul pulvino di pila 5 sono stati posizionati due accelerometri in direzione longitudinale (ACC FX1 e ACC FX3) ed un accelerometro in direzione trasversale (ACC FY2). Gli accelerometri in direzione x consentono di determinare le forme modali associate alla flessione della

pila in direzione longitudinale ed alla sua torsione, mentre l'accelerometro in direzione y consente di individuare le forme modali associate alla flessione in direzione trasversale.

Gli accelerometri implementati sono realizzati in acciaio inossidabile ed hanno un peso di 450 grammi. Sono caratterizzati da una sensibilità pari a  $1100 \text{ pm/g} \pm 100 \text{ pm/g}$  e da un fondo scala pari a 5 g. Inoltre, hanno un range di frequenza 0-80 Hz.

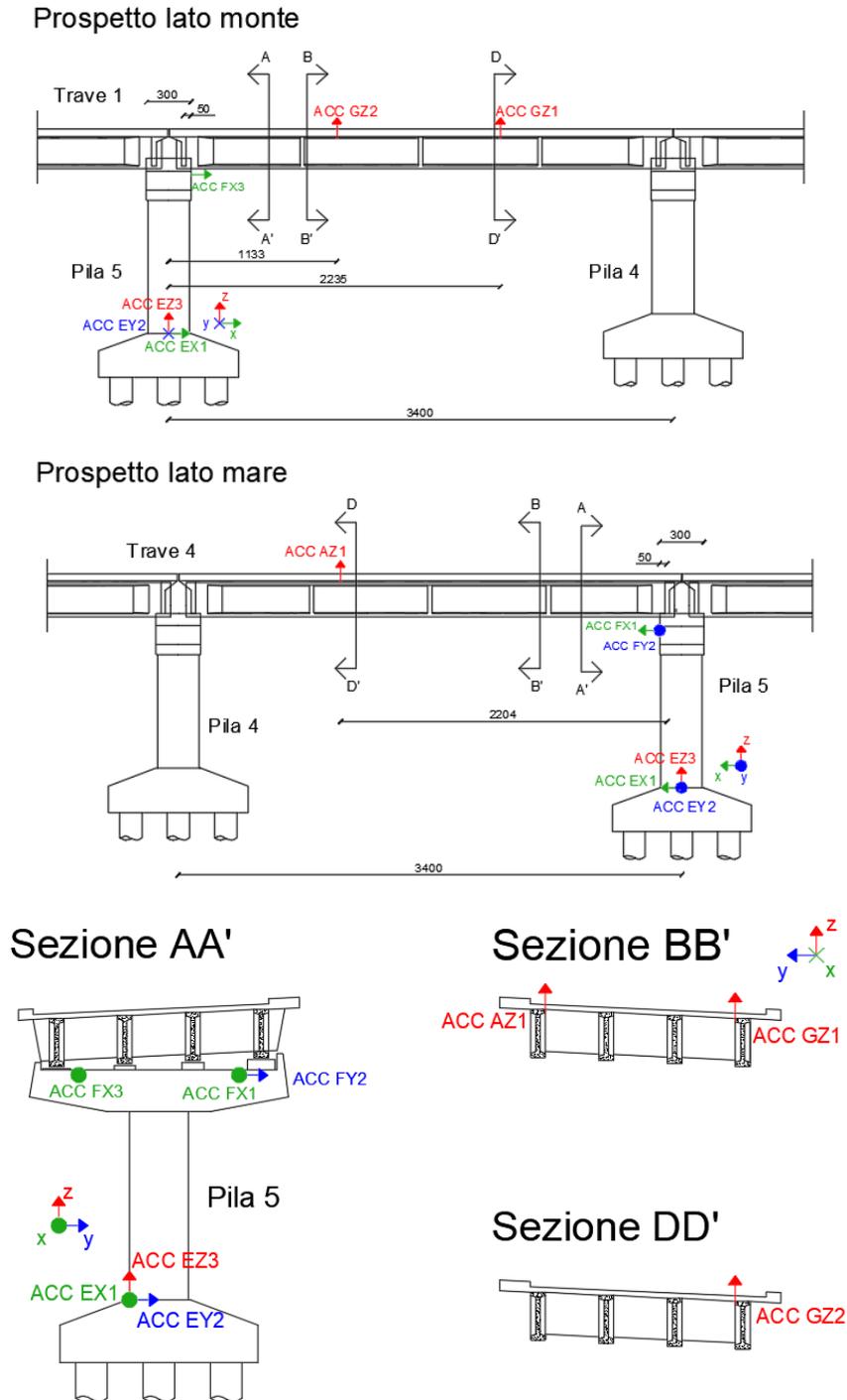


Figura 4.37: Viadotto San Paolo, posizione degli accelerometri a fibra ottica.

Al fine di valutare la convenienza e l'efficienza di implementare sensori di rotazione sull'impalcato, è stato scelto di posizionare due inclinometri ad una estremità (in corrispondenza di pila 5) della trave di bordo lato mare (Trave 4). I due sensori misurano la variazione di rotazione rispetto alla direzione dell'accelerazione terrestre sia in direzione longitudinale (INCL D1) che trasversale (INCL D2). I tiltmetri implementati sono in grado di misurare variazioni di inclinazione fino a 5° con una risoluzione di 0.003°. Lo scopo di tale installazione è quello di verificare se l'utilizzo di tali sensori possa dare informazioni utili sia sulle frequenze proprie di vibrazione sia per il monitoraggio delle rotazioni al fine di individuare l'insorgenza di danneggiamenti o degradi.

Infine, con lo scopo di valutare l'inserimento di estensimetri sugli impalcati di ponti e viadotti, sono stati installati 6 sensori FBG, con relativi sensori di temperatura per la compensazione, su tre sezioni della trave di bordo lato mare, in particolare a circa L/3 dagli appoggi ed in mezzeria. Su ogni sezione sono stati posizionati due estensimetri, uno alla metà del bulbo inferiore della trave ed uno a due metri dal suo intradosso. In tal modo è possibile calcolare la curvatura della sezione ed avere delle indicazioni sulla flessione della trave al passaggio dei diversi carichi. I sensori implementati sono caratterizzati da un range di deformazione pari a  $\pm 5000 \mu\epsilon$ .

In [Figura 4.38](#) si riporta la posizione degli estensimetri e degli inclinometri.

I sensori a fibra ottica sono stati disposti come segue lungo 7 dorsali diverse, costituite da una fibra ottica a 12 fibre interne monomodali:

- Sulla catena A sono disposti i sensori ACC AZ1, STRAIN A2 e STRAIN A3;
- Sulla catena B sono installati i sensori STRAIN B3 e STRAIN B4;
- Sulla catena C sono installati i sensori STRAIN C3 e STRAIN C4;
- Sulla catena D sono installati gli inclinometri INCL D1 e INCL D2;
- Sulla catena E sono posizionati gli accelerometri ACC EX1, ACC EY2 e ACC EZ3;
- Sulla catena F sono posizionati gli accelerometri ACC FX1, ACC FY2 e ACC FX3;
- Sulla catena G sono posizionati gli accelerometri Acc GZ1 e Acc GZ2.

Alla base di pila 5 è stato installato un armadio stradale contenente il sistema di acquisizione per la sensoristica ed un computer industriale necessario per la gestione del sistema. I dati recepiti dal sistema di acquisizione sono inviati direttamente ad una piattaforma web tramite un servizio di trasmissione dati fornito dal Gruppo TIM.

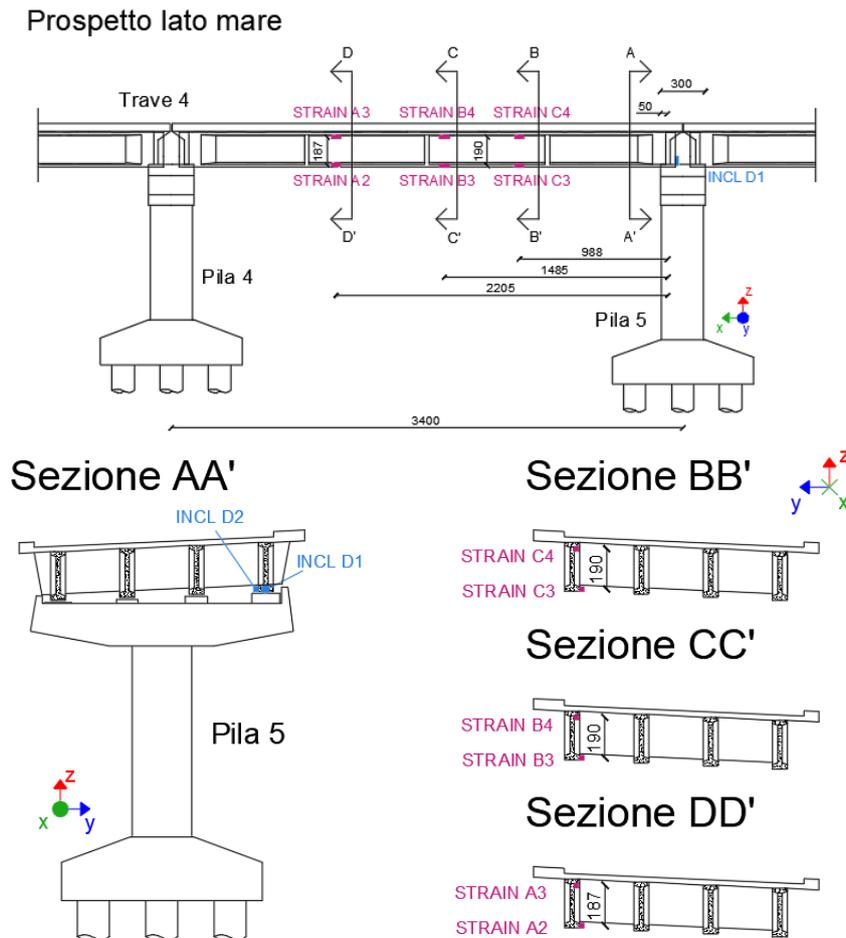


Figura 4.38: Viadotto San Paolo, posizione degli estensimetri e degli inclinometri a fibra ottica.

#### 4.3.4. Collaudo del sistema di monitoraggio

Al fine di valutare la corretta installazione ed avere un primo riscontro sull'efficienza del sistema di monitoraggio sono state eseguite delle prove per il collaudo del sistema stesso che ha previsto l'esecuzione di test di vario tipo:

- Prove con passaggio di un mezzo pesante scarico e a pieno carico con velocità costante sulla campata monitorata;
- Prove con passaggio di un mezzo pesante, sia carico che scarico, con diverse velocità di approccio alla campata monitorata e frenata in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato monitorato;
- Prove con passaggio di un mezzo pesante carico in modo quasi statico su ostacoli di varia natura ed altezza posizionati a  $L/3$  dagli appoggi su pila 5.

Il programma delle prove effettuate è riassunto in [Tabella 4-8](#).

Tabella 4-8: Viadotto San Paolo, riassunto delle prove di collaudo effettuate.

Passaggio a velocità costante			Prova con frenata		
Velocità (km/h)	Mezzo	Giorno di prova	Velocità (km/h)	Mezzo	Giorno di prova
20	Carico	I	20	Carico	I
50	Carico	I	50	Carico	I
65	Carico	I	60	Carico	I
20	Scarico	II	20	Scarico	II
50	Scarico	II	50	Scarico	II
80	Scarico	II	80	Scarico	II

Prova quasi statica con passaggio su ostacolo			
Ostacolo	Altezza	Mezzo	Giorno di prova
Asse di legno	2.5 cm	Carico	I
Campione di asfalto	5 cm	Carico	I
Pietra miliare	9 cm	Carico	I

Tutte le prove sono state eseguite con lo stesso veicolo, raffigurato in [Figura 4.39](#) e caratterizzato da 4 assi. Il peso effettivo del veicolo a pieno carico, pari a 27970 kg, è stato ricavato attraverso una pesatura del mezzo realizzata prima dell'effettuazione delle prove in un centro ANAS. Tale valore risulta in accordo con le grandezze fornite dal sistema di pesatura dinamica implementato sul Ra 15. Con riferimento al mezzo scarico, non è stato possibile determinarne il peso in quanto non è stato sottoposto a pesatura statica e, durante le prove effettuate senza carico, il sistema WIM ha presentato un mal funzionamento.



Figura 4.39: Veicolo utilizzato per le prove con passaggio del mezzo pesante.

Con riferimento alle prove di passaggio a velocità costante, sia con mezzo carico che scarico, si sarebbero dovute effettuare 3 prove, rispettivamente a velocità di 20 km/h, 50 km/h e 80 km/h. In realtà, nel caso di mezzo carico, non è stato possibile raggiungere la velocità massima prevista; la terza prova si è quindi effettuata a 65 km/h.

Con riferimento alle prove con frenata, anch'esse sono state effettuate sia con mezzo carico che scarico, considerando 3 diverse velocità iniziali previste pari rispettivamente a 20 km/h, 50 km/h e 80 km/h. Come nel caso di passaggio a velocità costante, con il mezzo carico non è stato possibile raggiungere la velocità massima prevista, quindi l'ultima prova è stata effettuata con velocità iniziale di 60 km/h. La frenata è stata effettuata a circa metà campata.

In entrambe le prove descritte, il mezzo ha cercato di transitare con la ruota destra del mezzo sulla linea di separazione tra corsia di marcia e corsia di emergenza.

Le prove con passaggio del mezzo quasi statico su ostacolo sono state condotte solamente nel caso di veicolo carico. In particolare, l'ostacolo è stato posizionato ad una distanza pari ad  $L/3$  dagli appoggi su pila 05. La prova è stata ripetuta 3 volte, transitando sia in direzione di marcia dell'impalcato che in retromarcia con i primi due assi del mezzo e considerando ostacoli di diversa natura e altezza: il primo ostacolo era costituito da assi di legno di altezza 2.5 cm (Figura 4.40 (a)), il secondo da due campioni di asfalto di altezza 5 cm (Figura 4.39) ed il terzo da pietre miliari ANAS di altezza 9 cm (Figura 4.40 (b)).



(a)



(b)

Figura 4.40: Viadotto San Paolo, passaggio con mezzo pesante carico su (a) aste di legno e (b) pietre miliari.

Durante il collaudo, sono stati installati sulla struttura ulteriori 8 sensori accelerometrici triassiali di tipo MEMS di proprietà ANAS, dislocati come rappresentato in Figura 4.41. Si nota che i sensori MEMS I3, MEMS I4, MEMS I6, MEMS P1 e MEMS P2 sono collocati in corrispondenza rispettivamente dei sensori a fibra ottica ACC AZ1, ACC GZ2, ACC GZ1, ACC FX 1 (e ACC FY2) e ACC FX3. Per queste misurazioni sono stati utilizzati due modelli diversi di MEMS, sull'impalcato sono stati implementati sensori caratterizzati da un fondo scala che può essere impostato tra  $\pm 2$  g,  $\pm 4$  g e  $\pm 8$  g, ed un rumore di fondo inferiore a  $18 \mu\text{g}/\text{Hz}$ ; mentre sul pulvino sono stati utilizzati sensori con fondo scala impostabile a  $\pm 2$  g,  $\pm 3$  g e  $\pm 5$  g, con rumore di fondo dipendente dal valore del fondo scala scelto.

Di seguito si riassumono i risultati e le considerazioni effettuate a seguito delle prove di collaudo. Con riferimento alle deformazioni, gli estensimetri presenti sulla Catena A non hanno funzionato correttamente, dunque di seguito si riporteranno i

risultati relativi solamente agli estensimetri della Catena B e C. A seguito delle prove descritte, i tecnici responsabili del sistema di monitoraggio hanno provveduto a ripristinare il corretto funzionamento dei sensori. Inoltre, durante le prove effettuate il secondo giorno, anche il sensore MEMS I1 ha presentato un mal funzionamento.

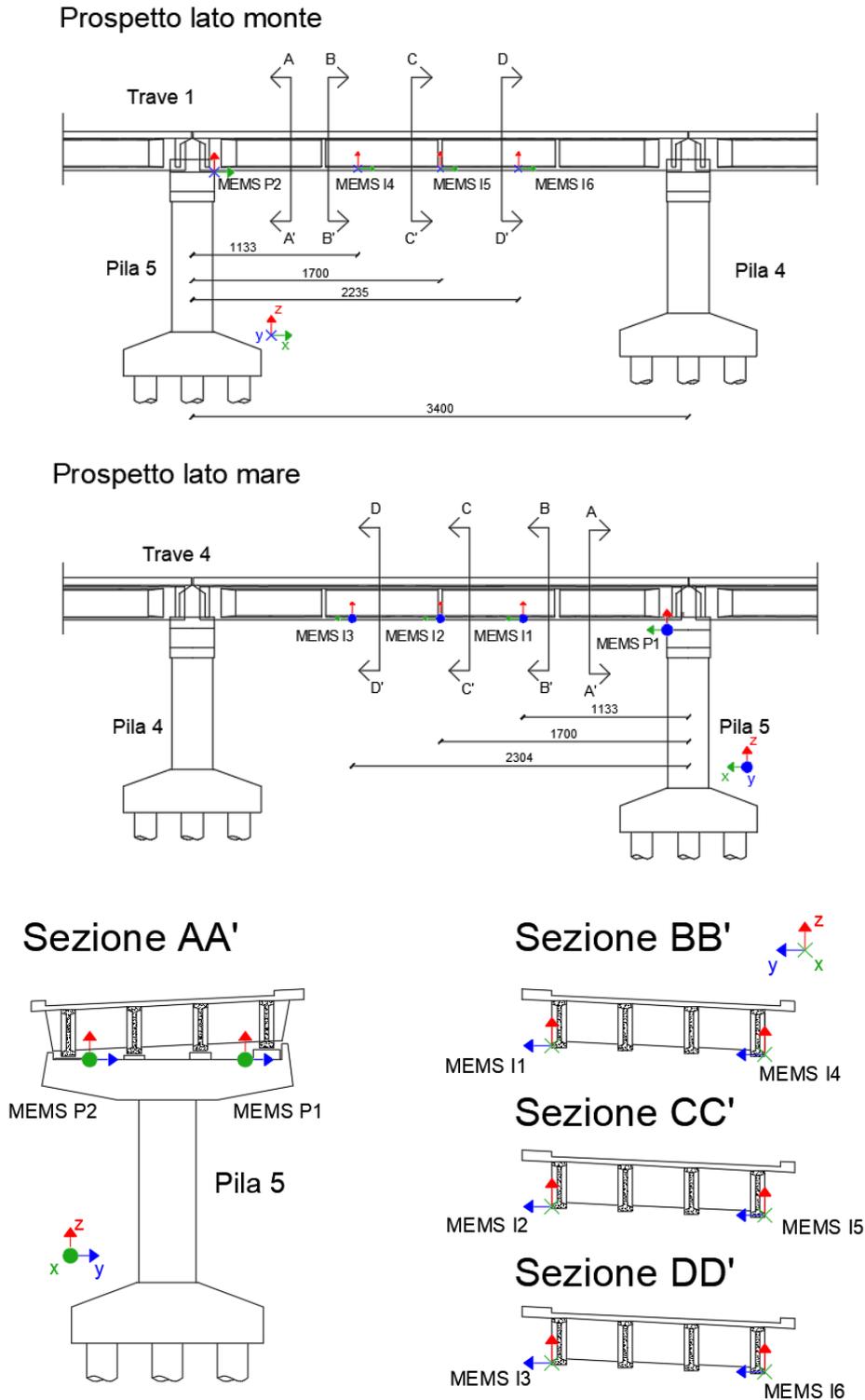


Figura 4.41: Layout di accelerometri MEMS implementati nel Viadotto San Paolo durante il collaudo del sistema di monitoraggio in fibra ottica.

#### 4.3.4.1. *Inclinometri ed estensimetri*

I dati acquisiti dagli inclinometri e dagli estensimetri durante le prove sono stati analizzati nel dominio del tempo per valutare le rotazioni e le deformazioni, nonché la curvatura delle sezioni monitorate.

Analizzando i dati registrati dagli inclinometri è emerso chiaramente come la componente dovuta all'amplificazione dinamica fosse prevalente rispetto alla componente statica della rotazione (Figura 4.42). In Figura 4.43 e Figura 4.44 si riportano i massimi assoluti registrati dal sensore INCL D1 rispettivamente durante le prove di passaggio a velocità costante, nel caso di mezzo carico (linea continua) e mezzo scarico (linea tratteggiata), e durante le prove con passaggio quasi statico sull'ostacolo. Per le due tipologie di prove si nota che all'aumentare della velocità del mezzo e all'aumentare dell'altezza dell'ostacolo si ha un aumento delle rotazioni registrate.

Per questo motivo i dati sono stati filtrati con l'obiettivo di rimuoverne la componente dinamica. A tal fine è stato utilizzato un filtro di Butterworth passa basso con frequenza di cutoff pari ad 0.75 Hz. Tale valore della frequenza è stato scelto all'interno di un intervallo di frequenze il cui valore massimo  $f_{max}$  è rappresentato dalla prima frequenza di vibrazione della campata, stimata intorno a 1.4 Hz, mentre il valore minimo  $f_{min}$  è legato al tempo di salita del filtro  $\tau_r$ . In letteratura (Ferguson, Hester, & Woods, 2022) si suggerisce, infatti, di ricavare  $f_{min}$  utilizzando la relazione  $\tau_r * B = 0.35$ , che lega il tempo di salita del filtro alla larghezza di banda del filtro  $B$ , che per un filtro passa basso coincide con la frequenza di cutoff. Risulta quindi  $f_{min} = 0.35/\tau_r$ . Il tempo di salita del filtro può essere approssimato al tempo necessario affinché il primo asse del veicolo raggiunga la posizione per la quale si verifica la massima rotazione nel punto di misura, ovvero a circa  $0.422*L$  dall'appoggio monitorato, con  $L$  luce di calcolo dell'impalcato. Nel caso in esame, durante le prove il mezzo è transitato nella stessa direzione in cui i veicoli transitano normalmente durante l'esercizio dell'opera, ovvero da pila 1 verso pila 10. Come detto precedentemente, l'appoggio monitorato è posizionato su pila 5, dunque il tempo di salita del filtro va calcolato su una distanza pari a  $(1-0.422)*L$ , ovvero circa 18.5 m. Le velocità massime raggiunte dal mezzo sono state pari a 80 km/h, che, applicando la relazione tra tempo di salita e larghezza di banda del filtro, corrisponderebbero ad una frequenza di 0.42 Hz. Tuttavia, al fine di poter applicare una procedura che possa essere utilizzata durante il normale esercizio dell'opera, la frequenza minima di cutoff è stata calcolata in base alla velocità massima ammessa dall'opera, pari a 130 km/h, corrispondente ad una frequenza di 0.68 Hz. La frequenza di cutoff del filtro è stata quindi fissata a 0.75 Hz, più vicina al valore minimo al fine di ridurre il più possibile il rumore del segnale. La stessa tipologia di filtro è stata applicata per le registrazioni delle deformazioni. I segnali così filtrati sono stati confrontati con le time histories delle medie mobili ottenendo una buona corrispondenza. Inoltre, dalle time histories delle deformazioni si è ricavato l'andamento della curvatura nelle sezioni monitorate. Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle time histories filtrate per le diverse prove.

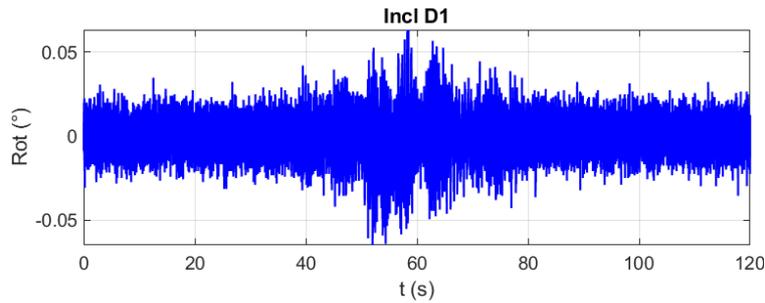


Figura 4.42: Viadotto San Paolo, time history della rotazione registrata dal sensore INCL D1 durante la prova di passaggio del mezzo carico a velocità costante di 20km/h.

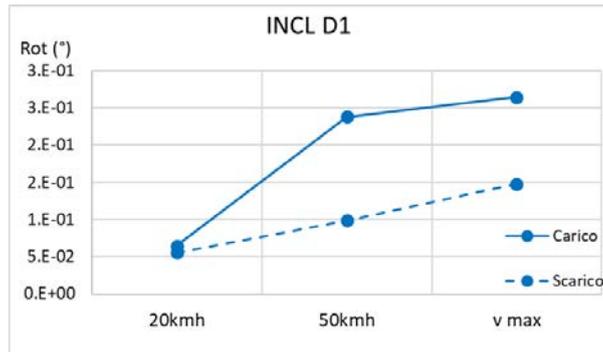


Figura 4.43: Viadotto San Paolo, andamento delle rotazioni massime assolute registrate dal sensore INCL D1 durante le prove di passaggio del mezzo a velocità costante.

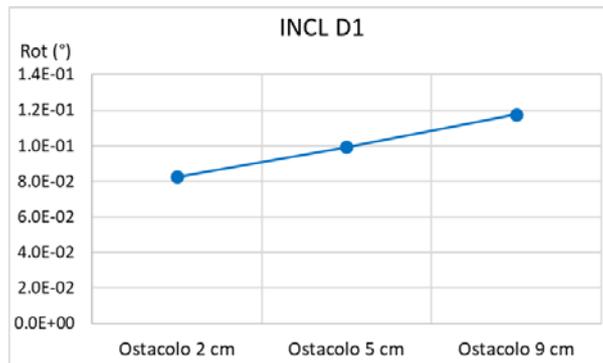


Figura 4.44: Viadotto San Paolo, andamento delle rotazioni massime assolute registrate dal sensore INCL D1 durante le prove di passaggio quasi statico del mezzo su ostacoli.

Relativamente al passaggio del mezzo a velocità costante, in [Figura 4.45](#) si riporta l'andamento delle rotazioni filtrate e della time history della media mobile calcolata su una finestra di un secondo per il passaggio del mezzo carico a 20 km/h e 50 km/h nel caso di mezzo carico. In entrambi i casi è possibile notare un simile andamento della rotazione ed una buona corrispondenza all'andamento della media mobile di tale grandezza. Andamenti simili si sono riscontrati nel caso di veicolo scarico. Le prove condotte a velocità maggiori, ovvero 65 km/h e 80 km/h per veicolo rispettivamente carico e scarico, non hanno generato una risposta apprezzabile nel sensore. In [Figura 4.46](#) si riporta l'andamento delle rotazioni massime registrate dal sensore INCL D1 durante le prove. Si nota come all'aumentare della velocità, diminuisca il valore massimo registrato dallo strumento, che quindi non è stato in grado di cogliere la componente statica della rotazione al passaggio del mezzo con velocità più elevate. Il sensore INCL D2 non ha invece riportato variazioni della rotazione apprezzabile in nessuna prova.

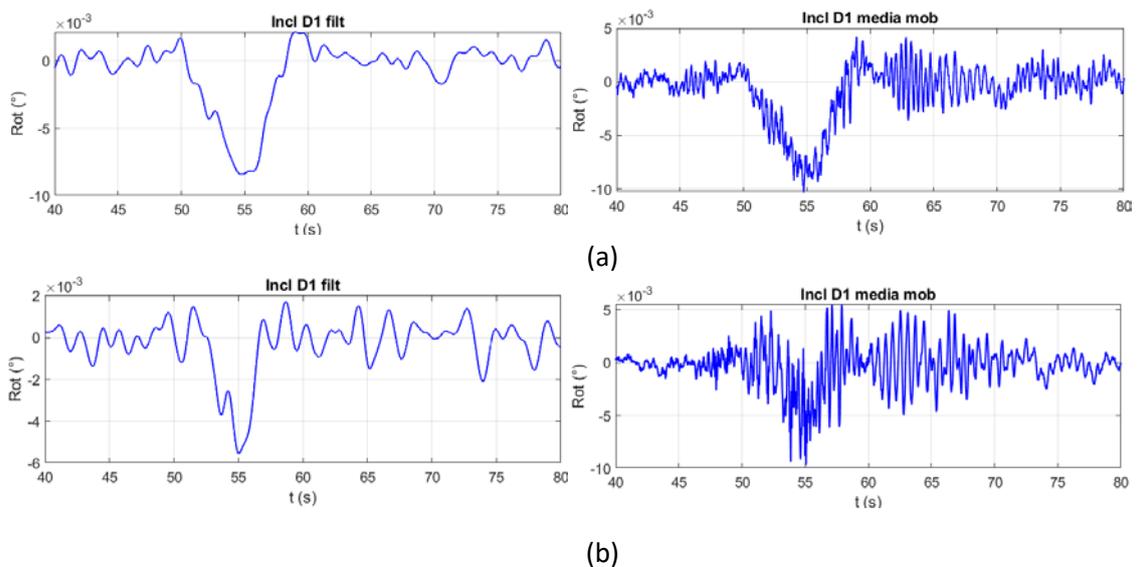


Figura 4.45: Viadotto San Paolo, time histories delle rotazioni filtrate e della media mobile delle rotazioni registrate dal sensore INCL D1 durante il passaggio del mezzo carico a (a) 20km/h e (b) 50 km/h.

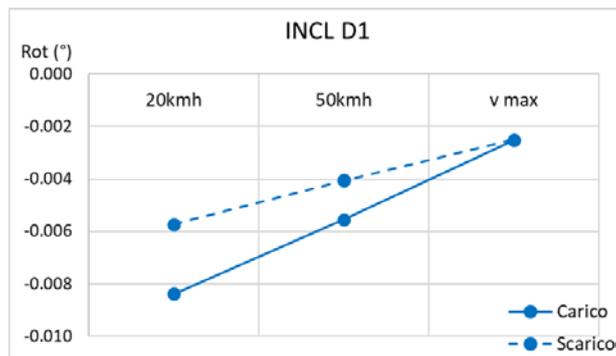


Figura 4.46: Viadotto San Paolo, valori minimi delle rotazioni filtrate registrate dal sensore INCL D1 durante le prove di passaggio del mezzo a velocità costante.

In Figura 4.47 si riporta l'andamento delle deformazioni all'intradosso della trave per le sezioni monitorate dalla Catena B e C nel caso di passaggio di mezzo carico per le tre velocità di percorrenza, mentre in Figura 4.48 si riportano i valori massimi delle deformazioni filtrate degli estensimetri inferiori. I valori registrati durante le prove rimangono circa costanti, a meno di piccole variazioni indotte dalla differente posizione trasversale del mezzo sull'impalcato. Come già detto, dalle deformazioni si sono ricavate le time histories delle curvature delle sezioni monitorate. Le curvature ricavate nel caso di prove con mezzo a pieno carico sono state confrontate con la curvatura ottenuta da un modello numerico di una trave semplicemente appoggiata costituita da elementi beam (Figura 4.49). Alla trave sono stati assegnati stesso modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato e momento di inerzia flessionale pari a quello di una sezione composta dalla trave in c.a.p. dell'impalcato ed una soletta con larghezza pari a 3.24 m (interasse tra le travi). Sulla trave è stata fatta viaggiare in modo statico una distribuzione di forze il più vicino possibile a quella stimata per il mezzo transitante sul viadotto. Si sono, infatti, applicate tre forze concentrate di 65 kN, 115 kN e 100 kN, distanti 3.80 m la prima e la seconda e 10.7 m la seconda e la terza, rappresentative del

primo asse, del secondo asse e della coppia di assi gemellati del veicolo utilizzato per le prove. Le curvature così ottenute, sono state moltiplicate per un fattore di ripartizione del carico pari a 0.354, ricavato attraverso il metodo di Courbon tenendo conto della posizione teorica in direzione trasversale che il mezzo avrebbe dovuto seguire durante le prove. Dal confronto tra andamenti sperimentali e teorici si nota una buona corrispondenza, indice che gli estensimetri hanno registrato in modo corretto le deformazioni della trave durante le prove.

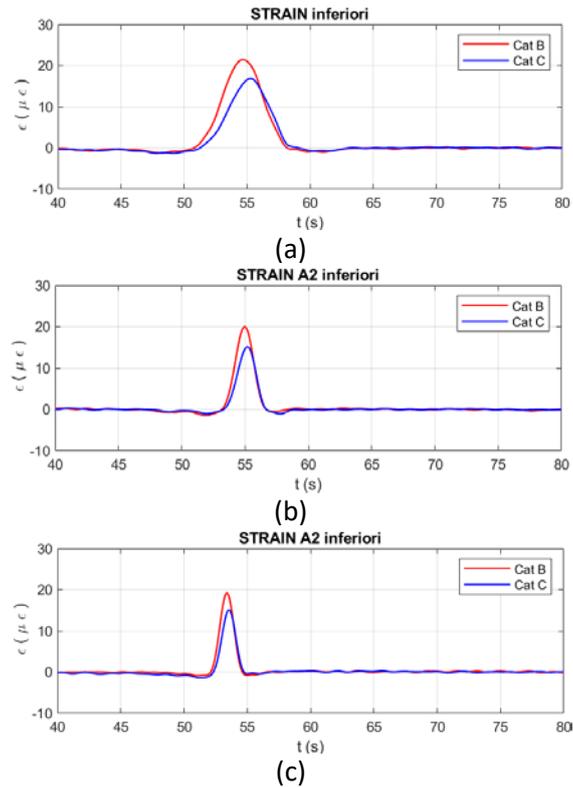


Figura 4.47: Viadotto San Paolo, time histories delle (a) deformazioni filtrate degli estensimetri posti all'intradosso della le sezioni monitorate durante il passaggio del mezzo carico a (a) 20km/h, (b) 50 km/h e (c) 65 km/h.

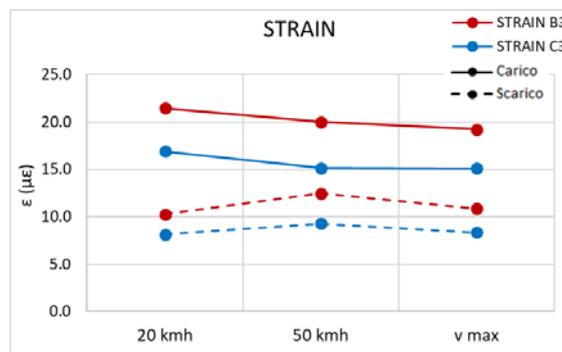


Figura 4.48: Viadotto San Paolo, valori massimi delle deformazioni filtrate dai sensori posti all'intradosso della trave durante le prove di passaggio del mezzo a velocità costante.

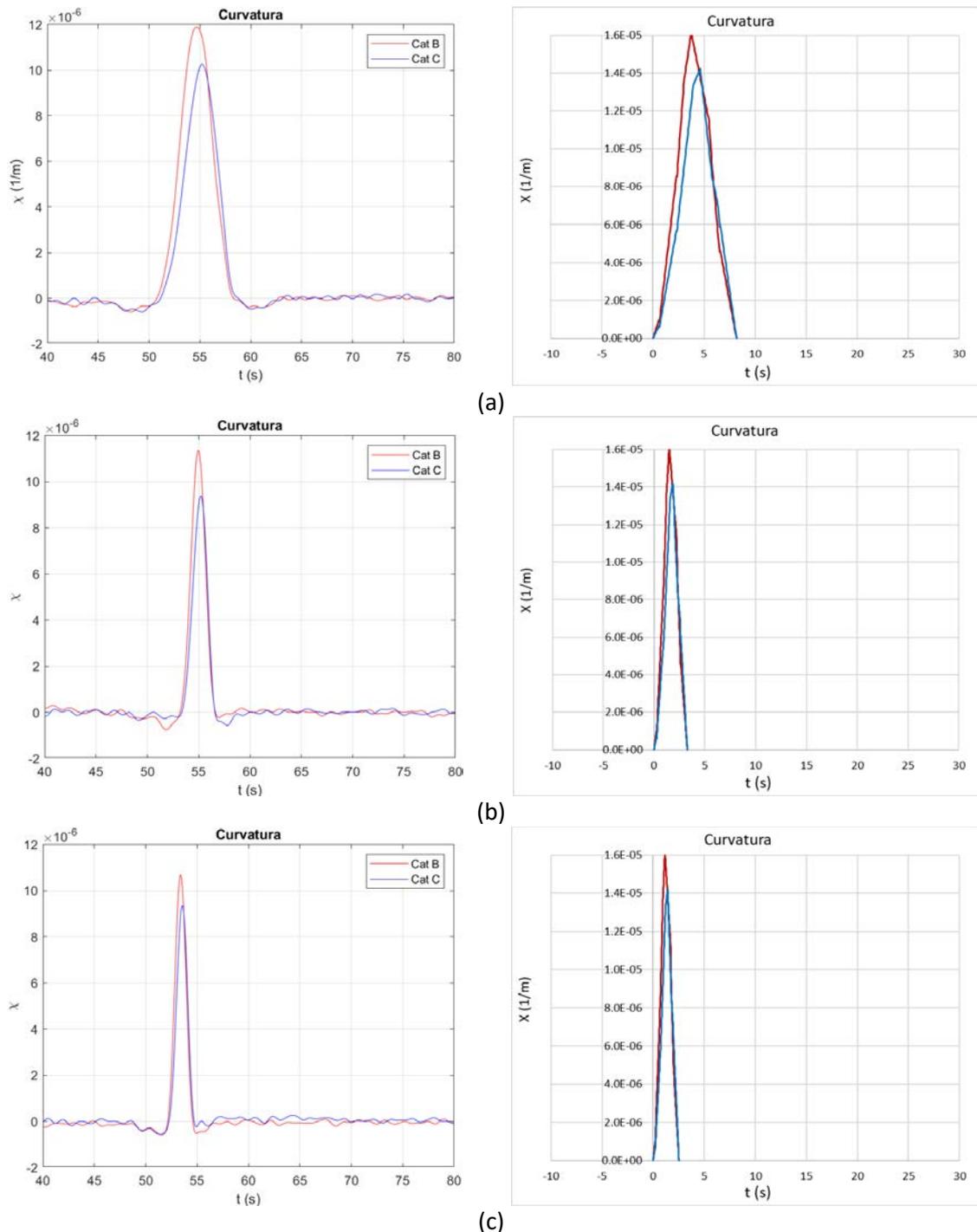


Figura 4.49: Viadotto San Paolo, time histories della curvatura filtrata ricavata dalle prove sperimentali (destra) e time histories della curvatura "statica" ricavata numericamente (sinistra) per passaggio di mezzo carico alle velocità di (a) 20 km/h, (b) 50 km/h e (c) 65 km/h.

Relativamente alle prove di frenata, in [Figura 4.50](#) e [Figura 4.51](#) si riportano rispettivamente l'andamento delle rotazioni filtrate e delle deformazioni filtrate all'intradosso della trave per le prove effettuate con mezzo carico, mentre in [Figura 4.52](#) si riportano rispettivamente i valori minimi e massimi di tali grandezze. Dagli andamenti dei valori massimi delle deformazioni si nota come durante la prova di frenata da 20 km/h si sono registrati valori molto più bassi delle deformazioni rispetto alle altre due prove. Ciò trova riscontro con la diversa posizione in direzione trasversale che il mezzo

ha occupato durante tale prova: il veicolo è, infatti, transitato sull'impalcato monitorato quasi centralmente, non seguendo la linea di separazione tra corsia di emergenza e di marcia. Per le rotazioni, si trovano valori in accordo alle deformazioni per la prova effettuata a 20 km/h e 60 km/h, mentre il valore ottenuto per la prova a 50 km/h risulta troppo elevato.

Come si vede dalle time histories riportate, a seguito della frenata, il mezzo ha arrestato il proprio moto sull'impalcato monitorato: per la prova effettuata a 20 km/h, il veicolo si è fermato poco dopo la mezzeria; per la prova a 50 km/h il veicolo si è arrestato alcuni metri più avanti; mentre nel caso di prova a 60 km/h il veicolo si è fermato con il primo asse sull'impalcato successivo e i restanti assi sull'impalcato monitorato. Tali posizioni sono evidenti dal confronto delle deformazioni registrate dal sensore della Catena B e della Catena C a parità di prova: per la prova a 20 km/h, le deformazioni assumono un valore costante subito dopo che la Catena B ha raggiunto il suo picco; per la prova a 50 km/h le deformazioni raggiungono un valore costante subito dopo che la Catena C ha raggiunto il suo valore massimo; per la prova a 60 km/h le deformazioni mantengono un valore costante superato il picco della Catena C, inoltre, le deformazioni di tale catena risultano maggiori di quelle della Catena B, indice che gli ultimi assi del mezzo si trovavano più vicini alla sezione monitorata dalla Catena C. A seguito della prova, il mezzo ha fatto retromarcia sul ponte, come si può vedere in [Figura 4.52 \(a\) e \(b\)](#) al fine di eseguire un nuovo test. Relativamente alle prove con passaggio di mezzo scarico, si sono rilevati andamenti simili delle deformazioni ma con valori più bassi.

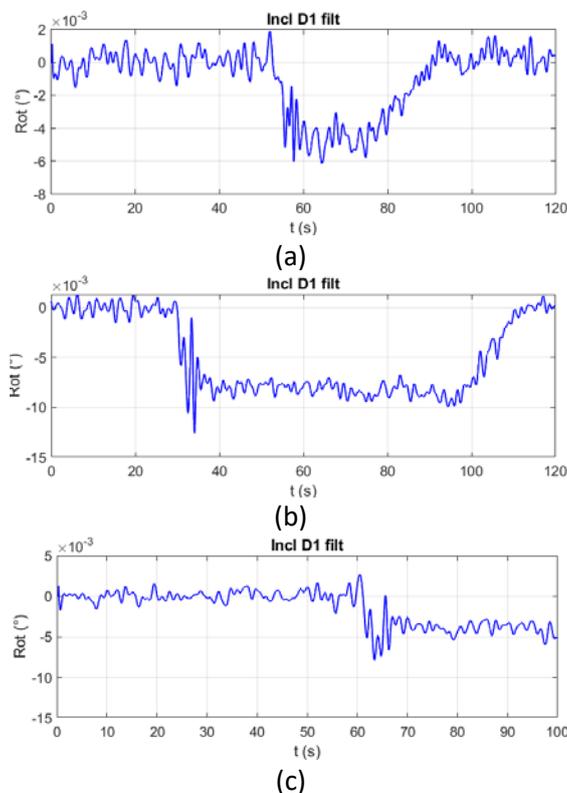


Figura 4.50: Viadotto San Paolo, time histories delle rotazioni filtrate registrate dal sensore INCL D1 durante la prova di frenata del mezzo carico da una velocità di (a) 20km/h, (b) 50 km/h e (c) 60 km/h.

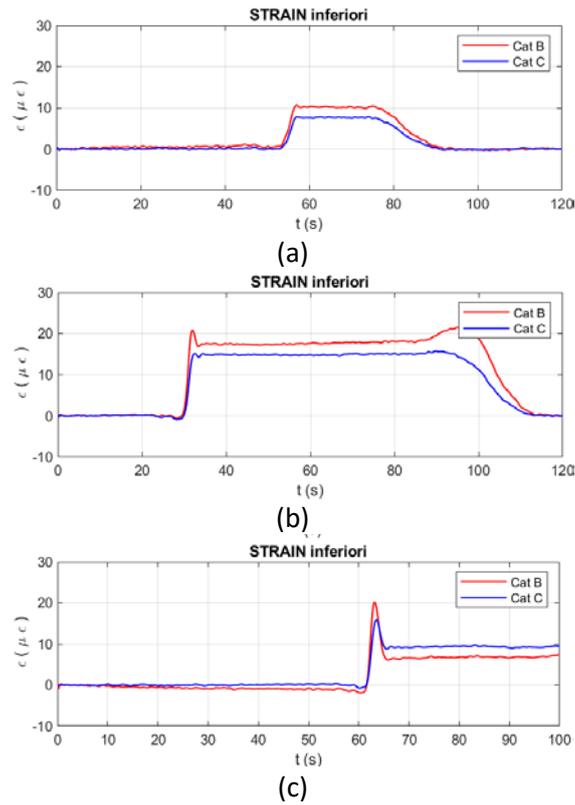


Figura 4.51: Viadotto San Paolo, time histories delle deformazioni filtrate degli estensimetri posti all'intradosso della trave durante la prova di frenata del mezzo carico dalla velocità di (a) 20km/h, (b) 50 km/h e (c) 60 km/h.

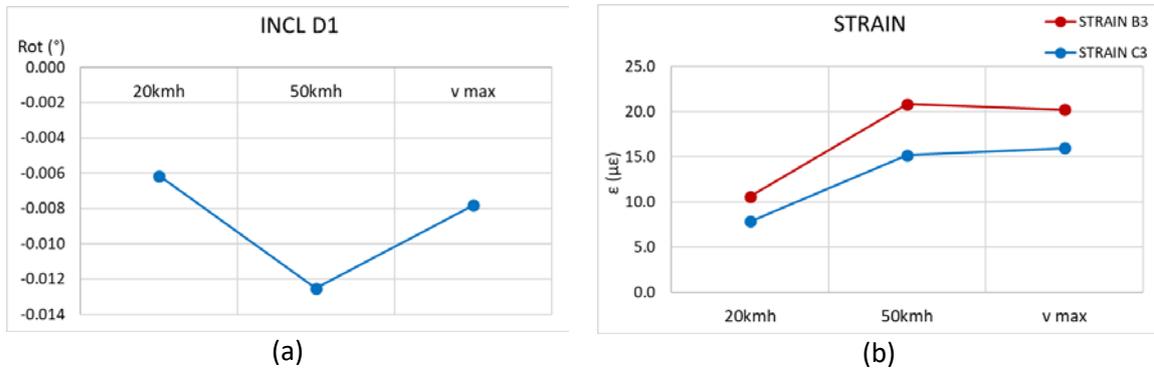


Figura 4.52: Viadotto San Paolo, valori massimi (a) delle rotazioni di INCL D1 filtrate e (b) delle deformazioni filtrate all'intradosso della trave ricavati durante le prove di frenata con mezzo carico.

Con riferimento alle prove quasi statiche con passaggio su ostacolo, le time histories delle rotazioni e delle deformazioni hanno mostrato piccole variazioni, comparabili tra le varie prove effettuate, indice dello spostamento di circa 4 m che il mezzo ha effettuato durante le prove (Figura 4.53).

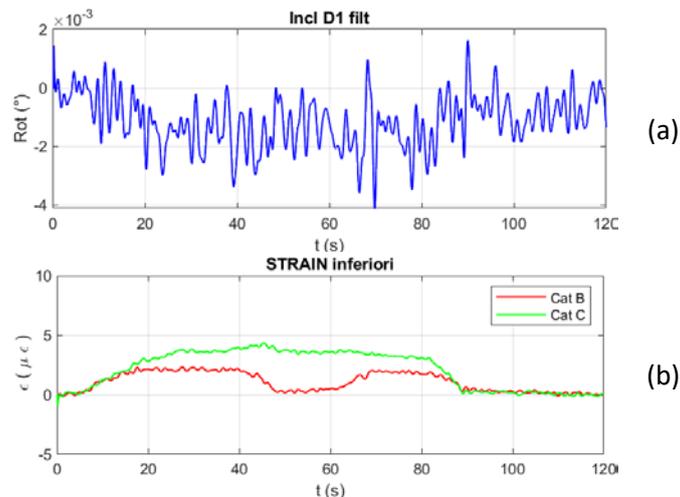


Figura 4.53: Viadotto San Paolo, time histories delle (a) rotazioni del sensore INCL D1 e (b) delle deformazioni all'intradosso della trave durante la prova quasi statica di passaggio sull'ostacolo con altezza 5 cm.

I dati registrati dagli inclinometri sono stati analizzati nel dominio delle frequenze per valutare il loro utilizzo nell'identificazione delle frequenze di vibrazione della campata monitorata. Le analisi delle diverse prove hanno dato risultati abbastanza simili tra loro. Come esempio, in [Figura 4.54](#), [Figura 4.55](#) e [Figura 4.56](#) si riportano rispettivamente i grafici della Power Spectral Density (PSD) ricavata per i sensori INCL D1 e INCL D2 per una prova quasi statica di passaggio del veicolo su ostacolo, una prova di passaggio a velocità costante ed una prova di frenata. Relativamente al sensore INCL D1, tutti i grafici presentano dei picchi, con piccole variazioni, intorno alle frequenze di 1.62 Hz, 2.62 Hz, 3.85 Hz, mentre per il sensore INCL D2 i picchi sono localizzati alle frequenze di 1.62 Hz e 2.08 Hz. Per le prove con passaggio del mezzo e frenata, inoltre, si nota un contenuto in frequenza intorno da 8 a 12 Hz.

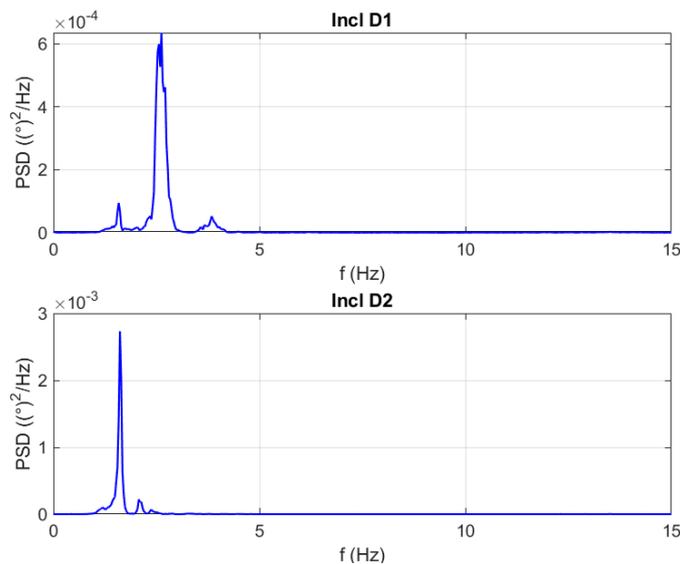


Figura 4.54: Viadotto San Paolo, PSD delle registrazioni effettuate dagli inclinometri durante la prova di passaggio quasi statico del mezzo su ostacolo alto 9 cm.

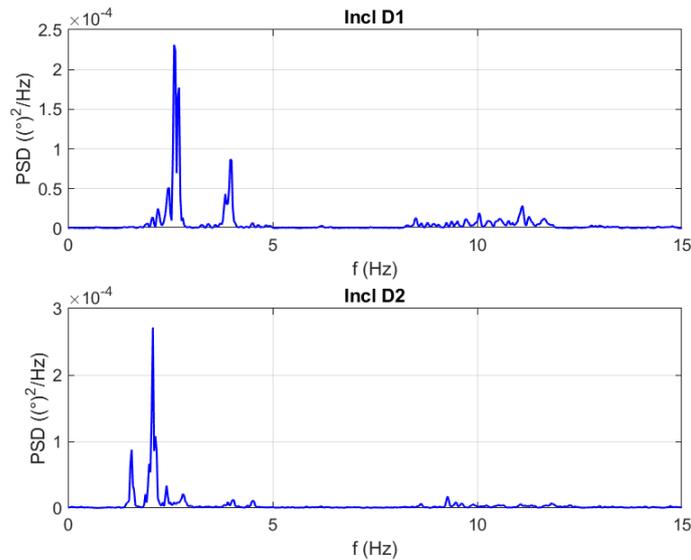


Figura 4.55: Viadotto San Paolo, PSD delle registrazioni effettuate dagli inclinometri durante la prova di passaggio del mezzo scarico a velocità costante di 80 km/h.

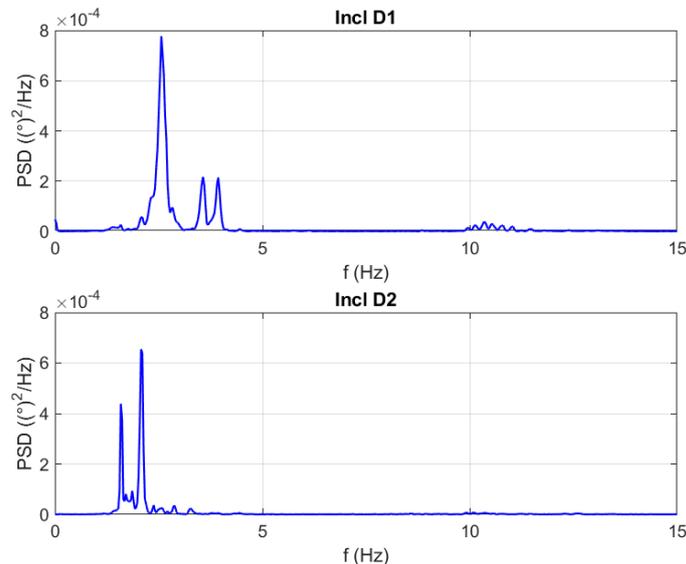


Figura 4.56: Viadotto San Paolo, PSD delle registrazioni effettuate dagli inclinometri durante la prova di passaggio del mezzo scarico con frenata dalla velocità di 75 km/h.

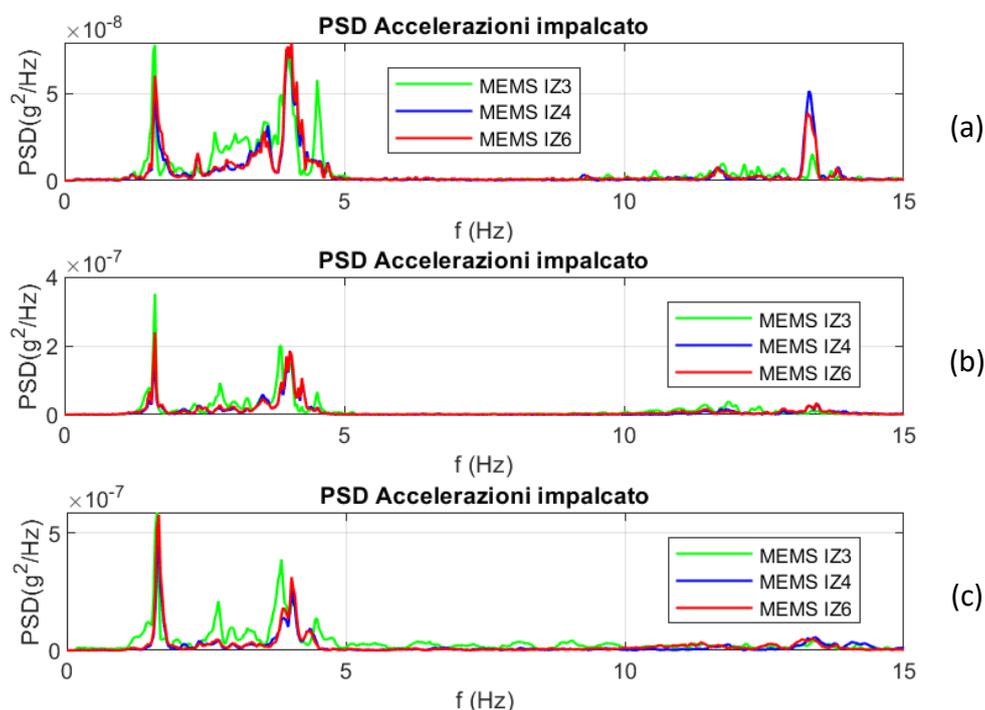
#### 4.3.3.2. Accelerometri

I dati provenienti dagli accelerometri in fibra ottica e dai MEMS sono stati confrontati tra loro trovando un buon accordo tra i due sia nell'andamento delle accelerazioni, sia nell'analisi del dominio delle frequenze. Tuttavia, relativamente ai sensori in fibra ottica, la mancanza di sensori in direzione orizzontale non ha permesso di definire in modo agevole le forme modali associate alla struttura. Per tale motivo, di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi dei segnali provenienti dai sensori MEMS.

In particolare, i segnali sono stati analizzati nel dominio delle frequenze, graficando la Power Spectral Density (PSD) per ogni sensore e la Cross Spectral Density (CSD), con

fase e coerenza, per ogni coppia significativa di sensori, al fine di ricavare le frequenze proprie di vibrazione della campata monitorata e le forme modali ad esse associate.

Relativamente alle prove con passaggio quasi statico, in [Figura 4.57](#) sono riportati i grafici della PSD relativi alle registrazioni in direzione verticale dei MEMS I3, I4 e I6, corrispettivi degli accelerometri in fibra ottica posti sull'impalcato. In tutti i grafici sono riconoscibili dei picchi alle medesime frequenze: 1.62 Hz, 3.85 Hz, 4.00 Hz e 4.5 Hz. Inoltre, in tutte le prove è presente un contenuto in frequenza tra 11.5 e 13.50 Hz, con picchi più evidenti a circa 11.7 Hz e 13.4 Hz. In direzione x si ha invece la presenza di picchi a 2.62 Hz, mentre in direzione y a 1.62 Hz. Con riferimento al pulvino, i grafici della PSD mostrano un picco in corrispondenza di 2.59 Hz in direzione longitudinale e di 1.62 Hz in direzione trasversale.



*Figura 4.57: Viadotto San Paolo, PSD dei MEMS IZ3, IZ4 e IZ6 per le prove con passaggio quasi statico su ostacolo di altezza (a) 2.5 cm, (b) 5 cm e (c) 9 cm.*

Con riferimento alle prove di passaggio del mezzo a velocità costante e di frenata, in [Figura 4.58](#) e [Figura 4.59](#) si riportano i grafici della PSD relativi alle registrazioni in direzione verticale dei MEMS I3, I4 e I6 nel caso di mezzo scarico rispettivamente per le prove a velocità costante e di frenata. È possibile notare che in tutti i grafici sono presenti gli stessi picchi per frequenze inferiori di 5 Hz riscontrati anche nelle prove con passaggio quasi statico del mezzo su ostacolo. Inoltre, spesso è presente un ulteriore picco alla frequenza di 3.5 Hz. Alto contenuto di energia è presente per frequenze più elevate, in un range di valori che varia con il variare della velocità del veicolo: all'aumentare della velocità, il contenuto in frequenza si sposta a valori più bassi. Inoltre, è possibile vedere che l'energia associata alle frequenze inferiori a 5 Hz aumenti con la velocità del veicolo. A parità di velocità, per tali frequenze, si ha energia maggiore per le prove di frenata rispetto a quelle di passaggio a velocità costante. Relativamente alla direzione x è stato possibile individuare la presenza di un picco a 2.62 Hz ed un

contenuto in frequenza, anche se con energia minore, tra 3.6 Hz e 4 Hz. In direzione y si è sempre rilevato un picco a 1.62 Hz e alcune volte un picco a 2.10 Hz. Inoltre, in tutte le prove, in entrambe le direzioni, è presente un contenuto energetico tra 10 e 14 Hz.

Relativamente al pulvino, è possibile effettuare considerazioni analoghe a quelle effettuate per le registrazioni in direzione z sull'impalcato. È possibile definire dei picchi per frequenze inferiori a 5 Hz pari a 2.62 Hz in direzione x e 1.62 Hz e 2.10 Hz in direzione y pari a quelle individuate per le prove di passaggio quasi statico su ostacolo. Inoltre, in direzione x si evidenziano dei picchi intorno alle frequenze tra 3.54 Hz e 4 Hz. In entrambe le direzioni è presente un contenuto energetico a frequenze più elevate come per le registrazioni dell'impalcato. Inoltre, con riferimento alla direzione x, i picchi presenti a frequenza inferiore di 5 Hz presentano poca energia nella prova a velocità costante, mentre nella prova di frenata assumono un ruolo preponderante rispetto al contenuto alle altre frequenze. Ad esempio, in [Figura 4.60](#) e [Figura 4.61](#) si riportano i grafici della PSD calcolati per le registrazioni in direzione x e y dei due sensori posti su pila 5 nel caso di passaggio di mezzo scarico a 50 km/h e per frenata dalla medesima velocità.

Nel caso di mezzo carico è stato possibile ricavare le stesse frequenze di picco inferiori a 5 Hz, tuttavia il contenuto alle alte frequenze risulta essere sempre preponderante rispetto a quello alle basse frequenze.

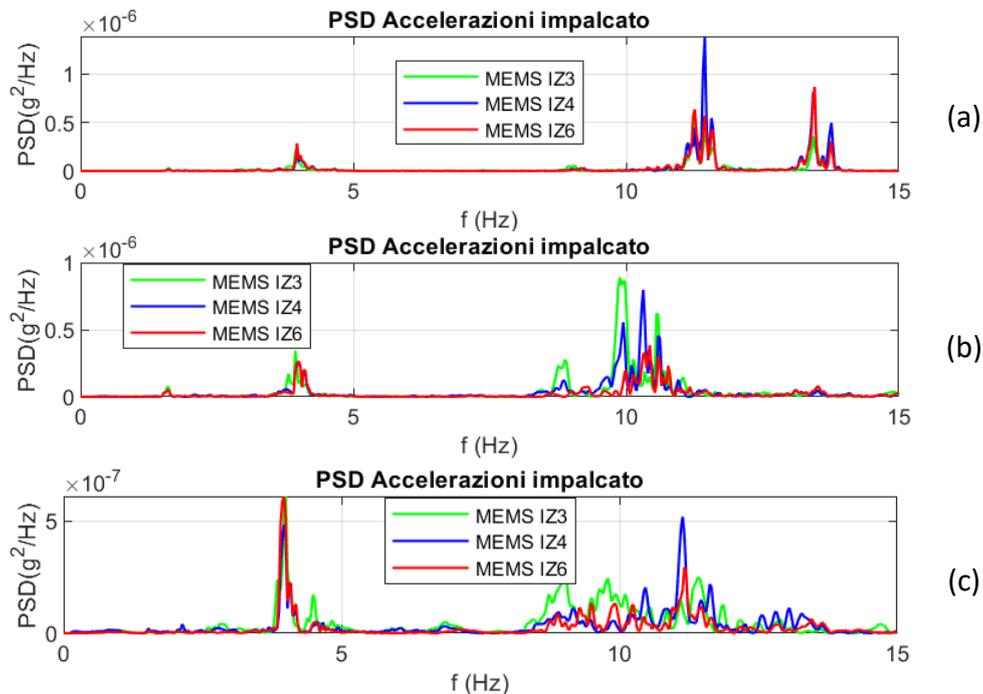


Figura 4.58: Viadotto San Paolo, PSD dei MEMS IZ3, IZ4 e IZ6 per le prove con passaggio del mezzo scarico a velocità di (a) 20 km/h, (b) 50km/h e (d) 80 km/h.

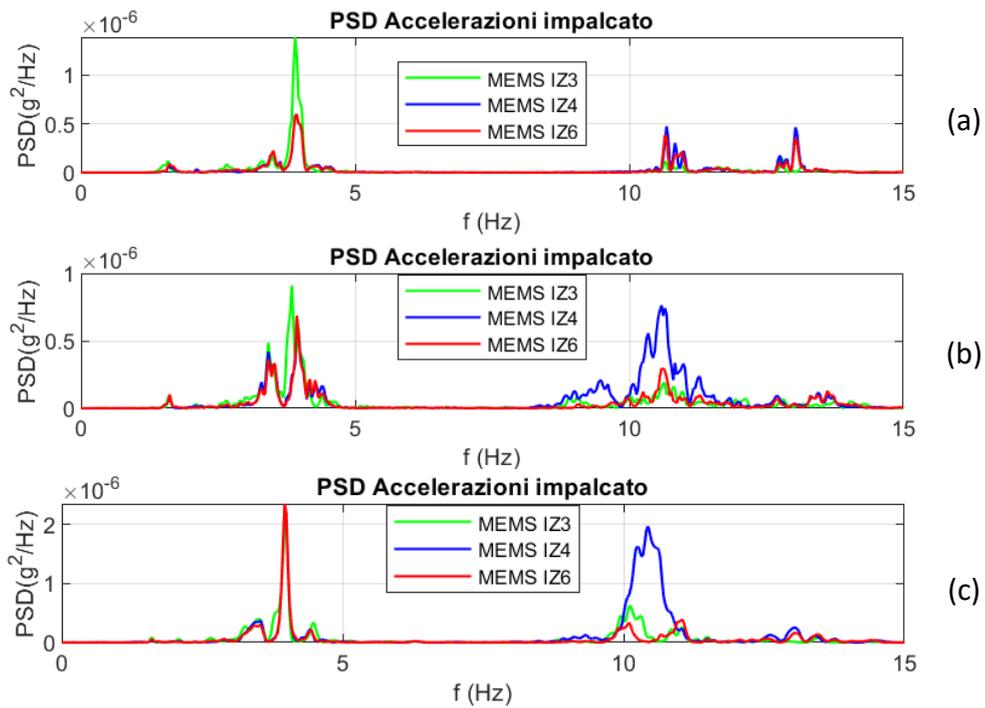


Figura 4.59: Viadotto San Paolo, PSD dei MEMS IZ3, IZ4 e IZ6 per le prove con frenata del mezzo scarico dalla velocità di (a) 20 km/h, (b) 50km/h e (d) 75 km/h.

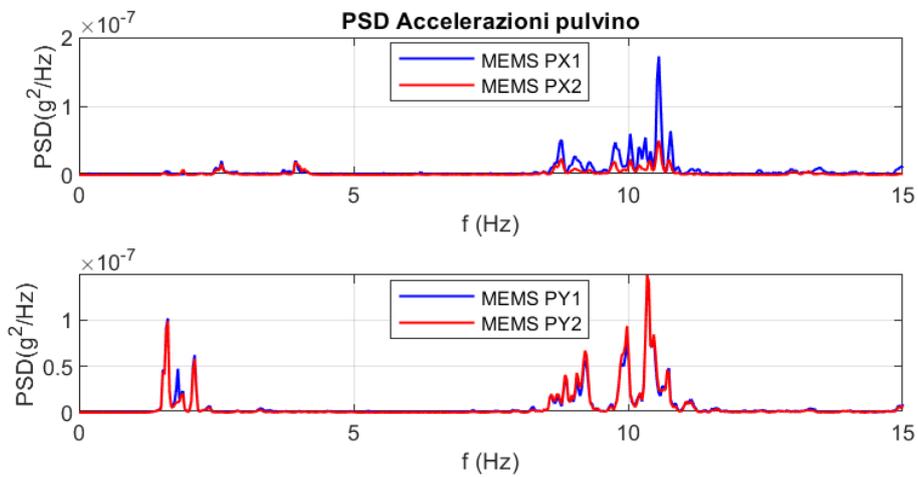


Figura 4.60: Viadotto San Paolo, PSD delle registrazioni dei MEMS in direzione x e y per la prova con passaggio del mezzo scarico a velocità di 50km/h.

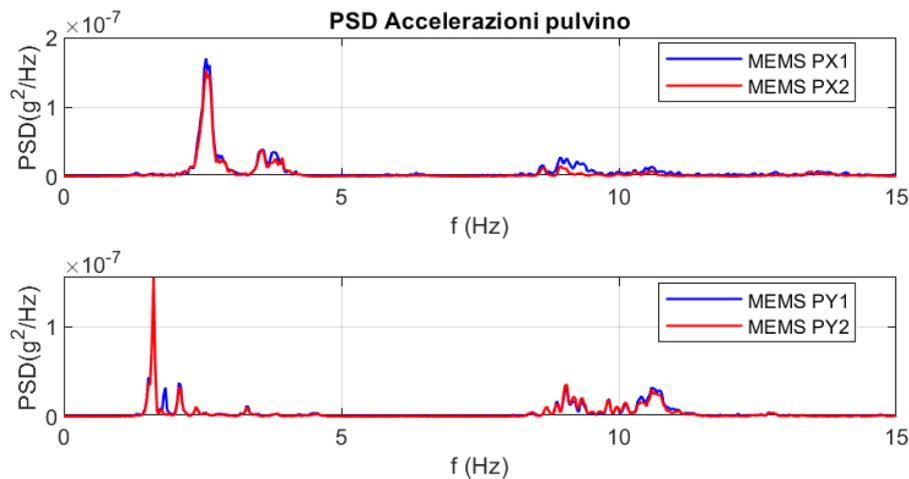


Figura 4.61: Viadotto San Paolo, PSD delle registrazioni dei MEMS in direzione x e y per la prova con frenata del mezzo scarico dalla velocità di 50km/h.

Dall'analisi dei grafici della Power Spectral Density è stato possibile individuare alcuni valori della frequenza ricorrenti, che sono stati poi riscontrati anche nei grafici della Cross Spectral Density, dai quali sono state desunte le informazioni sulla coerenza e la fase per la definizione delle forme modali della campata. A titolo di esempio, da [Figura 4.62](#) a [Figura 4.68](#) si riportano alcuni grafici della CSD, della fase e della coerenza per alcune coppie di sensori significativi. Si nota come, in prossimità dei picchi inferiori a 5 Hz si abbia sempre una coerenza molto alta.

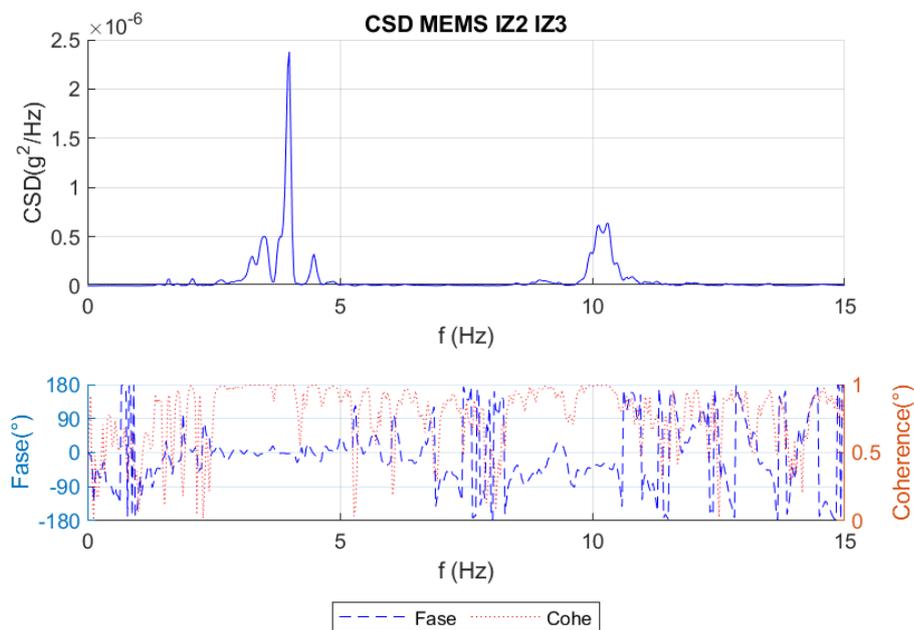


Figura 4.62: Viadotto San Paolo, Cross Spectral Density, fase e coerenza tra i sensori MEMS IZ2 e IZ3 per la prova di frenata con mezzo scarico dalla velocità di 75 km/h.

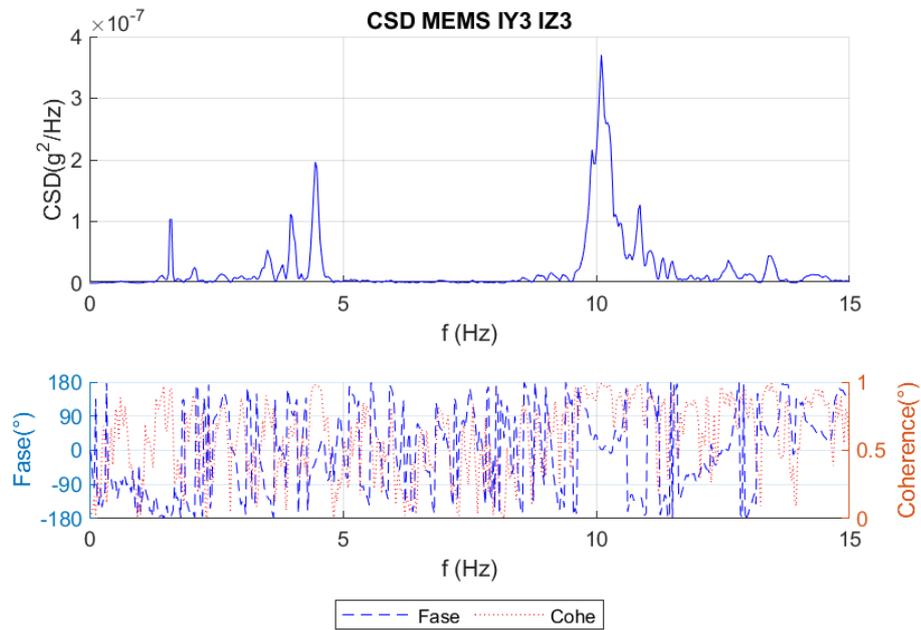


Figura 4.63: Viadotto San Paolo, Cross Spectral Density, fase e coerenza tra i sensori MEMS IY3 e IZ3 per la prova di frenata con mezzo scarico dalla velocità di 75 km/h.

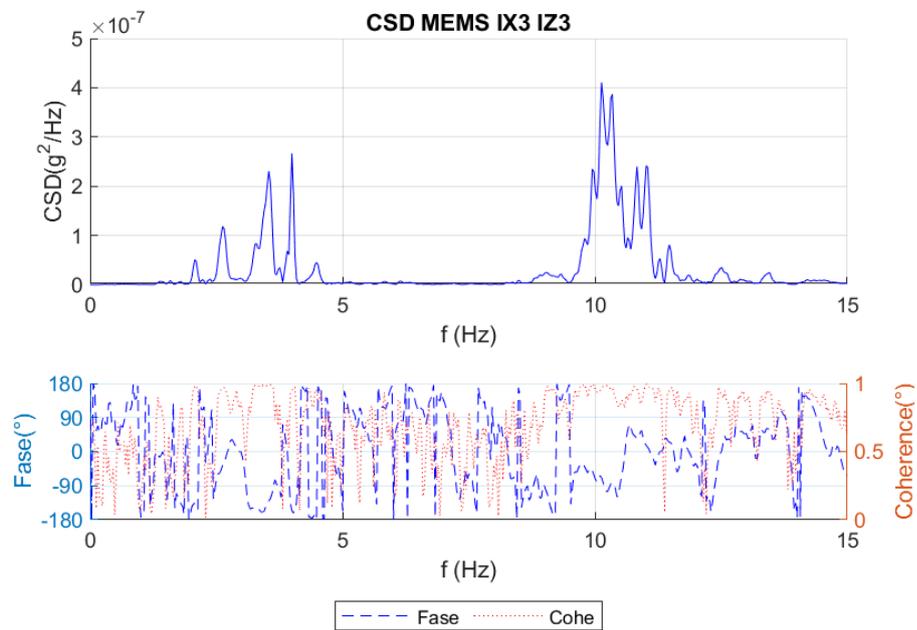


Figura 4.64: Viadotto San Paolo, Cross Spectral Density, fase e coerenza tra i sensori MEMS IX3 e IZ3 per la prova di frenata con mezzo scarico dalla velocità di 75 km/h.

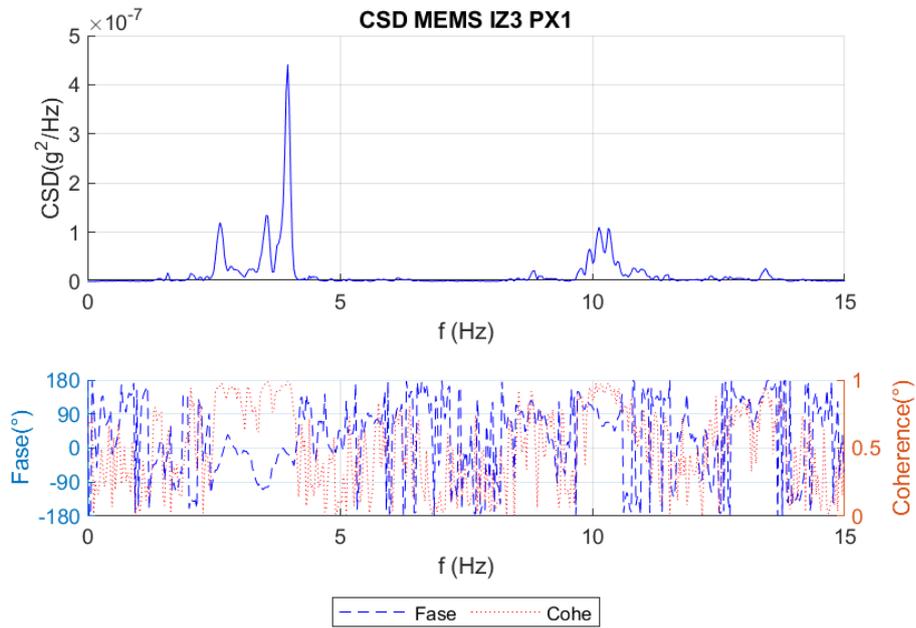


Figura 4.65: Viadotto San Paolo, Cross Spectral Density, fase e coerenza tra i sensori MEMS IZ3 e PX1 per la prova di frenata con mezzo scarico dalla velocità di 75 km/h.

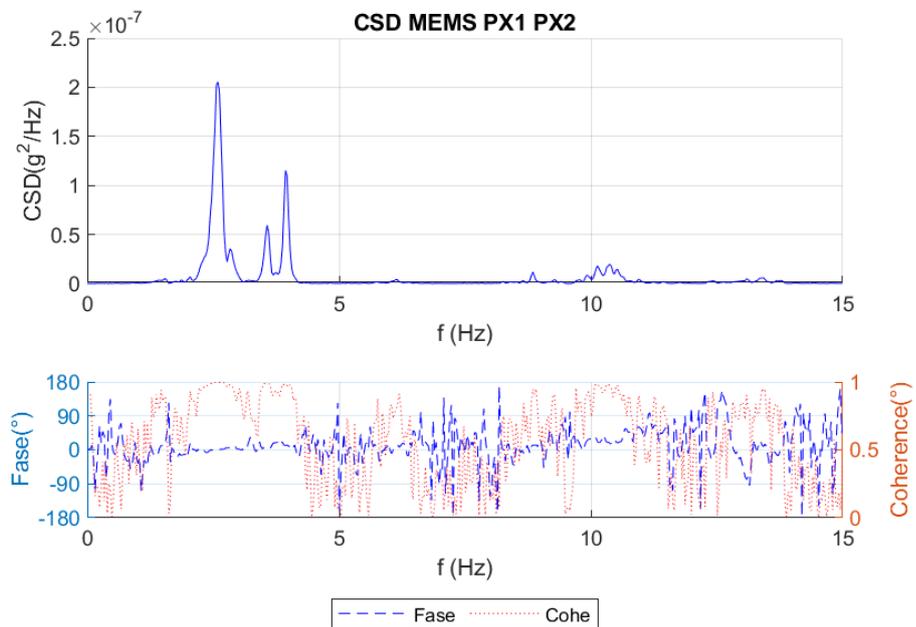


Figura 4.66: Viadotto San Paolo, Cross Spectral Density, fase e coerenza tra i sensori MEMS PX1 e PX2 per la prova di frenata con mezzo scarico dalla velocità di 75 km/h.

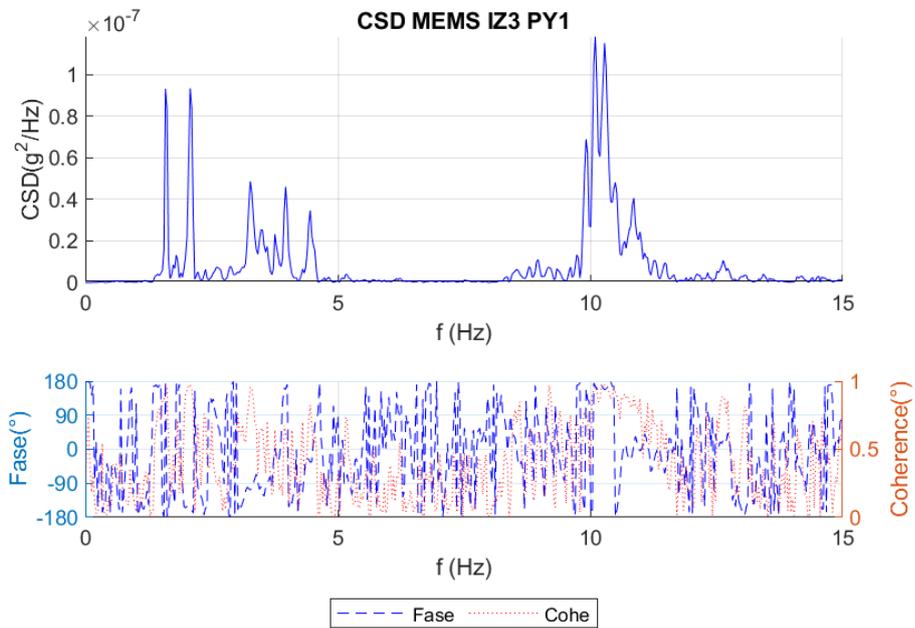


Figura 4.67: Viadotto San Paolo, Cross Spectral Density, fase e coerenza tra i sensori MEMS IZ3 e PY1 per la prova di frenata con mezzo scarico dalla velocità di 75 km/h.

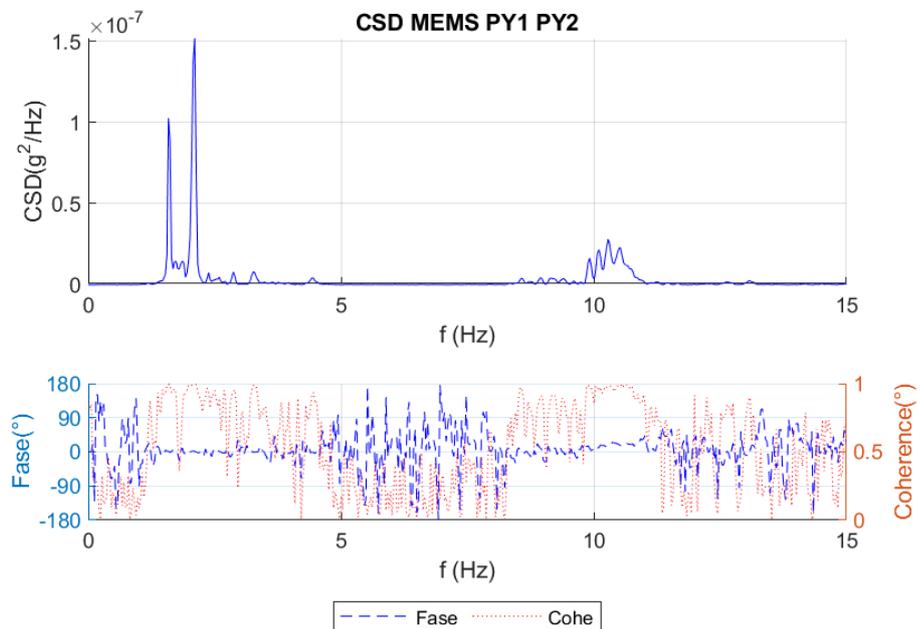


Figura 4.68: Viadotto San Paolo, Cross Spectral Density, fase e coerenza tra i sensori MEMS PY1 e PY2 per la prova di frenata con mezzo scarico dalla velocità di 75 km/h.

Come detto, i grafici delle PSD e delle CSD hanno permesso di individuare le principali frequenze di vibrazione della campata e alcune forme modali.

La prima forma modale (Figura 4.69) è associata alla frequenza di 1.62 Hz ed è relativa alla flessione in direzione trasversale della pila con conseguente traslazione e rotazione dell'impalcato. Da tale forma modale sembrerebbe che la pila 4 (non monitorata) si fletta in fase con la pila 5. La seconda forma modale (Figura 4.70), a 2.10 Hz, è anch'essa associata alla flessione trasversale della pila monitorata ma, dall'andamento degli spostamenti modali dell'impalcato, sembrerebbe che la pila 4 rimanga quasi ferma durante la vibrazione.

La terza forma modale a 2.62 Hz (Figura 4.71), è associata alla flessione in direzione longitudinale della pila e alla traslazione con leggera flessione dell'impalcato nella medesima direzione. La quarta forma modale a 3.54 Hz (Figura 4.72), è relativa alla flessione dell'impalcato associata allo spostamento in longitudinale nella stessa direzione della pila monitorata. Un'altra forma modale è stata associata alla frequenza di 4 Hz (Figura 4.73), anch'essa relativa ad una flessione dell'impalcato ma con uno spostamento della pila minore della forma precedente ed in direzione opposta. In molti grafici sono stati poi trovati dei picchi a 3.85 Hz (Figura 4.74), che hanno fornito una forma modale molto simile alla precedente ma con ampiezza della flessione di trave 4 maggiore rispetto quella di trave 3. Infine, l'ultima forma modale, relativa alla torsione dell'impalcato, è stata associata alla frequenza di 4.49 Hz (Figura 4.75).

L'analisi delle frequenze più elevate tra 10 e 13.5 Hz non ha portato alla definizione di forme modali, tuttavia si presume la presenza di modi di vibrazione di ordine superiore con flessione dell'impalcato.

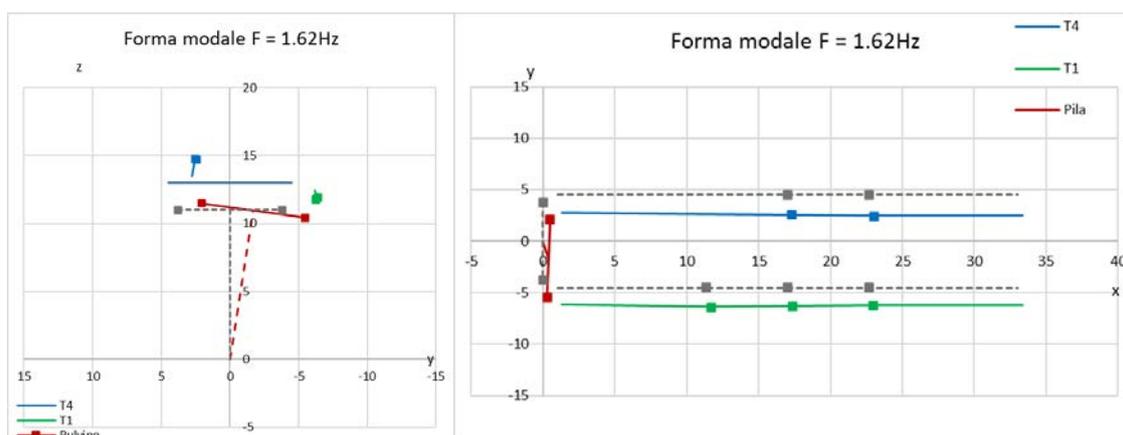


Figura 4.69: Viadotto San Paolo, forma modale a 1.62 Hz.

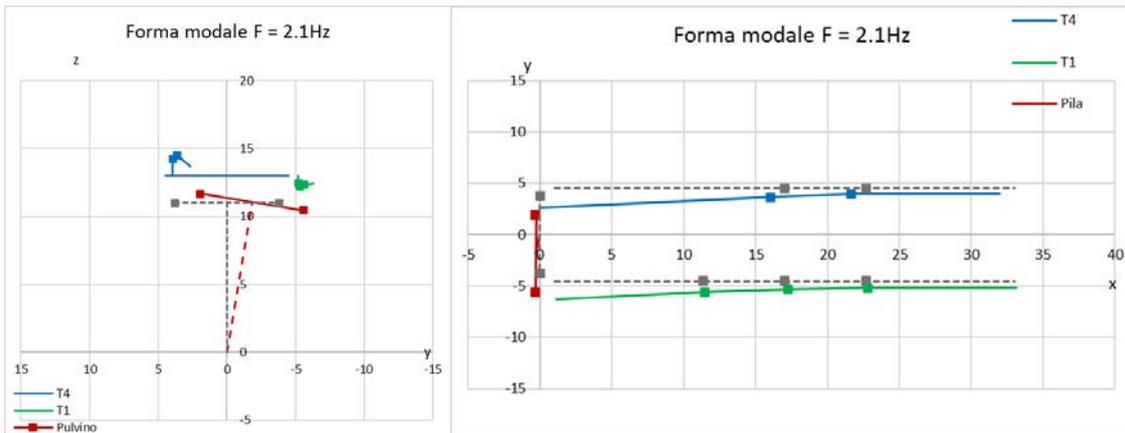


Figura 4.70: Viadotto San Paolo, forma modale a 2.1 Hz.

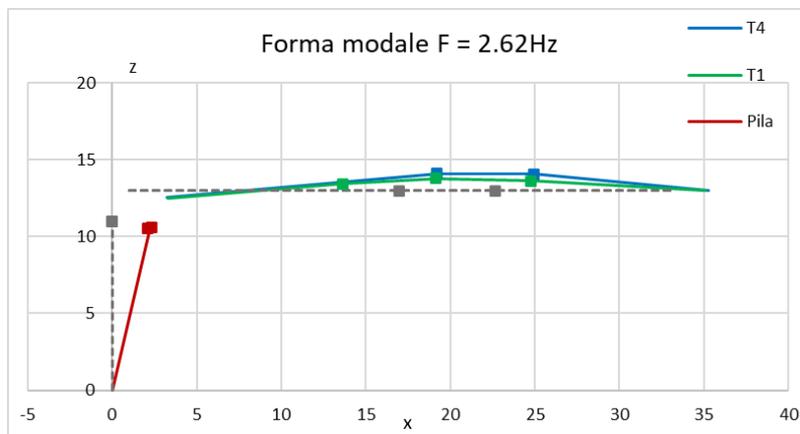


Figura 4.71: Viadotto San Paolo, forma modale a 2.62 Hz.

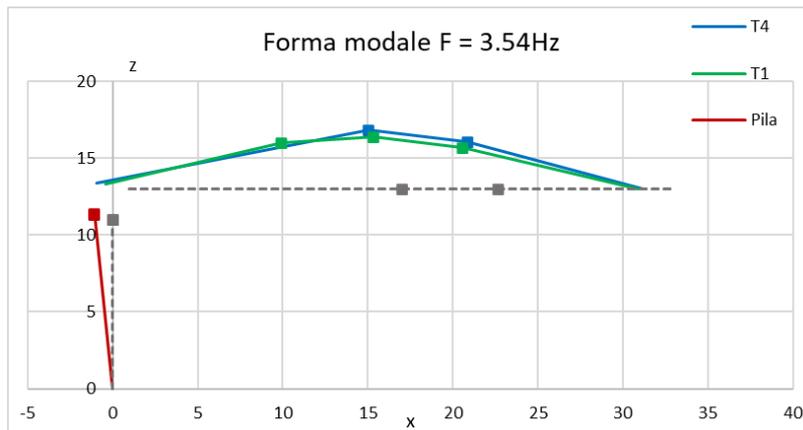


Figura 4.72: Viadotto San Paolo, forma modale a 3.54 Hz.

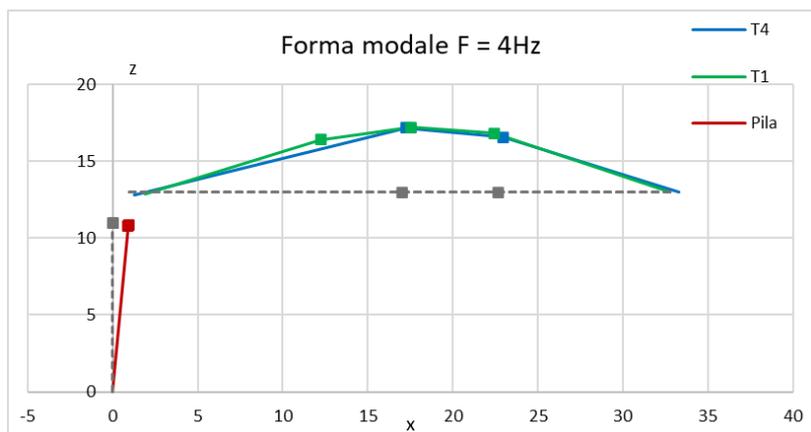


Figura 4.73: Viadotto San Paolo, forma modale a 4.00 Hz.

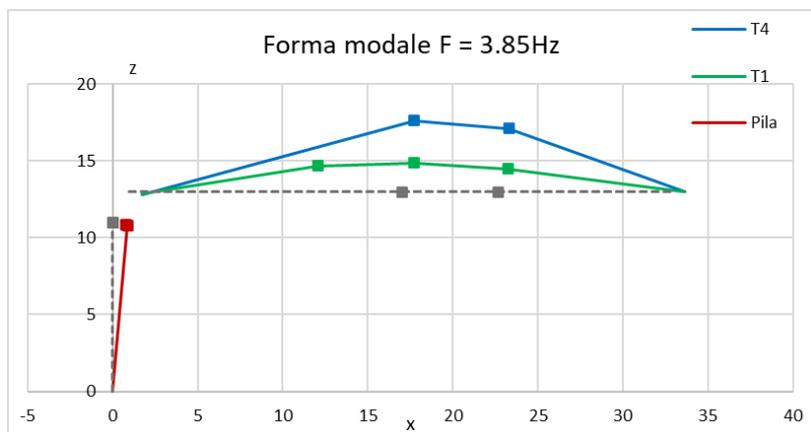


Figura 4.74: Viadotto San Paolo, forma modale a 3.85 Hz.

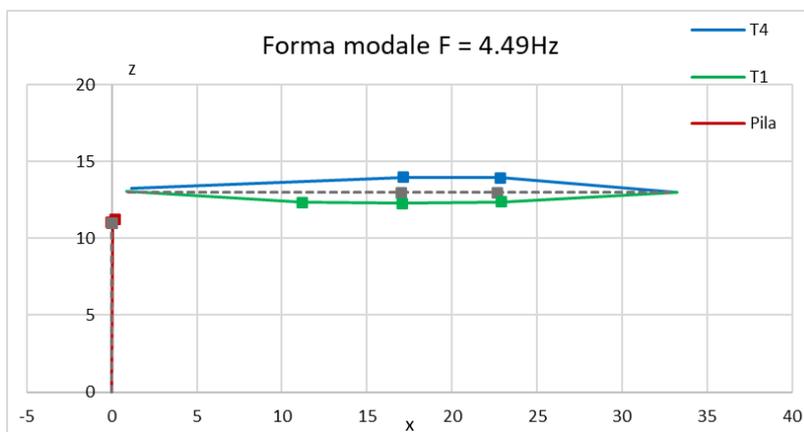


Figura 4.75: Viadotto San Paolo, forma modale a 4.49 Hz.

Le forme modali ottenute dalle prove di collaudo sono state confrontate con quelle ricavate da un modello numerico della struttura realizzato tramite l'ausilio del software SAP 2000. In particolare, è stato realizzato un modello numerico relativo alle prime 7 campate della struttura, in quanto gli ultimi tre impalcati sono collegati longitudinalmente alla spalla 2 e non contribuiscono in modo sostanziale alle forme di vibrazione della prima parte dell'opera.

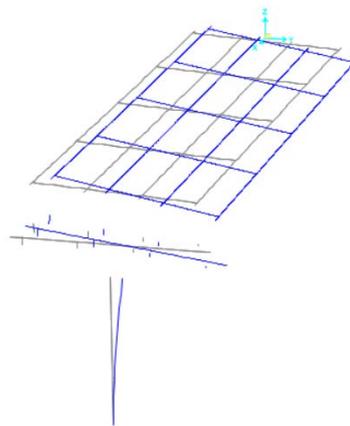
L'opera è stata modellata attraverso l'utilizzo di elementi beam e shell. In particolare, le pile sono state modellate utilizzando elementi beam verticali per i fusti ed elementi beam orizzontali in direzione trasversale per i pulvini. I baggioli sono stati anch'essi realizzati attraverso elementi beam e vincolati al pulvino tramite bracci rigidi. Le travi ed i traversi sono stati modellati attraverso elementi beam discretizzati in conci rispettivamente di 50 cm e 40.5 cm per l'impalcato in c.a.p. e circa 43 cm per l'impalcato misto acciaio-cls. Le solette sono state invece realizzate attraverso elementi shell thick, che tengono in considerazione la deformazione a taglio di tali elementi, disposti in modo tale da seguire la maglia formata dalla discretizzazione di travi e traversi. Al fine di ridurre il numero di gradi di libertà, travi e traversi sono stati inseriti nel modello numerico nel piano medio della soletta, applicando poi un offset per posizionare correttamente tali elementi in direzione verticale.

Relativamente alle campate in c.a.p., le travi interne sono state vincolate ai rispettivi baggioli attraverso link rigidi in direzione verticale e trasversale rispetto l'asse delle travi, lasciando libero lo spostamento in direzione parallela alle travi e le rotazioni relative. Le travi esterne sono state vincolate attraverso elementi rigidi solamente in direzione verticale, in accordo con lo schema di vincolo raffigurato in [Figura 4.33](#). Solamente le travi della prima campata, lato spalla 1, sono state vincolate a punti fissi esterni bloccando anche lo spostamento in direzione parallela a tali elementi. Le travi della campata in acciaio sono state, invece, vincolate alle pile attraverso elementi che bloccano lo spostamento verticale, a meno delle travi centrali, in cui sono stati bloccati anche gli spostamenti paralleli e perpendicolari alla linea d'asse della trave al fine di rappresentare il grado di vincolo fornito dagli smorzatori durante il normale esercizio della struttura. Infine, le solette adiacenti degli impalcato in c.a.p. sono state vincolate tra loro attraverso dei vincoli che impediscono lo spostamento reciproco nella direzione congiungente i punti estremali di tali elementi.

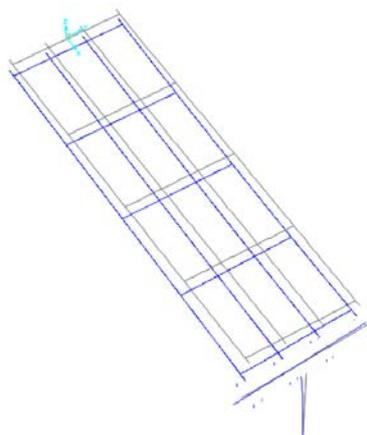
Tutti gli elementi in c.a. e acciaio sono stati modellati utilizzando le caratteristiche dei materiali ricavate dagli elaborati progettuali e già descritti in precedenza. Inoltre, sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali il peso dei cordoli in c.a., dell'asfalto e delle barriere di sicurezza.

L'analisi modale condotta sul modello ad elementi finiti ha mostrato la presenza di alcune forme modali della campata monitorata simili a quelle determinate sperimentalmente. In particolare, sono state individuate due forme modali relative alla flessione in direzione trasversale di pila 5 con traslazione e rotazione rigida dell'impalcato a 1.43 Hz e 2.14 Hz ([Figura 4.76](#) e [Figura 4.77](#)) corrispondenti alle forme modali determinate sperimentalmente rispettivamente a 1.62 Hz e 2.10 Hz. A 3.72 Hz e 3.74 Hz sono state riconosciute le due forme modali relative alla flessione in direzione longitudinale di pila 5 e flessione dell'impalcato ([Figura 4.78](#) e [Figura 4.79](#)), corrispondenti alle forme modali determinate sperimentalmente a frequenza rispettivamente di 3.54 Hz e 4.00 Hz. Infine, si è individuata una forma modale a 4.28 Hz relativa alla torsione dell'impalcato ([Figura 4.80](#)), simile a quella determinata sperimentalmente a 4.49 Hz.

Nonostante dal modello ad elementi finiti sia stato possibile riconoscere alcune forme modali simili a quelle ricavate dalle prove condotte in situ, non sempre la corrispondenza tra le due risulta ottimale in termini di ampiezze di spostamento. Inoltre, alcune frequenze di vibrazione individuate sperimentalmente non sono state riscontrate nel modello ad elementi finiti. La discrepanza tra il comportamento della struttura reale e del modello sono imputabili essenzialmente ad una scarsa conoscenza di alcune informazioni relative alla geometria dell'opera e ai vincoli presenti. In particolare, non è nota con precisione l'altezza delle pile, la loro corretta posizione in pianta ed il loro orientamento. Con riferimento ai vincoli, non è noto il reale orientamento dei dispositivi posti tra baggioli e travi e non si dispone di informazioni sul numero, sulla posizione e sulla direzione dei vincoli presenti tra le solette. Il confronto tra struttura reale e modello numerico può essere effettuato quindi solo a livello qualitativo.



*Figura 4.76: Viadotto San Paolo, forma modale del modello ad elementi finiti a 1.43 Hz.*



*Figura 4.77: Viadotto San Paolo, forma modale del modello ad elementi finiti a 2.14 Hz.*

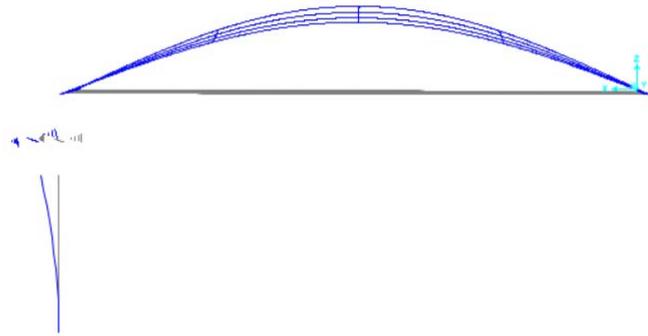


Figura 4.78: Viadotto San Paolo, forma modale del modello ad elementi finiti a 3.72 Hz.

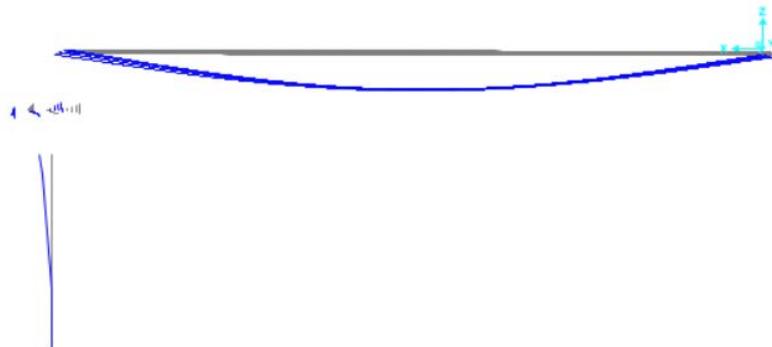


Figura 4.79: Viadotto San Paolo, forma modale del modello ad elementi finiti a 3.74 Hz.

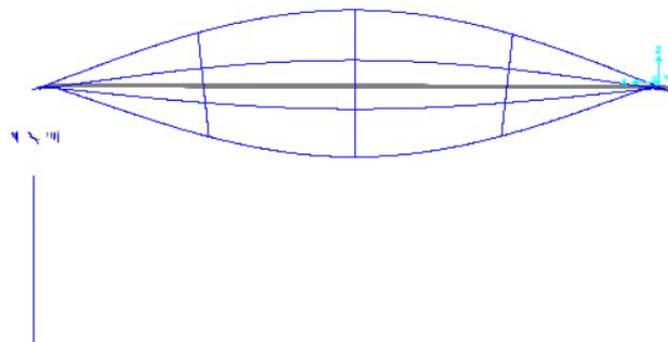


Figura 4.80: Viadotto San Paolo, forma modale del modello ad elementi finiti a 4.28 Hz.

#### 4.3.3.3. Conclusioni

Le analisi effettuate sulle registrazioni delle prove sperimentali eseguite hanno consentito di effettuare alcune considerazioni sul sistema di monitoraggio implementato.

Con riferimento agli estensimetri in fibra ottica, i sensori implementati hanno mostrato un buon comportamento nel cogliere la componente statica della deformazione al passaggio dei carichi. Anche la curvatura ricavata per le diverse sezioni monitorate ha mostrato un buon accordo con i risultati teorici. Tuttavia, tali sensori forniscono un'informazione puntuale. Al fine quindi di poter ottenere delle informazioni che possano fornire informazioni più dettagliate, sia sugli spostamenti della struttura che per il rilevamento del danno, sarebbe necessario installare un numero maggiore di

sensori con passo non troppo elevato. Tale soluzione può essere implementata senza troppi sforzi in quanto su una stessa catena si possono posizionare più sensori a fibra ottica in serie, consentendo quindi di ridurre il numero di connessioni cablate che si avrebbe con estensimetri di altra tipologia.

Relativamente agli inclinometri, i sensori utilizzati hanno mostrato un buon comportamento nel cogliere la componente statica della rotazione della trave solo per velocità non troppo elevate. Tali sensori non possono quindi essere utilizzati per il monitoraggio di tale grandezza, in quanto si perderebbero del tutto i dati relativi al passaggio di veicoli a velocità elevate. Al contrario, l'analisi nel dominio delle frequenze dei segnali registrati ha consentito di ricavare delle frequenze di vibrazione che trovano buon accordo con quelle ricavate dagli accelerometri. In particolare, il sensore INCL D2 ha consentito di individuare le frequenze associate alle forme modali presenti a 1.62 Hz e 2.08 Hz, mentre il sensore INCL D1 ha consentito di individuare picchi di frequenza a 1.62 Hz, 2.62 Hz e 3.85 Hz. Tuttavia, tale sensore non ha rilevato il contenuto in frequenza presente a 3.54 Hz e 4.00 Hz.

Con riferimento agli accelerometri, i sensori in fibra ottica hanno mostrato un buon accordo con le registrazioni effettuate dai sensori MEMS: entrambi hanno consentito di individuare le frequenze principali di vibrazione della struttura. Tuttavia, gli strumenti in fibra ottica erano in numero insufficiente per definire in maniera compiuta le forme modali della campata, nonostante si potessero ricavare comunque alcune informazioni dai Cross Spettri dei sensori disponibili. Al fine di poter definire in modo più preciso le forme modali sarebbe necessario implementare almeno un sensore in direzione longitudinale su una delle due travi di bordo e due sensori trasversali posti ognuno su una trave esterna rispettivamente a  $L/3$  e  $2/3L$ . Con riferimento al rilevamento del danneggiamento, tali sensori, posti anche solamente in direzione verticale sull'impalcato, possono costituire un buono strumento di monitoraggio. Tuttavia, alla luce delle analisi condotte nel capitolo precedente, l'utilizzo di soli due strumenti sulla trave T1 e di uno strumento sulla trave T4 rende molto difficile la localizzazione di un possibile danno o degrado della struttura. Sarebbe quindi necessario incrementare il numero di sensori su entrambe le travi e, possibilmente, anche sulle travi interne.

## Bibliografia

- Anas S.p.a. (s.d.). *DATI DI TRAFFICO MEDIO GIORNALIERO ANNUALE*. Tratto il giorno Maggio 2022 da Anas Gruppo Ferrovie dello Stato: <https://www.stradeanas.it/it/le-strade/osservatorio-del-traffico/dati-traffico-medio-giornaliero-annuale>
- Bongiovanni, G., Cellilli, A., Clemente, P., Giovinazzi, S., & Ormando, C. (2021). Seismic response of a r.c. viaduct during different earthquakes. *Proc. 10th Int. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*. Porto, 30 June - 2 Luglio 2021: Cunha A., Caetano E.
- Buffarini, G., Clemente, P., Giovinazzi, S., Ormando, C., & Scafati, F. (2022). Structural assessment of the pedestrian bridge accessing Civita di Bagnoregio, Italy. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-022-00628-7>
- Dipartimento della Protezione Civile. (s.d.). *Osservatorio Sismico delle Strutture*. Tratto il giorno Ottobre 2022 da Dipartimento della Protezione Civile: <https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/osservatorio-sismico-delle-strutture>
- Ferguson, A., Hester, D., & Woods, R. (2022). A direct method to detect and localise damage using longitudinal. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 12, 141-162. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-021-00533-5>
- Focardi, P., Margottini, C., Ogliotti, C., Sciotti, M., & Serafini, S. (1998). Civita di Bagnoregio: the dying town. *Proc. of the X ECSMEF*. Florence: AGI, Roma.
- ISPRA. (s.d.). *La piattaforma italiana sul dissesto idrogeologico*. Tratto il giorno ottobre 2022 da Idrogeo: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/>
- MIMS, D.M. 204/2022. (2022). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (s.d.). *Corridoi europei TEN-T*. Tratto da Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: <https://www.mit.gov.it/connettere-italia/corridoi-europei-ten-t>
- MIT, D.M. 17/01/2018 n. 8. (2018). *NTC-2018 Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*. Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, no. 42, serie generale, 20 Febraio 2018.
- Mori, F., Mendicelli, A., Moscatelli, M., Romagnoli, G., Peronace, E., & Naso, G. (2020, Settembre 20). A new Vs30 map for Italy based on the seismic microzonation dataset. *Engineering Geology*, 275. doi:<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105745>

SGM Engineering. (1997). Indagini sperimentali sul viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio. *Report alla città di Bagnoregio*.

## 5. Adeguamento di ponti esistenti mediante isolamento sismico: test sperimentali su tavola vibrante

Come visto nel primo capitolo, molti dei ponti esistenti costruiti prima del 2008 sono stati progettati senza tener conto degli effetti del sisma o comunque considerando azioni molto ridotte rispetto a quelle utilizzate oggi per la costruzione di nuove opere. Il tema dell'adeguamento sismico di tali strutture risulta quindi essere di fondamentale importanza.

L'adeguamento sismico può essere realizzato in vari modi: operando sugli elementi strutturali al fine di incrementarne la capacità e/o la duttilità oppure eseguendo interventi volti alla mitigazione dell'azione sismica. Tra questi ultimi l'isolamento sismico risulta essere una delle tecniche più efficaci e semplici da realizzare.

Nel presente capitolo, dopo una breve introduzione sul tema, si descrivono i risultati di una sperimentazione eseguita su tavola vibrante sulla riproduzione in scala di una campata di un ponte (prototipo) al fine di testare l'introduzione di un sistema di isolamento sismico per l'adeguamento dei ponti a travata semplicemente appoggiata. In particolare, sono state considerate due diverse tipologie di sistemi di isolamento, uno composto da isolatori elastomerici armati e slitte, l'altro da isolatori a pendolo.

### 5.1. L'isolamento sismico nei ponti esistenti

Come è noto, l'isolamento sismico ha la funzione di incrementare il periodo fondamentale di vibrazione di una struttura in modo tale che le accelerazioni sismiche siano sensibilmente ridotte. Allo stesso tempo gli spostamenti aumentano in modo significativo; tuttavia essi impegnano essenzialmente i dispositivi, che risultano soggetti ad ampi spostamenti relativi, mentre la parte sovrastante della struttura si comporta quasi come un corpo rigido. In tal modo è possibile raggiungere un grado di sicurezza non perseguibile con le tecniche tradizionali. Una struttura sismicamente isolata, ben progettata e realizzata, non subirà danni nemmeno in occasione dell'evento sismico di progetto.

Negli edifici l'isolamento sismico è quasi sempre realizzato alla base o al di sopra di una porzione limitata della struttura che comprende la fondazione e che, in genere, può essere considerata infinitamente rigida. In tal modo si protegge soprattutto la sovrastruttura dalle azioni sismiche orizzontali, ma notevoli vantaggi si risentono anche in fondazione. Per i ponti, invece, gli isolatori vengono inseriti come gli usuali apparecchi di appoggio, ovvero tra le strutture verticali e l'impalcato, consentendo di ridurre le azioni che l'impalcato stesso trasmette alle pile e alle spalle e, quindi, alle relative fondazioni. Tuttavia, le strutture verticali, in generale, non possono essere considerate infinitamente rigide. Nei ponti a travata continua, la scelta e la distribuzione dei dispositivi deve favorire l'ottimizzazione della distribuzione delle forze sismiche orizzontali dall'impalcato alle diverse strutture di supporto.

Nonostante questa sostanziale differenza, che comporta diverse considerazioni, i principi dell'isolamento sismico sono di validità generale. Le strategie d'isolamento per ottenere la riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali del ponte, sono quelle di incrementare il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta, o quella di limitare la massima forza orizzontale trasmessa. In entrambe le strategie le prestazioni dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

È interessante ricordare che la prima applicazione di isolamento sismico in Italia fu su un viadotto: il Viadotto Somplago dell'autostrada Udine-Tarvisio (Figura 5.1), costruito nel 1976 con dispositivi a scorrimento sulle pile e dispositivi in gomma tra l'impalcato e le spalle. Grazie a tale sistema di isolamento sismico, l'opera superò senza danni le due scosse dell'11 settembre (magnitudo  $M = 5.3$  e  $5.6$ , rispettivamente) e le due scosse del 15 settembre 1976 ( $M = 5.9$  e  $6.0$ , rispettivamente), che colpirono il Friuli con epicentri a pochi chilometri dal viadotto stesso. Al contrario, molte strutture prive di sistemi di isolamento presenti nella zona furono seriamente danneggiate. L'eccellente comportamento del Viadotto Somplago favorì un rapido incremento del numero di applicazioni di sistemi innovativi di protezione sismica su ponti e viadotti di nuova costruzione in Italia, che assunse un ruolo di leadership nel mondo con oltre 150 applicazioni già all'inizio degli anni '90 (Clemente P. , 2017).

Oltre che per la costruzione di nuovi ponti, l'isolamento sismico è particolarmente idoneo anche per l'adeguamento dei ponti esistenti, laddove è richiesta spesso la sola sostituzione degli appoggi esistenti con isolatori sismici. Ad oggi, in Italia, si contrano più di 200 ponti e viadotti isolati (Clemente P. , 2023).



*Figura 5.1: Il viadotto Somplago sulla Udine-Tarvisio (per gentile concessione di FIP mec).*

Di seguito si riassumono brevemente i principi di applicazione dell'isolamento sismico nei ponti ed i dispositivi di isolamento maggiormente utilizzati. Infine, vengono descritti alcuni interventi di adeguamento eseguiti su ponti esistenti.

#### 5.1.1. Specificità dell'isolamento sismico nei ponti

Un sistema di isolamento sismico consiste in un insieme di dispositivi d'isolamento posto tra la sottostruttura, che rimane ancorata al terreno e comprende fondazioni, pile

e spalle, e la sovrastruttura, normalmente costituita dall'impalcato, che rimane sismicamente isolata. L'insieme dei dispositivi costituisce l'interfaccia d'isolamento. Il sistema d'isolamento comprende gli elementi di connessione e gli eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche, come il vento. Al contrario di quanto avviene normalmente negli edifici, la deformabilità orizzontale della sottostruttura è in genere non trascurabile.

Come per gli edifici, anche per i ponti la sovrastruttura e la sottostruttura devono mantenersi in campo sostanzialmente elastico anche per le azioni di verifica dello SLU. Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento per il ruolo critico che svolge.

Tra le indicazioni progettuali specifiche per i ponti con isolamento sismico, vanno evidenziate le seguenti:

- Gli effetti dell'eccentricità accidentale delle masse possono essere trascurati;
- I giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura devono essere dimensionati in modo tale da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate.

Inoltre, la variabilità spaziale del moto del terreno dovrà essere messa in conto secondo quanto specificato per ponti non isolati.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche del sistema di isolamento e la modellazione di sottostruttura e sovrastruttura vale quanto prescritto per gli edifici. L'analisi statica lineare è ammessa se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- a) Il sistema di isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con le norme;
- b) Il periodo equivalente  $T_{is}$  della costruzione isolata deve avere un valore compreso tra  $3T_{bf}$  e 3.0 s (con  $T_{bf}$  periodo della sovrastruttura assunta a base fissa);
- c)  $K_v \geq 800 K_{esi}$ , con  $K_v$  e  $K_{esi}$  rispettivamente rigidezza verticale e rigidezza equivalente del sistema di isolamento;
- d) Il periodo in direzione verticale  $T_v = 2 \sqrt{M/K_v} < 0.1$  s;
- e) Nessun isolatore deve essere soggetto a sforzi di trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;
- f) Il sistema resistente all'azione sismica deve possedere una configurazione strutturale regolare in pianta.

Ai precedenti requisiti si aggiungono, per i ponti, i seguenti:

- Lo schema statico è ad impalcati semplicemente appoggiati, oppure lo schema statico è a impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da: sostanziale rettilineità dell'impalcato, luci uguali, rapporto massimo tra le

rigidezze delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150 m;

- La massa della metà superiore delle pile è inferiore a 1/5 della massa dell'impalcato;
- Le pile hanno altezza inferiore a 20 m;
- In direzione trasversale la distanza tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e il centro di massa dell'impalcato non è superiore al 5% della dimensione trasversale della sovrastruttura.

In alternativa possono essere utilizzate l'analisi dinamica, lineare o non lineare, quest'ultima da preferire e resa obbligatoria se il comportamento dei dispositivi non può essere modellato con caratteristiche equivalenti; l'analisi statica non lineare non può essere invece utilizzata.

Per i ponti è necessario condurre, risultando spesso determinante, la verifica allo SLC dei dispositivi di isolamento e/o dissipazione di energia sottoposti alle combinazioni inerenti le azioni variabili orizzontali (come il vento).

Nel caso di analisi lineare, la domanda sugli elementi strutturali e sul terreno deve essere valutata considerando un fattore di comportamento  $q$  pari ad 1, con le note regole di combinazione. Particolare attenzione deve essere posta per evitare il martellamento tra diverse parti tra loro contigue.

Per quanto riguarda gli aspetti costruttivi, di manutenzione e sostituibilità, e la fase di collaudo non vengono introdotte prescrizioni aggiuntive rispetto agli edifici.

### 5.1.2. Dispositivi di isolamento

I dispositivi di isolamento si distinguono in isolatori propriamente detti e dispositivi ausiliari. Gli isolatori hanno innanzitutto la funzione di appoggio, che si esplica nel sopportare i carichi verticali in condizioni di esercizio e in condizioni sismiche. Inoltre, devono avere:

- Una bassa rigidezza orizzontale, che permetta agli apparecchi di subire spostamenti relativi tra le due facce, superiore e inferiore, di una determinata entità, in caso di eventi sismici,
- Un'adeguata rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali di piccola entità (vento, traffico, ...),
- Una buona capacità dissipativa, di ricentraggio e di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio non sismici.

I dispositivi ausiliari, invece, possono avere la funzione di dissipazione di energia, la funzione di ricentraggio del sistema e la funzione di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Tra gli isolatori la normativa italiana contempla gli isolatori elastomerici armati (RB), gli isolatori a scorrimento (SD) e i dispositivi a scorrimento con superficie curva (CSS). Ne segue che un sistema di isolamento può essere costituito da:

- Isolatori elastomerici, eventualmente con isolatori a scorrimento a superfici piane, opportunamente disposti al fine di ottenere un comportamento dinamico regolare, e dissipatori per incrementare lo smorzamento;
- Isolatori a scorrimento a superfici piane con opportuni dissipatori per le funzioni di smorzamento e ricentraggio;
- Isolatori a scorrimento a superficie curva, eventualmente con dissipatori per incrementare lo smorzamento.

Gli isolatori elastomerici armati (Figura 5.2) hanno in genere forma circolare, sono realizzati alternando strati di gomma, naturale o artificiale (di diametro  $D_e$  e spessore  $t_i = 4\div 10$  mm) e piastre di acciaio (di diametro  $D$ , area  $A$  e spessore  $t_s = 2\div 4$  mm), solidarizzati tramite un processo di vulcanizzazione. Sono caratterizzati da bassa rigidezza orizzontale ed elevata rigidezza verticale per assicurare il giusto supporto nei confronti del carico gravitazionale. L'armatura conferisce all'appoggio una maggiore rigidezza verticale ed esercita un effetto di confinamento, evitando il rigonfiamento laterale dell'elastomero. I diversi tipi di mescola sono caratterizzati dal modulo di taglio dinamico  $G_{din}$  (che può assumere valori tra 0.4 e 1.4 MPa) e dal fattore di smorzamento  $\xi$ , che può essere incrementato mediante inserti in piombo o materiali polimerici.

Gli isolatori elastomerici vengono caratterizzati mediante delle curve forza spostamento dalle quali si deducono rigidezza orizzontale  $K_e = G_{din} A/t_e$  e smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ .



Figura 5.2: *Isolatore elastomerico armato.*

In presenza di una sollecitazione di taglio (che determina uno spostamento orizzontale relativo  $d$ ), un'azione di compressione  $V$  e una flessione (con rotazione relativa  $\alpha$  tra le due facce dell'isolatore), si verificano le rispettive deformazioni angolari (Figura 5.3):

$$\gamma_s = \frac{d}{t_e} \quad (65)$$

$$\gamma_c = \frac{1.5 V}{s_1 G_{din} A_r} \quad (66)$$

$$\gamma_{\alpha} = \frac{3 \alpha D^2}{8 t_i t_e} \quad (67)$$

Con  $t_e$  spessore totale della gomma,  $S_1 = D/4t_i$  per dispositivi cilindrici senza nucleo centrale,  $S_2 = D/t_e$  e  $A_r$  area ridotta in presenza dello spostamento  $d$ .

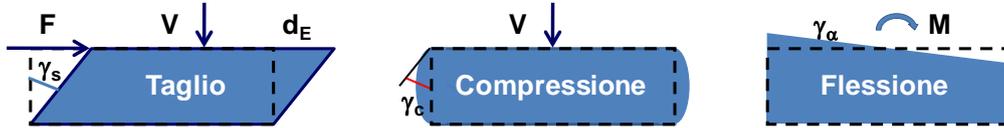


Figura 5.3: Sollecitazioni e deformazioni degli strati di gomma.

Per la verifica deve risultare, secondo le NTC 18 (MIT, D.M. 17/01/2018 n. 8, 2018):

$$\gamma_s \leq \frac{\gamma^*}{1.5} \leq 2 \quad (68)$$

$$\gamma_t = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_{\alpha} \leq 5 \quad (69)$$

Con  $\gamma^*$  valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione, avvenute senza segni di rottura e relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio. In letteratura è possibile trovare delle procedure di ottimizzazione per il progetto di tali dispositivi (Tripepi & Clemente, 2021).

Gli isolatori a scorrimento a superfici piane (Figura 5.4) sono costituiti da due superfici circolari di differente diametro, in genere un disco di acciaio inossidabile che scorre su uno di teflon (PTFE), con attrito reso minimo mediante lubrificazione. Questi tipi di dispositivi mancano di capacità ricentrante, permanendo un elevato spostamento residuo a seguito di un evento sismico; pertanto devono essere utilizzati in abbinamento con appositi dispositivi atti a svolgere la funzione di ricentraggio o a isolatori elastomerici.



Figura 5.4: Isolatore a scorrimento con superficie piana.

Gli isolatori con superfici di scorrimento curve (CSS - Figura 5.5) incorporano, senza l'ausilio di altri elementi, sia la funzione ricentrante, grazie alla superficie curva che consente di far tornare in posizione il dispositivo quando cessa l'azione orizzontale esterna, sia la funzione dissipativa, legata all'attrito tra le superfici a contatto. Offrono i vantaggi, almeno in linea teorica, di garantire un periodo di oscillazione indipendente

dalla massa, per cui possono essere progettati anche senza conoscere la sovrastruttura, e di evitare torsioni, caratteristica molto importante per edifici irregolari.



Figura 5.5: Isolatore a scorrimento con superficie curva.

Con riferimento a un isolatore a scorrimento con singola superficie curva, il comportamento è caratterizzato da tre fasi, cui corrispondono tre valori diversi dell'attrito (Figura 5.6):

- $\mu_{st}$  è l'attrito di primo distacco, relativo all'avvio del moto (fase 1);
- $\mu$  è l'attrito dinamico che si manifesta durante lo scorrimento con velocità pari o simile a quella di progetto (fase 2);
- $\mu_{st1}$  è il coefficiente di attrito corrispondente al cambio di segno della velocità (fase 3).

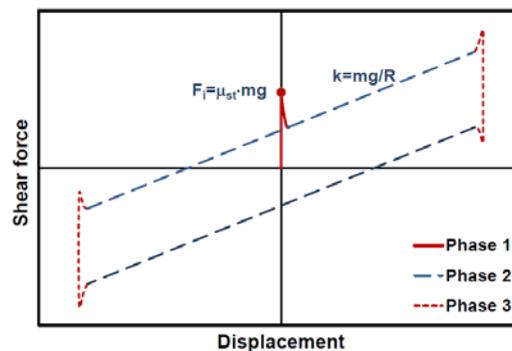


Figura 5.6: Legge costitutiva dell'isolatore a scorrimento con singola superficie curva.

Molti modelli costitutivi sono stati proposti per l'analisi non lineare di strutture con CSS, che tengono conto della variabilità del coefficiente di attrito sia con il carico verticale che con la velocità di scorrimento, nonché delle rapide variazioni che avvengono all'avvio del moto e al cambio di segno della velocità.

(Lomiento, Bonessio, & Benzioni, 2013) hanno proposto un modello per il coefficiente di attrito dinamico  $\mu$  definito come il prodotto di tre funzioni:

$$\mu(N, c, v) = f_N(N) f_c(c) f_v(v) \quad (70)$$

Dove  $N$  è il carico verticale agente sul dispositivo,  $c$  è una variabile che tiene conto degli effetti ciclici e  $v$  è la velocità di scorrimento.

Successivamente, in (Gandelli, et al., 2019) è stata proposta una nuova formulazione in cui il coefficiente di attrito risulta il prodotto di due funzioni:

$$\mu(N, c, v) = f_{Nv}(N, v) f_c(c) \quad (71)$$

Dove  $f_{Nv}(N, v)$  dipende dal carico agente sul dispositivo e dalla velocità di scorrimento secondo la formula:

$$f_{Nv}(N, v) = \mu_{HV}(N) - [\mu_{HV}(N) - \mu_{LV}(N)]e^{-\alpha_{dyn}|v|} + [\mu_{st}(N) - \mu_{LV}(N)]e^{-\alpha_{st}|v|} \quad (72)$$

In cui  $\alpha_{dyn}$  rappresenta il tasso di variazione del coefficiente di attrito con la velocità di scorrimento,  $\alpha_{st}$  regola il coefficiente di attrito all'avvio del moto e  $\mu_{HV}(N)$ ,  $\mu_{LV}(N)$  e  $\mu_{st}(N)$  sono rispettivamente il coefficiente di attrito ad alta velocità, a bassa velocità e statico definiti dalle seguenti espressioni:

$$\mu_{HV}(N) = A_{HV} N^{n_{HV}-1} \quad (73)$$

$$\mu_{LV}(N) = A_{LV} N^{n_{LV}-1} \quad (74)$$

$$\mu_{st}(N) = A_{st} N^{n_{st}-1} \quad (75)$$

In cui  $A_{HV}$ ,  $A_{LV}$ ,  $A_{st}$ ,  $n_{HV} < 1$ ,  $n_{LV} < 1$  e  $n_{st} < 1$  sono determinati sulla base di prove sperimentali effettuate sui dispositivi.

La funzione  $f_c(c)$  tiene invece conto del calore generato durante la fase di scorrimento a causa dell'energia dissipata tramite la variabile di degrado  $c$  secondo la formula:

$$f_c(c) = e^{-(c/c_{ref})^\gamma} \quad (76)$$

In cui  $c_{ref}$  rappresenta il tasso di degrado del coefficiente di attrito e  $\gamma$  è un parametro che controlla la forma della funzione. La variabile di degrado  $c$  è legata alla potenza dissipata sulla superficie di scorrimento e alla distanza percorsa dallo slider.

In [Figura 5.7 \(a\)](#) è riportato l'andamento del coefficiente di attrito  $\mu$  in funzione della velocità per diversi carichi verticali agenti per specifici valori delle costanti. Si nota che il valore minimo viene raggiunto per basse velocità subito dopo l'avvio del moto mentre ad alte velocità ( $v > 200$  mm/s)  $\mu$  assume un valore costante. In [Figura 5.7 \(b\)](#) è invece riportato il coefficiente di attrito in funzione del carico verticale agente per diverse velocità di scorrimento: la velocità  $v = 0$  corrisponde all'attrito statico  $\mu_{st}$ ,  $v = 10$  mm/s corrisponde all'attrito minimo  $\mu_{min}$  e  $v = 400$  mm/s corrisponde all'attrito dinamico ad alte velocità. In [Figura 5.7 \(b\)](#) è riportato, inoltre, l'andamento della forza di attrito al variare del carico verticale agente.

Dalle figure riportate è possibile stabilire che:

- L'attrito diminuisce all'aumentare del carico verticale agente sul dispositivo;
- Il coefficiente di attrito statico è sempre maggiore del coefficiente di attrito dinamico, eccetto che per valori di carichi verticali molto bassi.

Ne segue che, in fase di progettazione, la scelta del coefficiente di attrito così come un'attenta valutazione dei carichi ricoprono un ruolo fondamentale soprattutto con riferimento alla fase di avvio del moto (Orlando, Clemente, Ianniruberto, & Scafati, 2021).

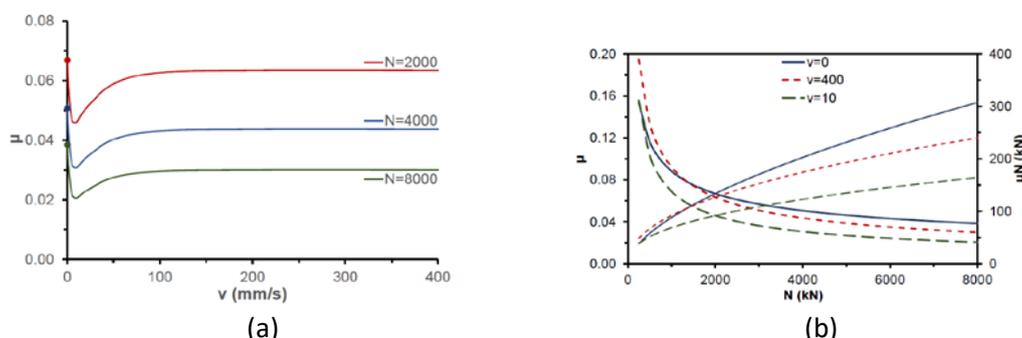


Figura 5.7: Andamento del coefficiente di attrito in funzione (a) della velocità di scorrimento e (b) del carico verticale agente sul dispositivo.

Ciononostante, la progettazione in campo lineare degli isolatori a scorrimento con superficie curve avviene tramite le seguenti equazioni (Calvi, Pietra, & Moratti, 2010):

$$k_e = mg \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad (77)$$

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}} \quad (78)$$

$$\xi_{is} = \frac{2}{\pi \left( \frac{d}{\mu R} + 1 \right)} \quad (79)$$

In cui  $k_e$  è la rigidezza equivalente del dispositivo di isolamento,  $m$  è la massa gravante sul dispositivo,  $R$  è il raggio di curvatura della superficie di scorrimento,  $d$  è lo spostamento di progetto e  $\mu$  è il coefficiente di attrito dinamico. Le diverse fasi del moto non vengono quindi considerate.

### 5.1.3. Alcune applicazioni su ponti esistenti in Italia

#### *I due viadotti della Salerno-Reggio Calabria*

Al confine tra Calabria e Basilicata, due viadotti della Salerno-Reggio Calabria, collocati in una delle zone italiane a maggiore pericolosità sismica, sono stati adeguati attraverso l'introduzione di un sistema di isolamento sismico. Nell'idea originale tali sistemi dovevano essere composti da isolatori elastomerici, ma successivamente si è scelto di utilizzare isolatori a scorrimento con superfici curve (Matildi et al., 2014).

Il viadotto della Menta, di lunghezza totale di circa 190 m (Figura 5.8, Figura 5.9 e Figura 5.10), è composto da due carreggiate separate, ognuna costituita da sei campate di luce 32 m. Originariamente, ogni impalcato, largo 10 m, era costituito da 4 travi in c.a.p. di altezza 1.6 m ed interasse di 2 m ed una soletta di altezza 0.2 m; le pile con altezza massima di 7 m erano invece composte da una coppia di fusti sormontati da una trave cappello.

Durante i lavori di adeguamento gli impalcati sono stati sostituiti con nuove strutture composte da due travi a doppio T distanti 6 m l'una dell'altra. I dispositivi di appoggio non sono stati collocati in corrispondenza delle travi ma insistenti su opportuni traversi in modo tale da essere posizionati al di sopra dei fusti delle pile, leggermente sfalsati rispetto alle travi, mentre a causa della scarsa stabilità del pendio su cui si trova l'opera, si è scelto di non realizzare nuove fondazioni ma di consolidare, insieme alle pile, quelle già esistenti. Il mantenimento della sottostruttura, progettata originariamente senza considerare le azioni sismiche, è stato possibile grazie all'introduzione di un sistema di isolamento sismico composto da un totale di 28 isolatori a scorrimento con superfici curve (14 per ciascuna carreggiata). I dispositivi sono stati realizzati con raggio equivalente di 3.1 m e coefficiente di attrito minimo di 5.5%, progettati per sostenere un massimo spostamento di  $\pm 350$  mm. Per gli isolatori sulle spalle il carico verticale massimo è di 1700 kN, mentre per i dispositivi sulle pile è di 4300 kN. La rigidità orizzontale equivalente varia tra 0.7 e 2.26 kN/mm, permettendo il raggiungimento di un periodo fondamentale pari a 2.54 s, mentre lo smorzamento equivalente è superiore al 25%.



Figura 5.8: Viadotto "Pian della Menta": stato di fatto (per gentile concessione di MATILDI+PARTNERS e FIP mec).

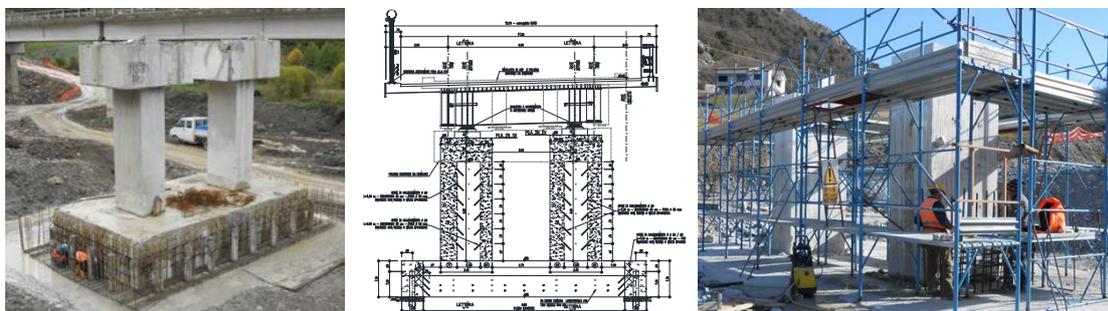


Figura 5.9: Viadotto "Pian della Menta": rinforzo delle pile (per gentile concessione di MATILDI+PARTNERS).



Figura 5.10: Viadotto "Pian della Menta": isolatori a scorrimento a doppia superficie curva (per gentile concessione di MATILDI+PARTNERS e FIP mec).

Il viadotto Campo del Galdo è composto da 11 campate in direzione nord e 12 in direzione sud, ognuno con impalcati di larghezza 10 m e composti da quattro travi in c.a.p., alte 1.6 m con interasse di 2 m, ed una soletta di 0.2 m. Le pile, con altezza massima di 7 m, erano composte da due o tre colonne e una trave cappello (Figura 5.11 e Figura 5.12).

Entrambe le carreggiate del nuovo viadotto sono composte da un impalcato continuo con larghezza 12.6 m (in prossimità della rampa di accesso la larghezza diventa 14.6 m) costituito da due travi a doppio T in acciaio alte 2.2 m. Le 11 campate in direzione nord hanno luci comprese tra 40 m e 58 m, per un totale di 450 m, mentre le 12 campate in direzione sud hanno luci tra 30 m e 51 m, per un totale di 470 m. Il viadotto è stato dotato di un sistema di isolamento composto da isolatori a scorrimento con superfici curve caratterizzate da un raggio equivalente di 3.1 m ed un coefficiente di attrito minimo di 5.5%. Inoltre, sono stati progettati per uno spostamento massimo di  $\pm 350$  mm. Per i 10 isolatori sulle spalle il carico verticale massimo è di 2650 kN, per i 38 sulle pile è di 7700 kN.

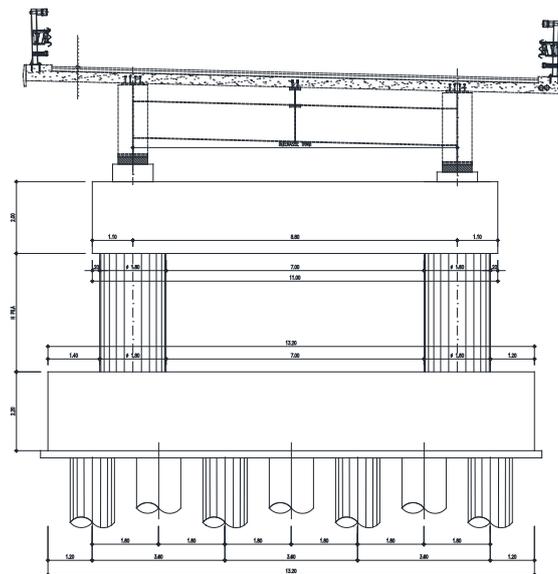


Figura 5.11: Sezione trasversale del viadotto "Campo del Galdo" (per gentile concessione di MATILDI+PARTNERS).



Figura 5.12: Viadotto "Campo del Galdo". Vista della nuova carreggiata sud (per gentile concessione di MATILDI+PARTNERS e FIP mec).

#### *Il viadotto San Marino della superstrada Ascoli Mare*

Nel 2016, il viadotto San Marino, opera d'arte della superstrada Ascoli Mare posta al km 5+334, è stato adeguato sismicamente attraverso l'inserimento di un sistema di isolamento composto da isolatori a scorrimento con superfici curve, progettati per uno spostamento massimo sotto azioni sismiche pari a 400 mm ed un carico verticale massimo di 1000 kN (Figura 5.13).



Figura 5.13: Dispositivi del Viadotto San Marino (per gentile concessione di Hirun).

#### *Il ponte Lama di Reno a Marzabotto*

Il ponte Lama di Reno costituisce l'unica via di accesso all'abitacolo di Lama. Originariamente era composto da due carreggiate: la prima originaria (corsia di monte) e la seconda (corsia di valle) realizzata nel 1995 al fine di ingrandire la sede viabile per permettere un doppio senso di marcia. Ogni carreggiata, strutturalmente separata dall'altra ma poggiante su una stessa sottostruttura, era costituita da 5 campate, la prima e l'ultima di 18 m e le centrali di 23 m, composte da travi semplicemente appoggiate alle estremità.

Già nel 1995, il progetto di raddoppio della carreggiata prevedeva, in una fase successiva, la sostituzione del vecchio impalcato con uno identico a quello nuovo. Tuttavia, nel frattempo, si era reso necessario l'incremento della quota di intradosso delle campate centrali al fine di rispettare il livello della piena duecentennale del fiume. Pertanto, vennero previste le seguenti operazioni:

- Adattamento delle pile e delle spalle alle nuove quote di imposta con loro consolidamento e adeguamento statico e sismico;
- Demolizione della carreggiata originaria e sua ricostruzione adottando le stesse tipologie strutturali dell'impalcato di valle ma con la realizzazione di una soletta d'impalcato continua;

- Solidarizzazione delle campate della carreggiata di valle a livello della soletta.

Nonostante fosse stato previsto il rinforzo statico delle pile e delle spalle, non si ritenne di poter affidare loro il compito di assorbire le azioni sismiche. Si progettò quindi l'inserimento di un sistema d'isolamento sismico tra l'impalcato e la sottostruttura. Il progetto di adeguamento fu messo a punto nel 2005 e venne realizzato seguendo i riferimenti dell'OPCM 3274/2003, facendo riferimento ai parametri di pericolosità riassunti in [Tabella 5-1](#). Inoltre, venne considerato un fattore di amplificazione del suolo  $S$  pari a 1.25, essendo il sottosuolo classificabile come tipo B, ed un fattore di importanza  $\gamma_I$  pari a 1.3, in quanto il ponte risultava essere di critica importanza per il mantenimento delle vie di comunicazione dell'abitacolo di Lama.

Tabella 5-1: Parametri di pericolosità sismica assunti per il progetto del sistema di isolamento sismico del ponte Lama di Reno a Marzabotto.

$a_g$	0.15 g
$F_0$	2.5
$T_B$	0.15 s
$T_C$	0.5 s
$T_D$	2.5 s

Il sistema di isolamento progettato era composto da 36 isolatori a scorrimento a superfici piane e 24 isolatori elastomerici, caratterizzati da rigidità orizzontale  $K_e$  pari a 0.74 kN/mm ed uno smorzamento equivalente  $\xi$  pari al 15%, disposti come in [Figura 5.14](#). Lo spostamento massimo di progetto previsto risultava pari a  $\pm 132$  mm, mentre il periodo fondamentale di vibrazione pari a 1.93 s.

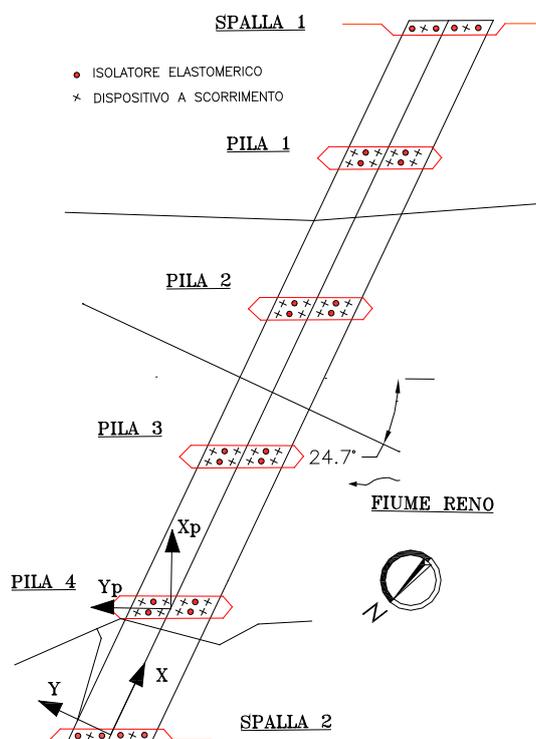


Figura 5.14: Ponte Lama di Reno: disposizione dei dispositivi di isolamento.

## 5.2. Test sperimentali sulla riproduzione in scala di una campata di un ponte

Nell'ambito della prevenzione del rischio per la protezione delle infrastrutture critiche, uno degli argomenti trattati nell'ambito del progetto RAFAEL, già introdotto nel capitolo precedente, ha riguardato la mitigazione delle azioni sismiche di ponti e viadotti. A tal fine, riconoscendo nell'isolamento sismico una delle possibili soluzioni all'adeguamento di tali strutture, si è deciso di avviare una campagna di prove sperimentali dinamiche da eseguire su tavola vibrante al fine di confrontare il comportamento di un modello in scala 1:5 di una campata di un ponte nel suo stato di fatto con il comportamento dello stesso a seguito dell'introduzione di un sistema di isolamento sismico. Di seguito si descrive il prototipo in scala realizzato, gli interventi di adeguamento sismico previsti ed i risultati della sperimentazione effettuata su tavola vibrante.

### 5.2.1. Il prototipo in scala della campata di un ponte a travata

Il prototipo realizzato nel laboratorio del Centro Ricerche ENEA di Casaccia è la riproduzione in scala 1:5 di una campata di un ponte esistente, il viadotto Sordo, un'infrastruttura stradale di proprietà Anas S.p.a. posizionata al km 11+750 della Ra15 (tangenziale Ovest di Catania), nel comune di Misterbianco (CT).

Il viadotto Sordo, realizzato tra la fine degli anni '70 e l'inizio degli anni '80, è composto da due carreggiate parallele e strutturalmente indipendenti tra loro. Ognuna è costituita da 11 campate con impalcati larghi 12.20 m, composti da 5 travi a T in c.a.p. alte 1.20 e con interasse di 2.40m, 3 traversi rettangolari, due di testata ed uno in mezzzeria ed una soletta di 22 cm (Figura 5.15). Gli impalcati poggiano sulle pile mediante dei cuscini in neoprene non armato in uso all'epoca della costruzione. Le pile, ad altezza variabile, sono costituite da un fusto a sezione ottagonale (Figura 5.16) sormontato da un pulvino trapezoidale (Figura 5.17).

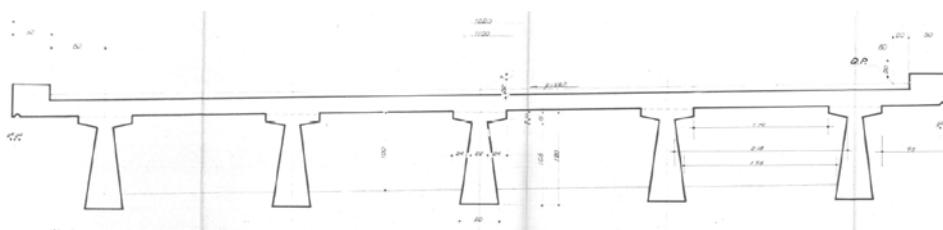


Figura 5.15: Sezione dell'impalcato del viadotto Sordo.

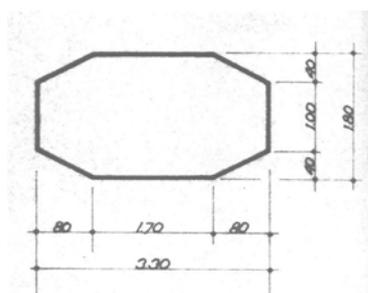


Figura 5.16: Sezione delle pile del viadotto Sordo.

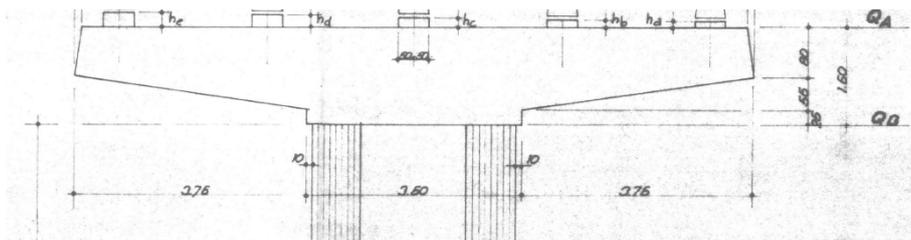


Figura 5.17: Vista di un pulvino del viadotto Sordo.

Al fine di ottenere delle dimensioni del prototipo concordi con quelle della tavola vibrante su cui sarebbero state effettuate le prove, si è scelto di utilizzare un fattore di scala 1:5 per la geometria del modello.

Inizialmente era stato progettato un primo prototipo costituito da impalcato composto da 5 travi, due traversi ed una soletta, come il viadotto reale; due pile di uguale altezza ed una fondazione rettangolare cava, sufficientemente rigida e che consentisse il sollevamento del modellino. Non disponendo della distinta delle armature reali, queste erano state ipotizzate applicando i carichi previsti dalla Circolare 384/1962 (Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare n. 384, 1962) in vigore al tempo di progettazione dell'opera reale. Con riferimento ai materiali, per il calcestruzzo era stato previsto l'impiego di materiale con stesse caratteristiche di resistenza dell'originale (C 40/50 per le travi prefabbricate, C 25/30 per i traversi, per la soletta e per la sottostruttura), per le armature lente era stato previsto un acciaio B450 A, mentre per le armature di precompressione erano state previste trecce a tre fili con  $f_{ptk}$  pari a 1860 MPa.

È necessario precisare che il rispetto dei criteri di similitudine meccanica avrebbe richiesto la necessità di definire materiali con caratteristiche meccaniche modificate. Tuttavia, ai fini del progetto di ricerca, volto a studiare diverse soluzioni di isolamento sismico dell'impalcato confrontate con appoggi in neoprene non armato piuttosto che il comportamento della struttura oltre il limite elastico, si è scelto di adottare materiali con ordinarie resistenze e moduli elastici.

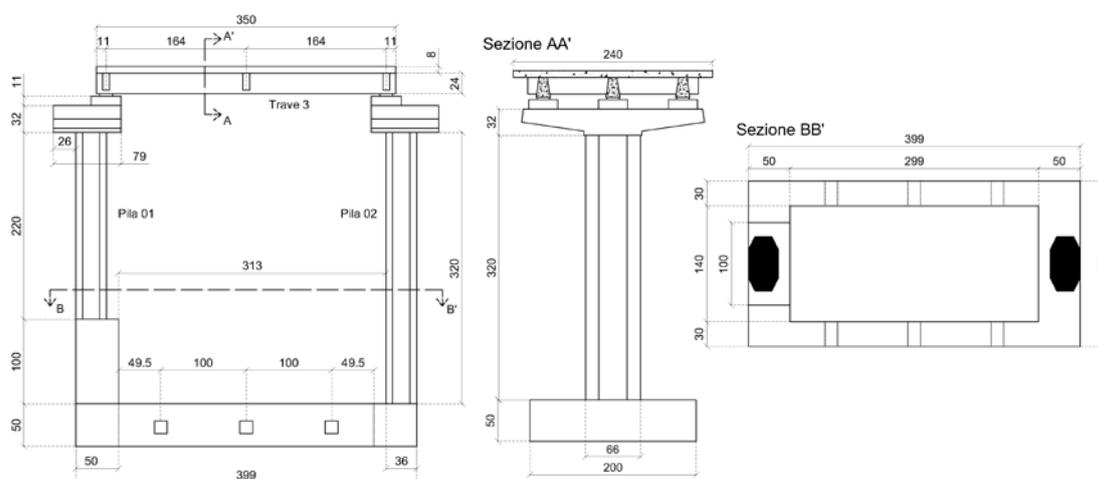
A seguito della progettazione preliminare è stato necessario tener conto di alcune problematiche non considerate inizialmente:

- La presenza di pile di altezza diversa e quindi fondate a quote diverse;
- La difficoltà di posizionare le armature lente nella soletta date le sue ridotte dimensioni;
- La difficoltà di realizzazione delle travi a T viste le notevoli dimensioni ridotte;
- La necessità di realizzare baggioli di dimensioni maggiori al fine di posizionare i dispositivi di isolamento;
- La possibilità di aggiungere dei pesi aggiuntivi sui pulvini al fine di simulare il carico dovuto alle campate adiacenti a quella in esame.

Il progetto iniziale del prototipo è stato quindi aggiornato adottando le seguenti modifiche:

- Lo spessore della soletta è stato portato da poco più di 4 cm a 8 cm, scegliendo di utilizzare per la sua realizzazione un calcestruzzo alleggerito con peso specifico di 16 kN/m<sup>3</sup> al fine di non modificarne la massa;
- Il numero delle travi è stato portato da 5 a 3 e la sezione è stata leggermente modificata eliminando l'ala superiore. La geometria delle travi, ora a sezione trapezoidale, è stata definita in modo tale da ottenere una rigidezza flessionale ed una rigidezza torsionale pari a quelle dell'impalcato con 5 travi originariamente previsto. Le travi hanno altezza di 24 cm, larghezza alla base di 17 cm e larghezza di sommità di 10 cm;
- I baggioli sono stati ingranditi;
- La geometria dei pulvini è stata modificata tenendo conto dei nuovi baggioli e delle dimensioni delle piastre in acciaio da utilizzare per simulare il peso delle campate adiacenti;
- Una delle due pile è stata ridotta in altezza realizzando un blocco di cemento armato di altezza 1 m svettante dalla fondazione di base e su cui si ancora la pila corta.

In [Figura 5.18](#) si riporta un prospetto ed alcune sezioni del prototipo definitivo. Di seguito ci si riferirà agli elementi del prototipo attraverso i nomi indicati in [Figura 5.18](#). La pila corta è detta Pila 1, la lunga pila 2. Con le spalle a pila 1, guardando verso pila 2, le travi sono state numerate da sinistra a destra. Gli appoggi sono stati nominati tramite la sigla ApN-M, in cui N rappresenta il numero della pila e M il numero della trave.



*Figura 5.18: Prospetto e sezioni del prototipo in scala.*

Il prototipo è stato realizzato interamente all'interno del Laboratorio del Centro Ricerche Casaccia, ad eccezioni delle travi, la cui realizzazione è stata commissionata ad una ditta esterna, e delle piastre in acciaio necessarie per il posizionamento degli elementi di appoggio.

Il processo di realizzazione si è svolto in due momenti diversi. Inizialmente è stata realizzata la sottostruttura con la costruzione del cordolo di base, dei due fusti e dei pulvini ([Figura 5.19](#)). Successivamente, una volta ricevute le travi prefabbricate ([Figura](#)

5.20), si è proceduto alla realizzazione, avvenuta a terra, dei traversi e della soletta dell'impalcato (Figura 5.21).

L'impalcato è stato poi sollevato e, dopo l'installazione dei dispositivi di appoggio descritti di seguito, è stato posizionato al di sopra delle pile. In Figura 5.22 si riporta un'immagine del prototipo terminato.

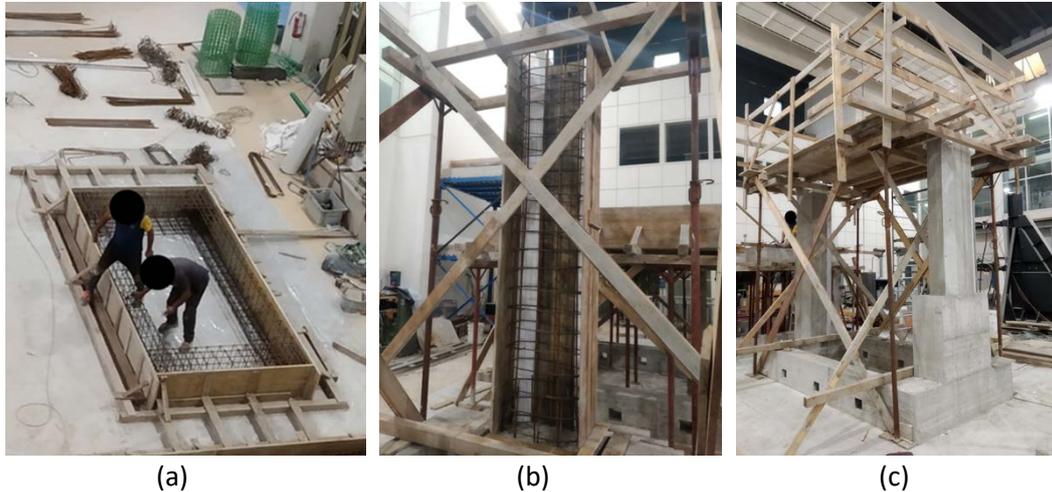


Figura 5.19: Realizzazione della sottostruttura: (a) base, (b) fusto delle pile e (c) pulvini.



Figura 5.20: Travi prefabbricate in c.a.p..



Figura 5.21: Realizzazione dell'impalcato: posizionamento dell'armatura e dei casseri per il getto (a) dei traversi e (b) della soletta.



Figura 5.22: Prototipo in scala di una campata del viadotto Sordo.

### 5.2.2. I sistemi di isolamento implementati

Il progetto del sistema di appoggio tradizionale e dei sistemi di isolamento è stato eseguito sul progetto preliminare del prototipo, con il supporto della ditta Somma International che ha prodotto i dispositivi.

Inizialmente sono stati progettati i dispositivi di appoggio tradizionale, ovvero cuscinetti in neoprene non armato, come quelli realmente presenti nel viadotto Sordo. Tali cuscinetti sono stati progettati secondo le norme CNR-UNI vigenti al tempo di costruzione del viadotto adottando però i valori di forze e spostamenti risultanti da un'analisi SLU secondo le NTC 2018. Seguendo le formule riportate di seguito si è potuto ricavare la rigidezza verticale  $k_v$  ed orizzontale  $k_h$  dei dispositivi:

$$\mu = \frac{a*b}{2*h*(a+b)} \quad (80)$$

$$k_v = A \frac{20*G*\mu^2 + 3\sigma_N}{h} \quad (81)$$

$$k_h = \frac{G*A}{h} \quad (82)$$

In cui  $a$  e  $b$  sono le dimensioni in pianta del dispositivo,  $h$  l'altezza e  $A$  l'area,  $G$  è il modulo a taglio del neoprene e  $\sigma_N$  la tensione di compressione del dispositivo. Considerando una forza verticale agente sul dispositivo di 10.44 kN sotto i carichi SLU e adottando un modulo della gomma pari a 10 kg/cm<sup>2</sup>, si è scelto di implementare degli appoggi con dimensione in pianta di 10x15 cm e altezza 2 cm, corrispondenti ad una rigidezza orizzontale e verticale pari rispettivamente a 0.75 kN/mm e 35.32 kN/mm.

Adottando tali dispositivi si ottiene un periodo fondamentale della struttura pari a circa 0.22 s.

Al fine di progettare i sistemi di isolamento da implementare nel prototipo, è necessario fissare un periodo di isolamento per la struttura. Tale periodo deve essere scelto in accordo con lo spettro di progetto della struttura reale opportunamente scalato. Il fattore di scala è stato ricavato secondo il seguente ragionamento. Si consideri di imporre una similitudine di tipo geometrico tra il modello originale (O) ed il modello

scalato (S). Allora, la relazione tra lunghezze ( $l$ ), aree ( $A$ ) e volumi ( $V$ ), in cui  $k_l$  rappresenta il fattore di scala delle lunghezze, risulta essere:

$$l_O = k_l l_M \quad (83)$$

$$A_O = k_l^2 A_M \quad (84)$$

$$V_O = k_l^3 V_M \quad (85)$$

Considerando ora la cinematica del problema, il tempo  $t$  verrà scalato secondo un fattore di scala  $k_t$  e risulterà:

$$t_O = k_t t_M \quad (86)$$

Quindi il rapporto tra l'accelerazione  $a$  del modello originale e scalato risulterà essere:

$$a_O = \frac{k_l}{k_t^2} a_M \quad (84)$$

Relativamente alla dinamica del problema, il rapporto tra le masse  $m$  e le forze  $F$  del modello originale e scalato seguirà le seguenti relazioni:

$$m_O = k_m m_M \quad (87)$$

$$F = \frac{k_l * k_m}{k_t^2} m_M \quad (88)$$

In cui  $k_m$  è il fattore di scala della massa. Poiché però la massa è pari al prodotto tra densità e volume e, per la realizzazione del modello scalato, sono stati utilizzati materiali con caratteristiche simili a quelli originali, risulta la seguente relazione:

$$k_m = k_l^3 \quad (89)$$

Inoltre, sempre a causa della coincidenza tra materiali del modello originale e del modello scalato, il rapporto delle masse tra i due modelli, e quindi dei pesi, deve essere pari al rapporto dei volumi. Segue quindi la seguente relazione:

$$\frac{k_l * k_m}{k_t^2} = k_l^3 \quad (90)$$

Sostituendo l'equazione (89) nella (90) si ottiene:

$$\frac{k_l * k_l^3}{k_t^2} = k_l^3 \quad (91)$$

Ne segue quindi la relazione:

$$k_t = \sqrt{k_l} \quad (92)$$

Sostituendo infine l'equazione (92) nell'equazione (86) risulta che le accelerazioni nel modello originale siano pari a quelle nel modello scalato:

$$a_O = a_M \quad (93)$$

Quindi, al fine di determinare lo spettro di progetto con il quale scegliere il periodo di isolamento, è necessario scalare lo spettro di progetto della struttura originaria con un fattore di scala pari a  $\sqrt{5}$  sull'asse dei tempi lasciando, invece, invariate le accelerazioni.

Considerando lo spettro allo SLV della struttura reale, raffigurato in [Figura 5.23](#), scalando l'asse dei tempi, si ottiene per il prototipo in scala lo spettro raffigurato in [Figura 5.24](#). Si nota che, il prototipo con i dispositivi di appoggio in neoprene, con un periodo di 0.22 s, ricade all'interno del plateau dello spettro. Seguendo tale spettro, il periodo di isolamento della struttura era stato fissato a 1 s.

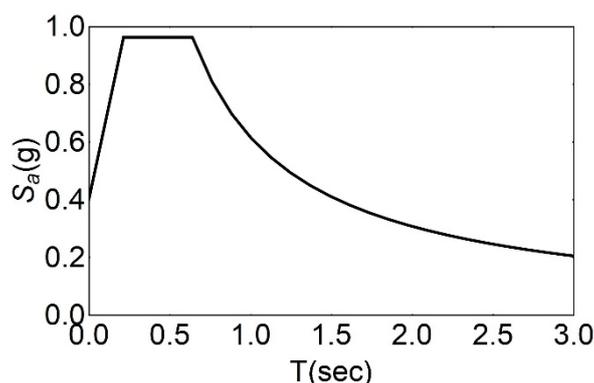


Figura 5.23: Spettro allo SLV per il Viadotto Sordo.

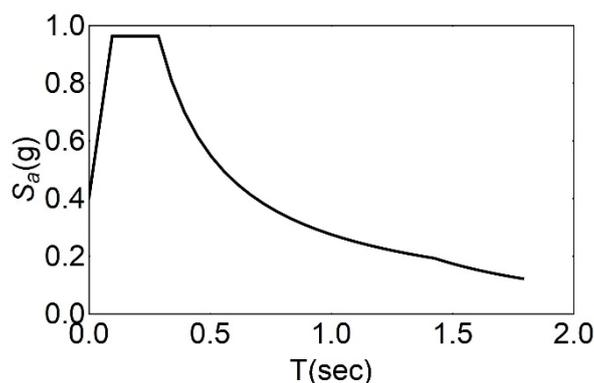


Figura 5.24: Spettro allo SLV per il prototipo in scala.

Con tale periodo di isolamento si sono quindi progettati due sistemi di isolamento:

- Uno composto da 4 isolatori HDRB e due isolatori a scorrimento a superficie piana (slitte);
- Uno composto da 6 isolatori a scorrimento con superfici curve.

I dispositivi di isolamento sono stati progettati seguendo le indicazioni delle NTC 18 applicando le formule descritte nel paragrafo 5.1.2.. Tuttavia, esigenze costruttive, relative soprattutto alle piccole dimensioni di realizzazione dei dispositivi, hanno portato alla modifica geometrica degli isolatori. Anche gli appoggi in neoprene sono stati leggermente modificati. Di seguito si descrivono le caratteristiche dei vari sistemi di appoggio e dei dispositivi implementati al fine di realizzare le prove dinamiche su tavola vibrante.

Il primo sistema di appoggio, come già detto, consta di 6 cuscinetti in neoprene semplicemente appoggiati sui baggioli (da qui in avanti sistema NEO). I cuscinetti utilizzati hanno dimensioni in pianta 15x15 cm e spessore di 2 cm (Figura 5.25). Ogni dispositivo possiede una rigidezza orizzontale equivalente di 0.680 kN/mm calcolata relativamente ad uno spostamento massimo di 55 mm ed una rigidezza verticale di 2000 kN/m.

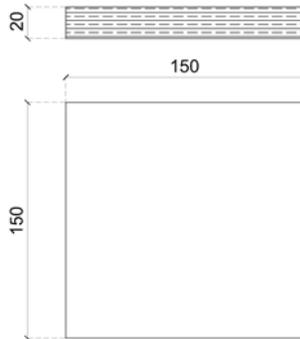


Figura 5.25: Cuscinetto in neoprene.

Il secondo sistema di appoggio è costituito dal sistema di isolamento formato da 4 HDRB (High Damping Rubber Bearing – Isolatori elastomerici armati ad elevato smorzamento) e due isolatori a scorrimento a superfici piane (da qui in avanti sistema HDRB). Gli HDRB sono posti all'estremità delle due travi di bordo, mentre gli SD alle estremità della trave centrale. Gli HDRB (Figura 5.26) hanno una geometria circolare con raggio esterno della gomma di 50 mm e raggio interno di 15 mm. Sono presenti 46 strati di gomma spessi 2.5 mm, per un'altezza totale della gomma pari a 115 mm, intervallati da lamierini di acciaio di spessore 1 mm. Considerando un valore del modulo dinamico di taglio pari a 0.4 MPa, si ottiene un valore della rigidezza orizzontale di ogni dispositivo pari a circa 0.025 kN/mm. La reale rigidezza del dispositivo in funzione dello spostamento relativo a cui è soggetto può essere ricavata dall'andamento del modulo di taglio in funzione della deformazione angolare del dispositivo stesso (Figura 5.27). Gli SD (Figura 5.28) sono stati realizzati con una superficie in PTFE lubrificata e la geometria è stata definita in modo tale da rispettare la notevole altezza degli HDRB.

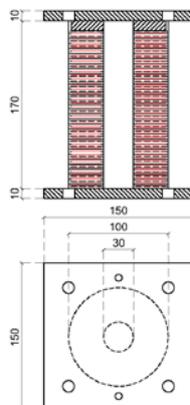


Figura 5.26: HDRB utilizzato per il sistema di isolamento.

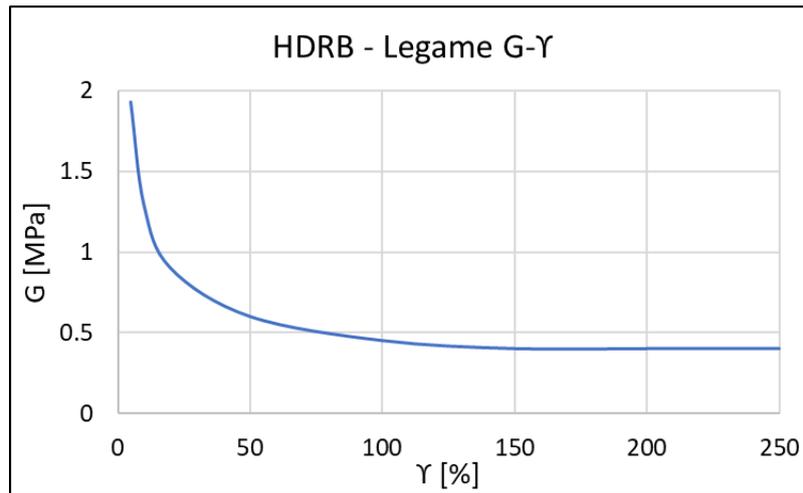


Figura 5.27: Andamento del modulo di taglio in funzione della deformazione angolare per gli HDRB.

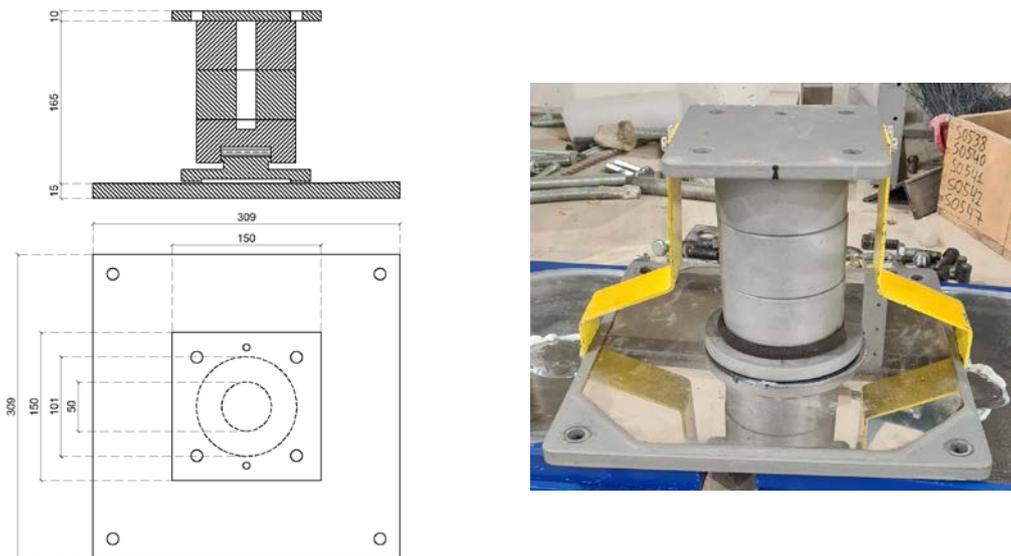


Figura 5.28: Isolatore a scorrimento a superficie piane utilizzato per il sistema di isolamento.

Il terzo sistema di appoggio è costituito dal sistema di isolamento formato da 6 isolatori a scorrimento a singola superficie curva (d'ora in avanti sistema CSS). I dispositivi sono formati da una superficie di scorrimento con raggio di curvatura di 1 m, su cui si muove uno slider di diametro pari a 4 cm. La grandezza dello slider, le cui dimensioni non è stato possibile ridurre per problemi costruttivi, e le ridotte masse hanno influenzato notevolmente il valore dell'attrito dinamico del dispositivo. Per tale motivo, le prove sono state condotte considerando due tipi di slider realizzati in materiale diverso ma con stesse dimensioni, entrambi testati con e senza lubrificazione.

La prima tipologia di slider è costituita da un materiale che, in relazione alla pressione verticale agente sul dispositivo, fornisce un attrito dinamico del 20% senza lubrificazione. L'attrito in presenza di lubrificazione non è invece noto. Da qui in avanti il sistema di isolamento con slider di questo tipo verrà nominato CSS1 nel caso non lubrificato e CSSL1 nel caso lubrificato.

La seconda tipologia di slider è invece stata realizzata in PTFE. Nel caso non lubrificato non è disponibile un valore dell'attrito dinamico, mentre nel caso lubrificato, per le pressioni verticali in esame, si raggiunge un attrito dell'8%. Da qui in avanti il sistema di isolamento con slider di questo tipo verrà nominato CSS2 nel caso non lubrificato e CSSL2 nel caso lubrificato.

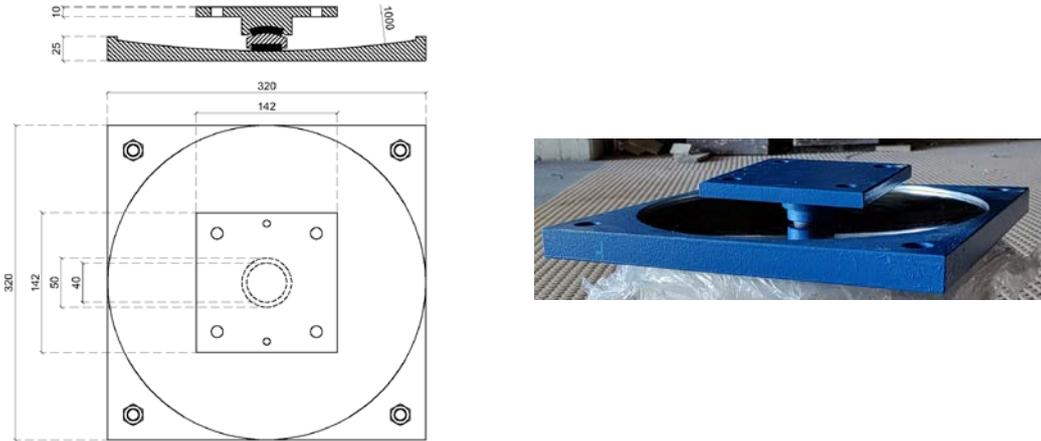


Figura 5.29: Isolatore a scorrimento con superficie curva utilizzato per il sistema di isolamento.

In totale, quindi, il comportamento del prototipo in scala è stato testato con 6 diversi sistemi di appoggio dell'impalcato, uno riferito alla condizione in essere del viadotto reale, e gli altri 5 relativi all'implementazione di sistemi di isolamento.

### 5.2.3. Il sistema di monitoraggio

Il sistema di monitoraggio implementato sul modello di laboratorio comprende l'utilizzo di accelerometri ed un sistema per il rilevamento degli spostamenti.

Gli accelerometri implementati sono di tipo MEMS. Ogni sensore contiene una terna accelerometrica, un convertitore A/D ed un microprocessore che permette di trasmettere i dati campionati al software installato su un pc portatile connesso ai sensori tramite cablaggio. In particolare, sono stati utilizzati 8 sensori, posizionati come segue:

- I sensori A1 e A2 sono stati collocati sullo sbalzo esterno della soletta a ridosso della trave 3, rispettivamente a 1/3 e 2/3 della luce;
- I sensori A5 e A6 sono stati collocati sullo sbalzo esterno della soletta a ridosso della trave 1, rispettivamente a 1/3 e 2/3 della luce;
- I sensori A7 e A8 sono stati collocati sulla sommità del pulvino di pila 01;
- I sensori A3 e A4 sono stati collocati sulla sommità del pulvino di pila 02.

In [Figura 5.30](#) e [Figura 5.31](#) si riporta la disposizione delle terne accelerometriche. Gli assi di ogni terna sono orientati in accordo con gli assi x, y e z di riferimento. Gli accelerometri hanno acquisito con una frequenza di 200 Hz.

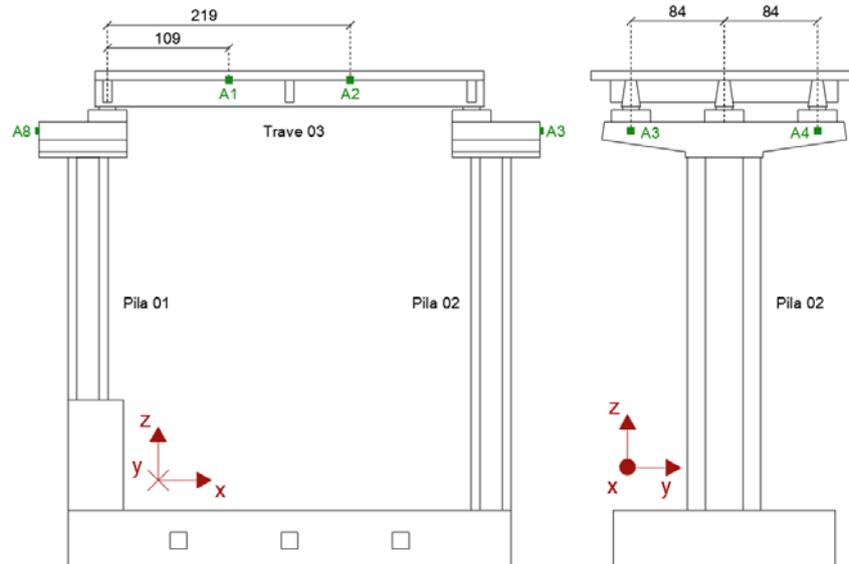


Figura 5.30: Posizione degli accelerometri A1, A2, A3 e A4 sul prototipo in scala.

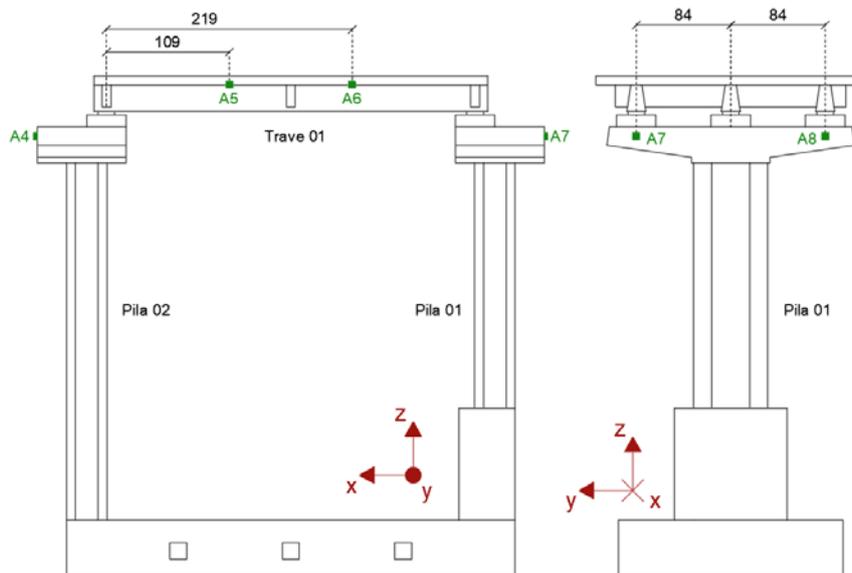


Figura 5.31: Posizione degli accelerometri A5, A6, A7 e A8 sul prototipo in scala.

Relativamente al monitoraggio degli spostamenti, è stato utilizzato un sistema di motion capture 3D, chiamato 3D Vision, che ha permesso la misurazione degli spostamenti di alcuni punti della struttura dove sono stati applicati dei marcatori ottici passivi (marker 3D), di cui il sistema permette il tracciamento con un'accuratezza di 0.01 mm, grazie ad un apparato di telecamere Vicon V5.

I marker 3D sono stati posizionati come descritto di seguito:

- 9 marker sul bordo della soletta (da S01 a S09), distribuiti da appoggio-appoggio dell'impalcato con interasse costante;
- 9 marker sul bordo della soletta (da S10 a S18), distribuiti da appoggio-appoggio dell'impalcato con interasse costante;

- 7 marker all'intradosso di trave 3 (da T01 a T07), allineati con i marker posizionati sulla soletta tranne che in corrispondenza delle sezioni all'appoggio, non monitorate sulla trave;
- 2 marker su ogni pulvino (P05 e P16 su pulvino 1 e P08 e P11 su pulvino 2);
- 8 marker sulla pila 01 (da P01 a P04 su un lato corto e da P12 a P15 sull'altro);
- 4 marker sulla pila 02 (P06, P07 su un lato corto e P09 e P10 sull'altro).

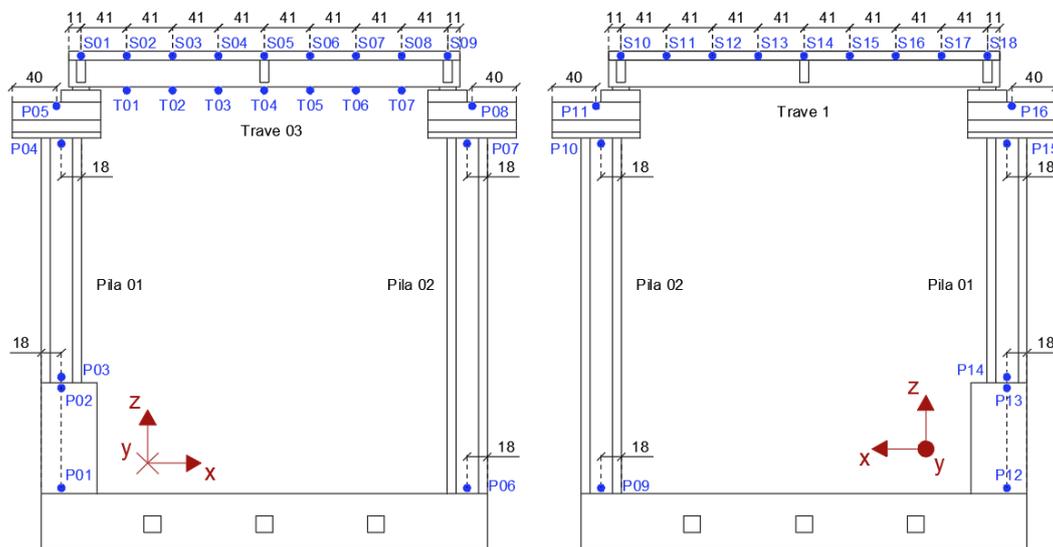


Figura 5.32: Posizione dei marker del sistema 3D Vision sul prototipo in scala.

#### 5.2.4. Le prove su tavole vibrante

Le prove dinamiche del prototipo con i diversi sistemi di appoggio sono state eseguite su una delle due tavole vibranti a 6 gradi di libertà presenti al Centro Ricerche ENEA di Casaccia (Figura 5.33), fra le più grandi in Europa (Fioriti, et al., 2017). In particolare, la tavola utilizzata ha dimensioni 4 m x 4 m e può sostenere un carico massimo di 10 tonnellate. Lo spostamento massimo ammissibile è pari a  $\pm 125$  mm in entrambe le direzioni orizzontali. La tavola può raggiungere picchi di velocità pari a 0.5 m/s ed un massimo di accelerazione, senza carichi applicati, di 3 g.



Figura 5.33: Tavola vibrante nel laboratorio del Centro Ricerche ENEA di Casaccia.

Per ogni sistema di appoggio dell'impalcato considerato, i test su tavola vibrante sono stati condotti applicando alla base del provino un set di tre accelerogrammi (lim xyz), applicati nelle direzioni x, y e z che coincidono rispettivamente con lo sviluppo longitudinale, trasversale e verticale del prototipo. Il set di accelerogrammi è di tipo naturale ed è stato scalato sia nel tempo sia in intensità. In particolare, per quanto riguarda l'intensità, si sono scalate le accelerazioni in modo da ottenere, per la direzione con intensità maggiore (y), valori di picco pari a 0.1 g, 0.2 g, 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g e 1.0 g (Figura 5.34). In Figura 5.35 si riporta la Power Spectral Density degli accelerogrammi di input al fine di valutarne il contenuto in frequenza. Si nota che in direzione x l'input di base ha un contenuto in frequenza notevole per frequenze tra 10 e 17 Hz, ma picchi non trascurabili possono essere notati anche tra 6.7 Hz e 8.1 Hz e a basse frequenze, intorno a 2.4 Hz. In direzione y si ha un contenuto in frequenza prevalentemente a frequenze tra 11 Hz e 17 Hz, con un picco a 13.33 Hz. In direzione z il contenuto in frequenza è concentrato tra 20 Hz ed 22 Hz, con un picco a 22.36 Hz. Ciononostante, anche per frequenze più basse, specialmente inferiori a 2.5 Hz, e per frequenze fino a 30 Hz, è possibile notare un contenuto non trascurabile.

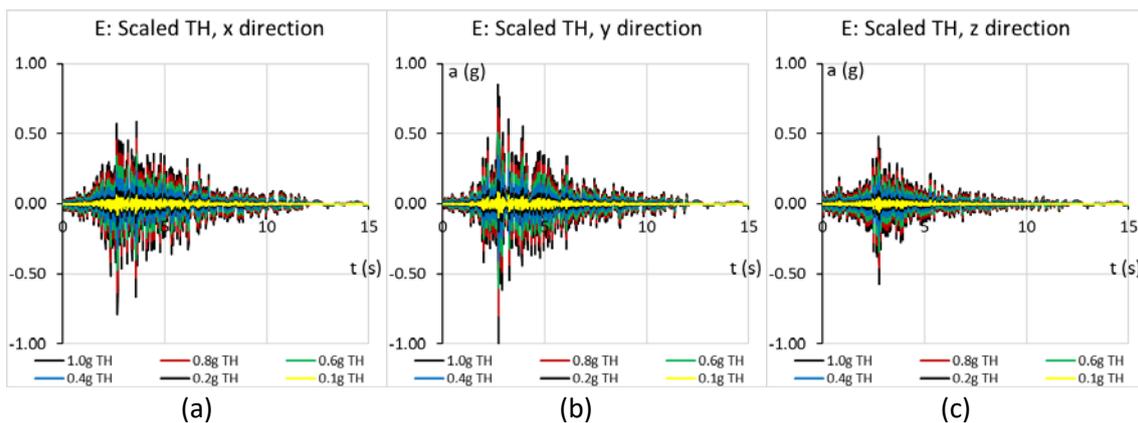


Figura 5.34: Accelerogrammi utilizzati per le prove su tavola vibrante in direzione (a) x, (b) y e (c) z.

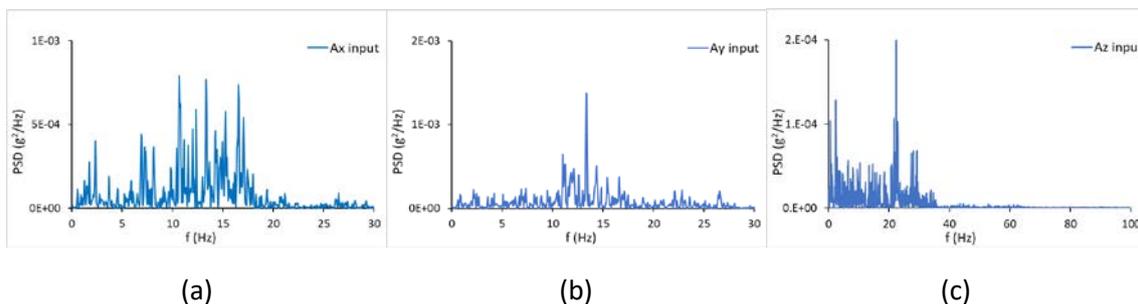


Figura 5.35: PSD degli accelerogrammi utilizzati per le prove su tavola vibrante in direzione (a) x, (b) y e (c) z per il sistema limxyz 10.

I dati acquisiti dai vari sensori sono stati analizzati nel dominio del tempo al fine di ricavare i parametri massimi delle grandezze misurate, e nel dominio delle frequenze per ottenere le frequenze principali di vibrazione e le forme modali ad esse associate.

### 5.2.4.1. Analisi delle accelerazioni

Come detto, i dati provenienti dagli accelerometri sono stati analizzati sia nel dominio del tempo che nel dominio delle frequenze.

Inizialmente, prima ancora di analizzare i dati provenienti dai sensori MEMS, sono stati analizzati i dati provenienti dagli accelerometri posizionati sulla tavola stessa in direzione x, y e z e confrontati poi con gli accelerogrammi di input. In [Figura 5.36](#) si riportano gli andamenti delle accelerazioni massime dell'input di base e delle accelerazioni massime sulla tavola, nonché il loro rapporto, al variare dell'intensità del sisma applicato e per le diverse tipologie di sistemi di appoggio. È possibile notare una notevole differenza in tutte le direzioni tra i valori di input dell'accelerazione ed i valori effettivamente registrati dalla tavola vibrante. Al fine di valutare tali differenze, sono stati ricavati i valori della Power Spectral Density delle time histories registrate sulla tavola. In [Figura 5.37](#), [Figura 5.38](#) e [Figura 5.39](#) si riportano i grafici relativi alla direzione x per i diversi sistemi di appoggio rispettivamente per i sismi di input limxyz 01, limxyz 06 e limxyz 10; da [Figura 5.40](#) a [Figura 5.42](#) si riportano i medesimi grafici per la direzione y, mentre da [Figura 5.43](#) a [Figura 5.45](#) per la direzione z. Confrontando tali grafici con quelli relativi agli input di partenza, si notano delle sostanziali differenze sia in termini di ampiezza degli autospettri che di contenuto in frequenza, più marcate in direzione x e z. Tali differenze si manifestano sia al variare dell'intensità del sisma applicato, sia al variare del sistema di appoggio dell'impalcato. Dunque, nonostante l'intenzione di applicare stessi input accelerometrici, scalati di intensità, durante le varie prove, il prototipo è stato sollecitato alla base da accelerogrammi differenti.

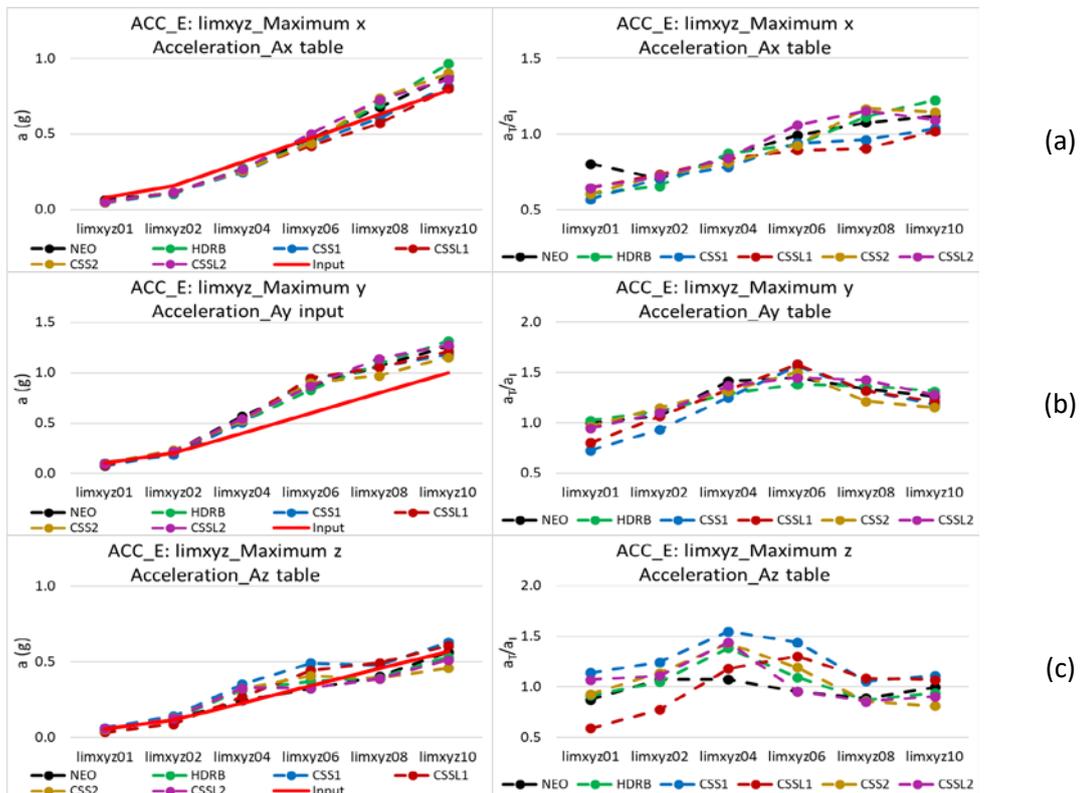


Figura 5.36: Valori massimi delle accelerazioni di input e delle accelerazioni registrate sulla tavola vibrante e loro rapporto al variare dell'intensità del sisma e per i diversi sistemi di appoggi in direzione (a) x, (b) y e (c) z.

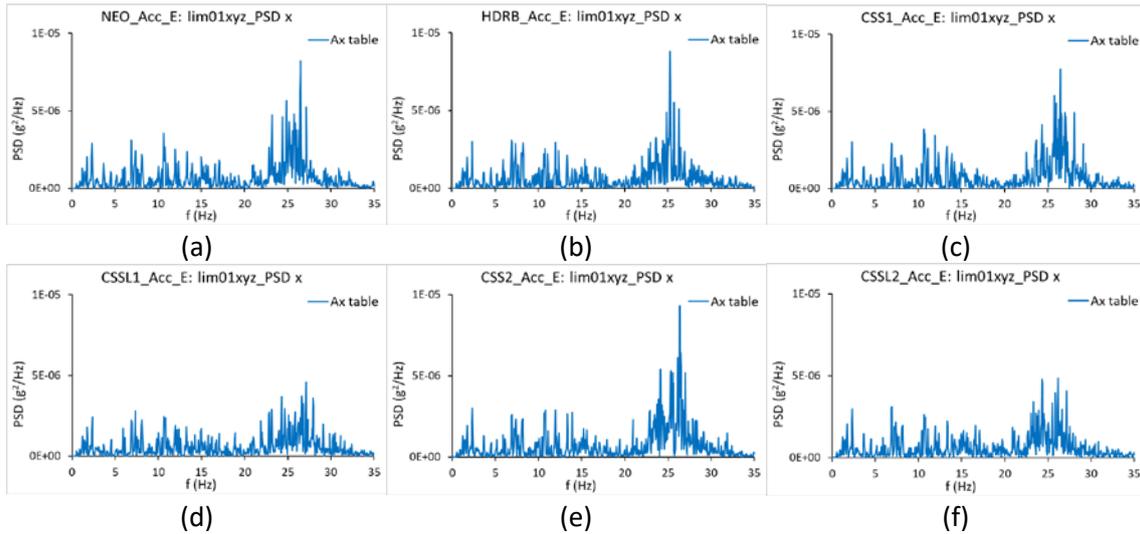


Figura 5.37: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione x per l'input limxyz 01 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

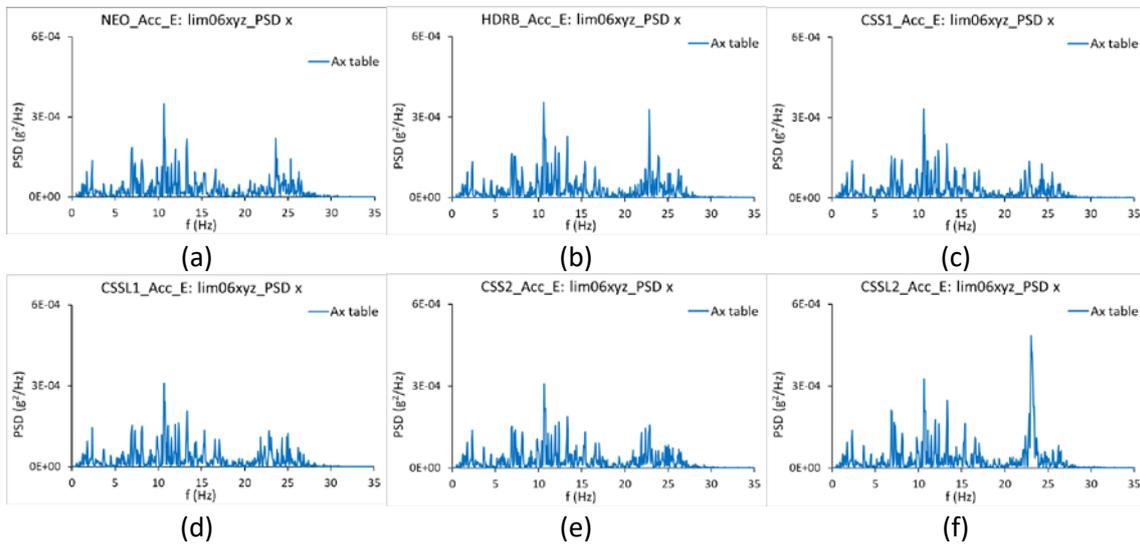


Figura 5.38: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione x per l'input limxyz 06 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

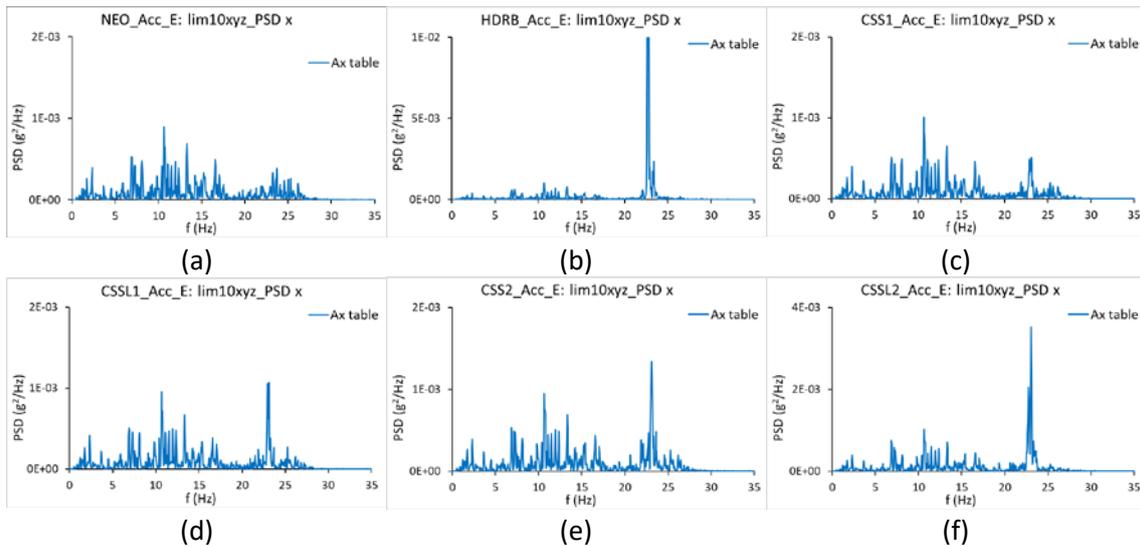


Figura 5.39: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione x per l'input limxyz 10 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

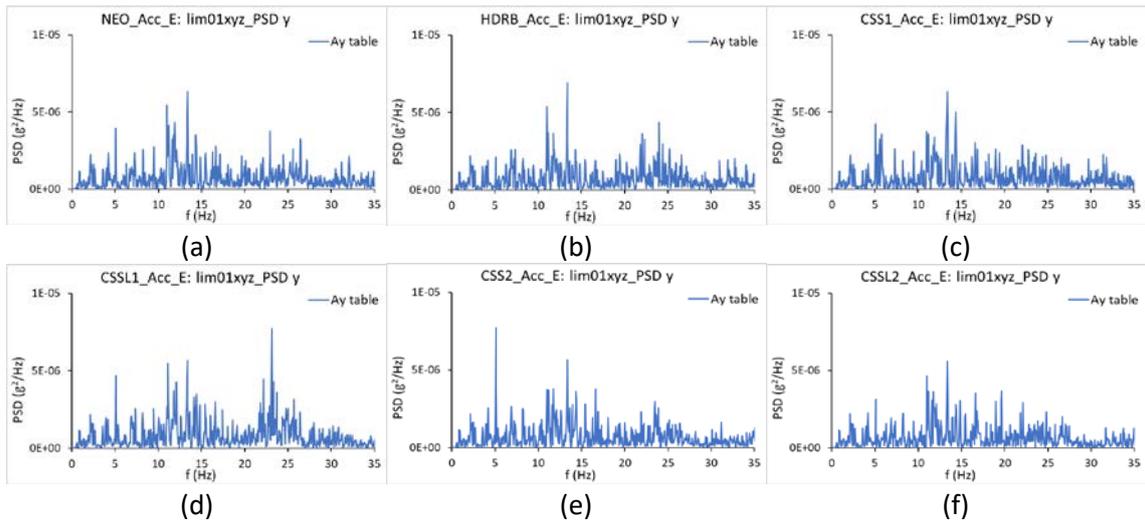


Figura 5.40: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione y per l'input limxyz 01 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

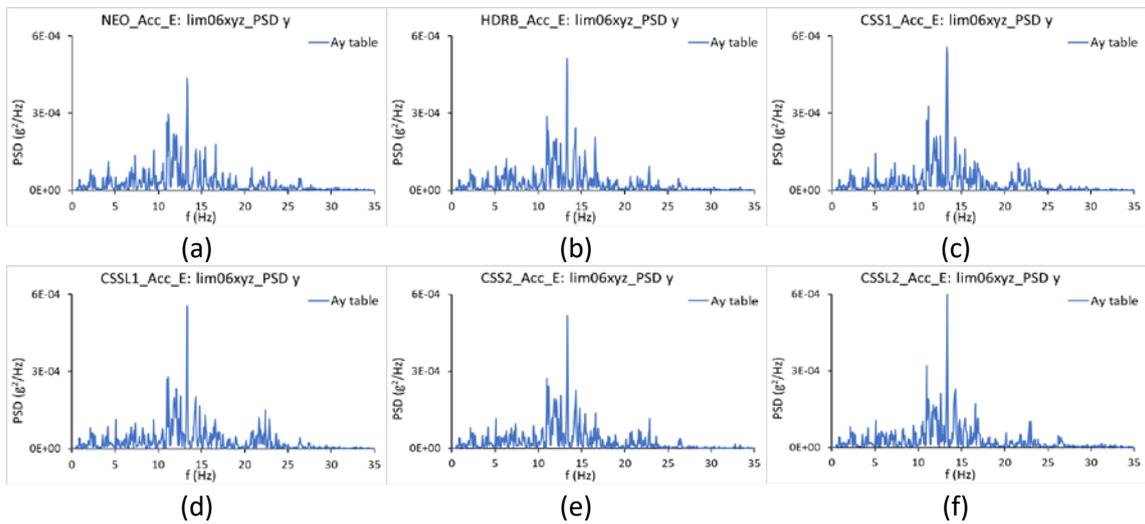


Figura 5.41: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione y per l'input limxyz 06 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

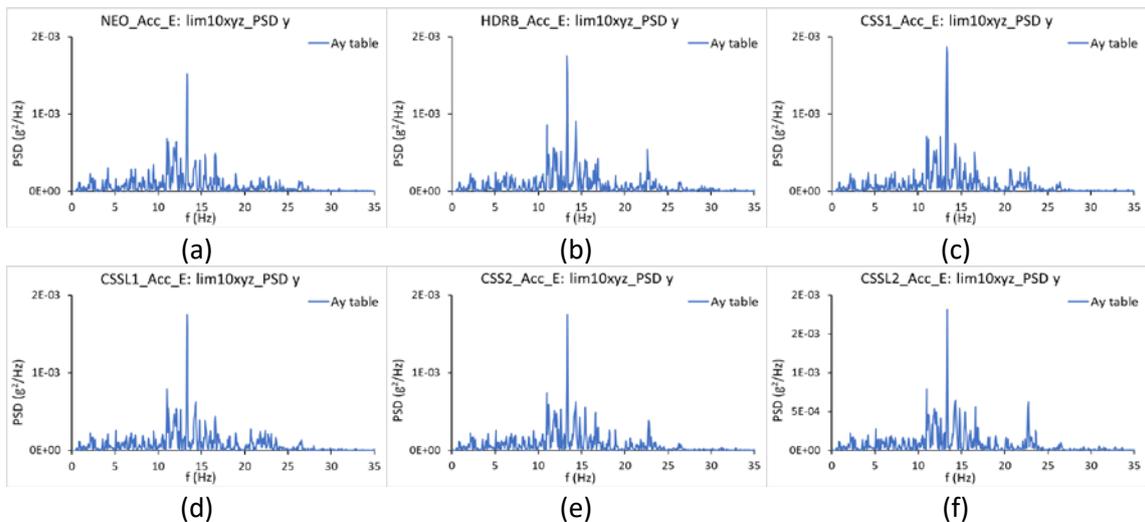


Figura 5.42: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione y per l'input limxyz 10 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

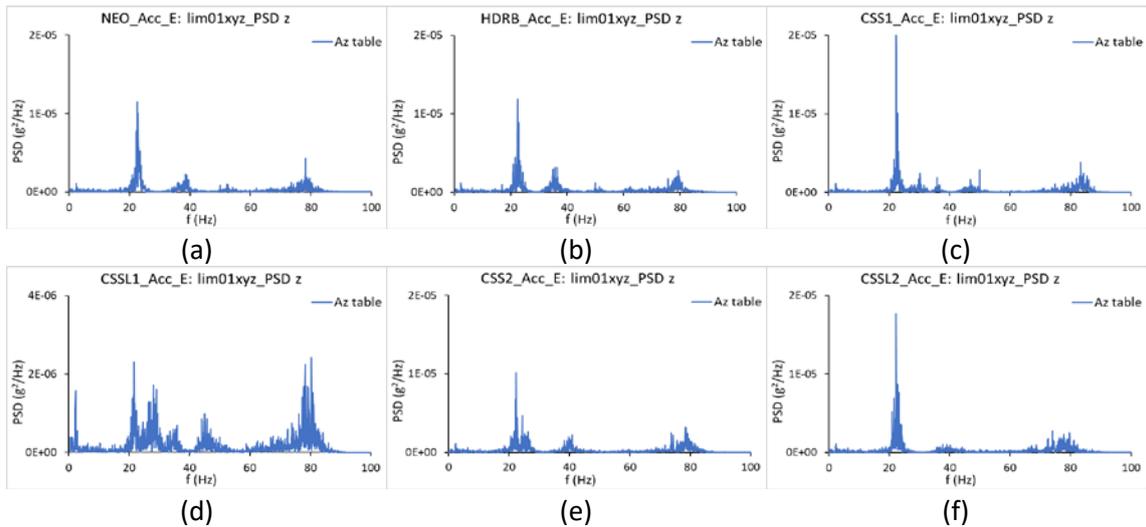


Figura 5.43: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione z per l'input limxyz 01 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

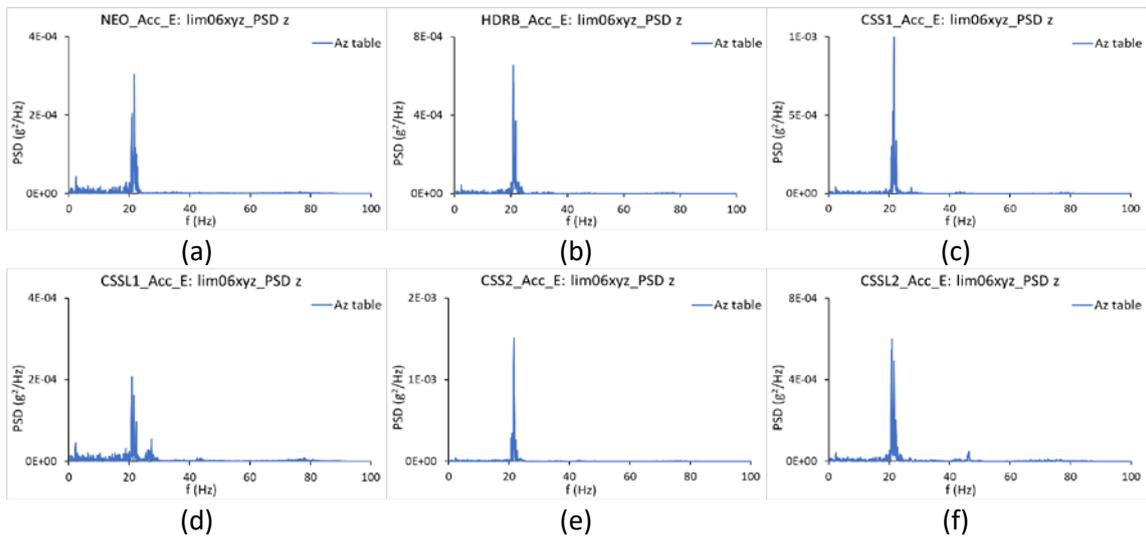


Figura 5.44: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione z per l'input limxyz 06 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

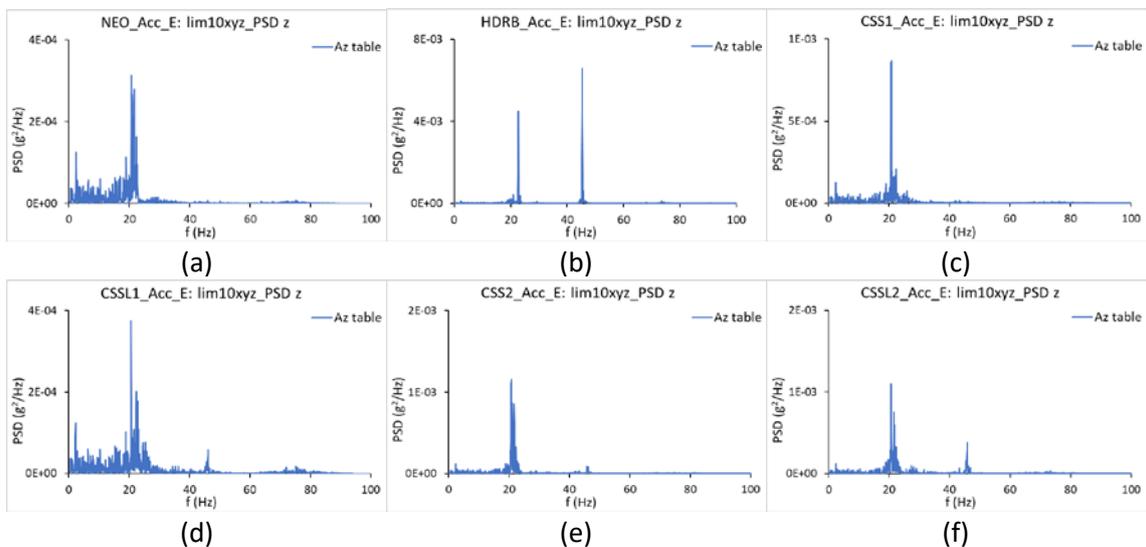
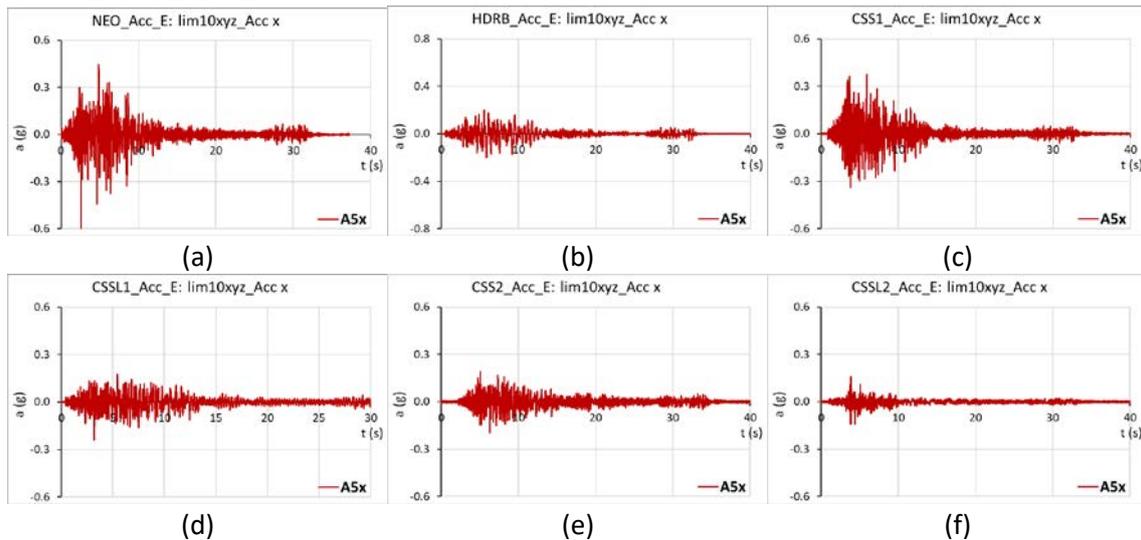
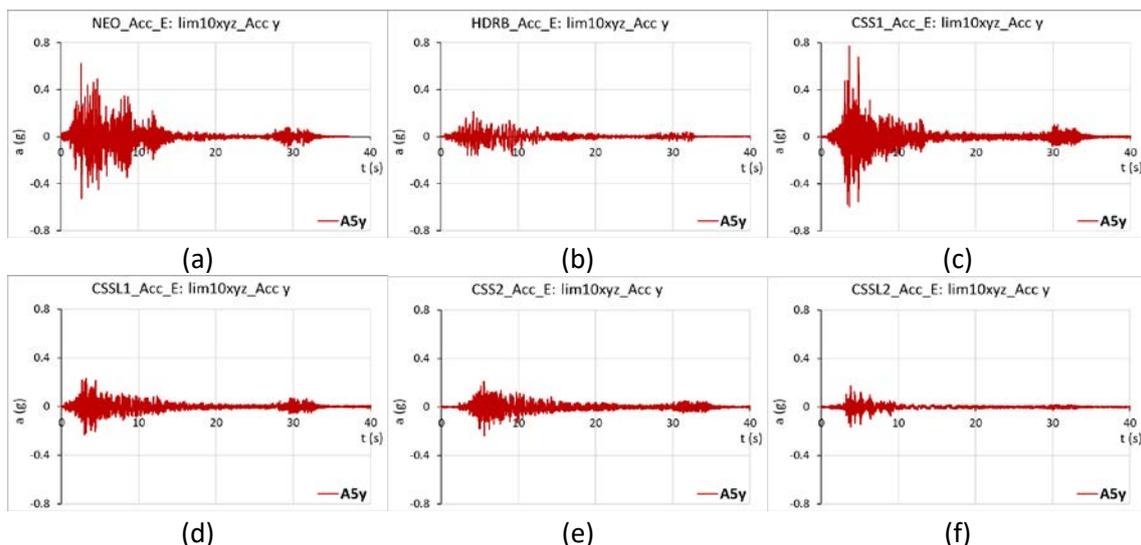


Figura 5.45: Power Spectral Density delle accelerazioni in direzione z per l'input limxyz 10 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

Relativamente alla risposta strutturale agli input appena descritti, sono state analizzate le time histories di tutti i sensori MEMS al variare del sistema di appoggio. Come esempio, in [Figura 5.46](#), [Figura 5.47](#) e [Figura 5.48](#) si riportano le registrazioni effettuate da un sensore dell'impalcato rispettivamente in direzione x, y e z al variare del sistema di appoggio per l'input limxyz 10. Dagli andamenti riportati è possibile già stabilire che, al variare del sistema di appoggio, la risposta strutturale del modello in scala risulta essere molto differente.



*Figura 5.46: Accelerazioni registrate dal sensore A5 in direzione x durante l'input sismico limxyz 10 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.*



*Figura 5.47: Accelerazioni registrate dal sensore A5 in direzione y durante l'input sismico limxyz 10 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.*

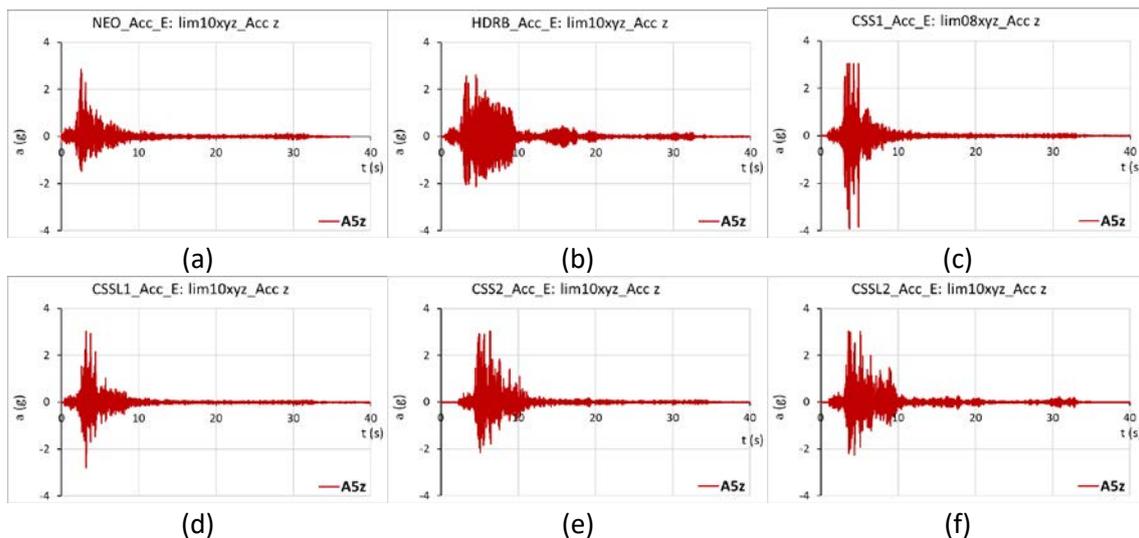


Figura 5.48: Accelerazioni registrate dal sensore A5 in direzione z durante l'input sismico limxyz 10 nel caso di sistema di appoggio (a) NEO, (b) HDRB, (c) CSS1, (d) CSSL1, (e) CSS2 e (f) CSSL2.

Al fine di riassumere il comportamento esibito al variare dell'input e del sistema di appoggio, è possibile fare riferimento ai valori massimi delle accelerazioni che andranno confrontati con quelli massimi registrati sulla tavola vibrante a parità di input e sistema di appoggio. Con riferimento all'impalcato, a partire dalle misurazioni dei diversi sensori posti su tale elemento, è stata ricavata l'accelerazione in direzione x e y relativa al centro dell'impalcato stesso. In [Figura 5.49](#) si riportano i valori massimi ricavati al variare dell'input sismico per i diversi tipi di sistema di appoggio.

Per il prototipo con sistema di appoggio NEO, si nota un aumento quasi lineare delle accelerazioni con l'incremento di intensità dell'input di base. Insieme al caso di sistema con CSS1, è la configurazione che ha mostrato le accelerazioni maggiori. Ciononostante, confrontando tali valori con quelli massimi della tavola vibrante, ci si accorge di una riduzione delle accelerazioni di circa il 14% tra impalcato e base già dal sisma ad intensità minore. Per l'input limxyz 10 si ha una riduzione delle accelerazioni del 45% e 50% rispettivamente in direzione x e y. Gli appoggi in neoprene sembrerebbero quindi costituire già un primo sistema di isolamento per l'impalcato.

Relativamente al sistema di appoggio CSS1, si hanno riduzioni di accelerazioni rispetto alla tavola a partire dall'input limxyz 02 pari al 26% e 11% rispettivamente in direzione x e y. Tale riduzione aumenta fino all'input limxyz 10 in cui si verifica una riduzione delle accelerazioni del 60% e del 50% rispettivamente lungo x e y.

Per i sistemi di appoggio CSSL1 e CSS2, a partire dall'input limxyz 04 si registrano variazioni minime delle accelerazioni al crescere dell'intensità del sisma. Per la configurazione CSSL1 si hanno riduzioni delle accelerazioni tra impalcato e base che partono dal 10% e dal 20% rispettivamente in direzione x e y, salendo al 50% e 70% per l'input limxyz 04 fino ad arrivare a circa l'80% in entrambe le direzioni per il sisma più intenso. Per la configurazione CSS2 si hanno riduzioni del 18% e 38% per l'input limxyz 01 rispettivamente in direzione x e y, che salgono al 54% e 74% per limxyz 02 fino ad arrivare all'85% in entrambe le direzioni per gli input limxyz 08 e limxyz 10.

Con riferimento al sistema HDRB, si hanno valori di accelerazione massima molto simile ai precedenti. La riduzione delle accelerazioni risulta però maggiore per input sismici di bassa intensità (27% e 50% rispettivamente in direzione x e y per l'input limxyz 01). Per il sisma a maggiore intensità si ha una riduzione dell'82% in direzione x e dell'87% in direzione y.

Il sistema che induce le accelerazioni minori nell'impalcato è costituito dal CSSL2. La riduzione delle accelerazioni risulta essere abbastanza alta già dall'input limxyz 01, in cui si hanno valori del 60% e 70% rispettivamente in direzione x e y. Tali riduzioni assumono un valore costante intorno al 92% in entrambe le direzioni già dall'input limxyz 06.

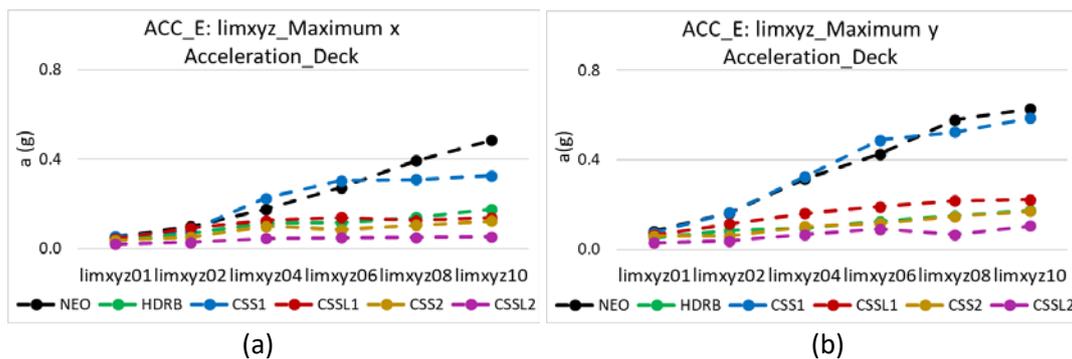


Figura 5.49: Accelerazioni massime del centro dell'impalcato in direzione (a) x e (b) y, al variare dell'input sismico e del sistema di appoggio dell'impalcato.

Relativamente alle accelerazioni del pulvino, in [Figura 5.50](#) e [Figura 5.51](#) si riportano i valori massimi relativi al centro del pulvino, rispettivamente per la pila 1 e la pila 2.

Il prototipo con sistema di appoggio NEO è quello che generalmente sperimenta accelerazioni minori, con riduzioni anche molto importanti rispetto alle accelerazioni registrate sulla tavola. Per pila 1 si ha una riduzione in direzione x pari circa al 30% per tutti gli input, mentre in direzione y si hanno riduzioni maggiori per sismi a bassa intensità (dal 45% al 70%) che diminuiscono per il sisma di maggiore intensità (28%). Per pila 2 si ha invece una riduzione crescente da un 35% ad un 60% in direzione x e dal 35% al 50% in direzione y tra l'input limxyz 01 e limxyz 10.

Relativamente al sistema di appoggio CSS1, si manifesta un comportamento totalmente diverso. In direzione x, per entrambe le pile, per sismi a bassa intensità si manifesta un'amplificazione delle accelerazioni tra pulvini e tavola con valori molto elevati per input limxyz 01 (78% pila 1 e 41% pila2). Per pila 1 si ha una riduzione delle accelerazioni solamente per il sisma più intenso, mentre per pila 2 in corrispondenza di limxyz 06 e limxyz 08. In direzione y le accelerazioni del pulvino si riducono in tutti i casi a meno del sisma meno intenso.

Con riferimento ai sistemi di appoggio CSSL1 e CSS2 si hanno riduzioni variabili delle accelerazioni a meno di alcuni casi relativi a input di bassa intensità. Per sistema CSSL1 in direzione x si registrano variazioni intorno al 35-40% in entrambe le pile a meno dell'input limxyz 08 in cui si hanno riduzioni pari al 70%; in direzione y si hanno riduzioni variabili tra il 40% ed il 50% rispettivamente per pila 1 e 2 relativamente a sismi di

intensità intermedia che si riducono a 14% e 27% per il sisma limxyz 10. Per sistema CSS2 si ha un comportamento molto simile.

In relazione alle prestazioni del prototipo con sistema di appoggio HDRB, si registra un decremento delle accelerazioni tra pulvini e base tranne che per l'input limxyz 01. Tali decrementi risultano molto spesso inferiori a quelli che avvengono per l'implementazione degli altri sistemi di isolamento. Per pila 1 si registrano riduzioni tra il 10% ed il 20% in entrambe le direzioni. Per pila 2 si hanno valori leggermente più alti che vanno dal 25% al 50% in direzione x e dal 10% al 45% in direzione y.

Infine, per il sistema di appoggio CSSL2 si verifica una riduzione delle accelerazioni maggiore per il sisma più debole (circa il 40% in entrambe le direzioni e per entrambe le pile), mentre per il sisma più intenso si hanno le riduzioni minori (24% e 5% in direzione x e 30% e 32% in direzione y rispettivamente per pila 1 e 2).

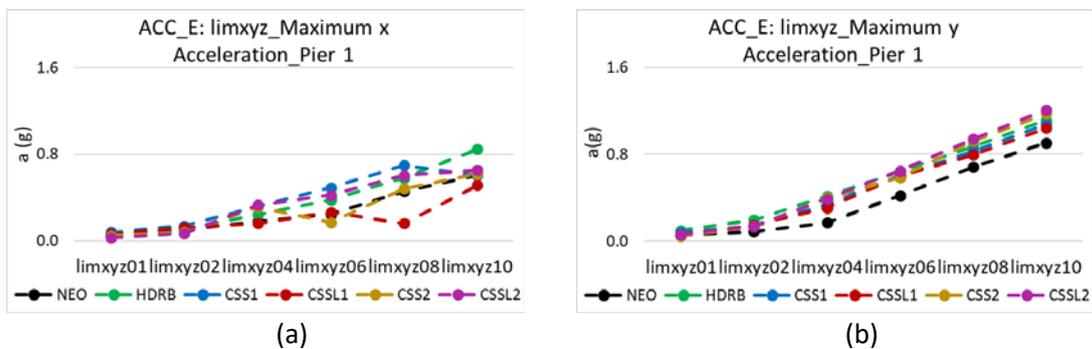


Figura 5.50: Accelerazioni massime del centro del pulvino di pila 1 in direzione (a) x e (b) y, al variare dell'input sismico e del sistema di appoggio dell'impalcato.

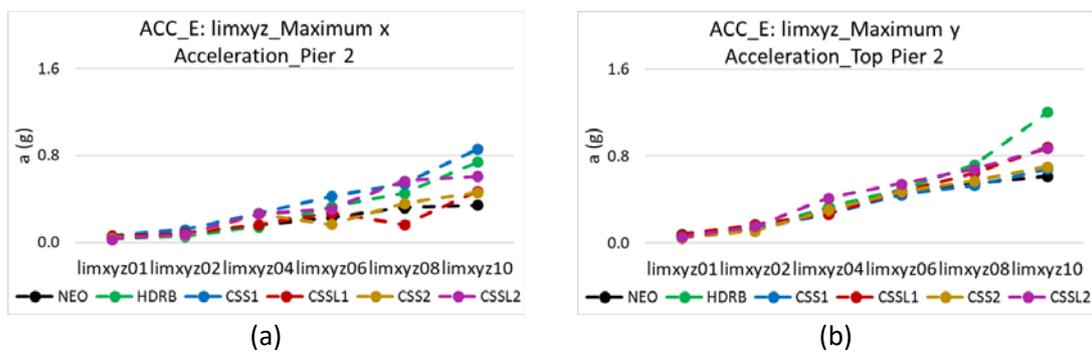


Figura 5.51: Accelerazioni massime del centro del pulvino di pila 2 in direzione (a) x e (b) y, al variare dell'input sismico e del sistema di appoggio dell'impalcato.

Le accelerazioni appena descritte sono relative al centro dei pulvini. Per tali elementi è necessario descrivere brevemente cosa accade sui singoli sensori in direzione x. Alle estremità dei pulvini, in corrispondenza dei dispositivi di misura, si verificano infatti dei valori delle accelerazioni maggiori rispetto a quelli centrali, indice che le accelerazioni in tali punti sono molto diverse tra di loro. In Figura 5.52 si riportano i valori delle accelerazioni massime misurate per un sensore della pila 1 ed uno della pila 2 al variare dell'input di base per i diversi sistemi di appoggio. Tranne che nel caso di sistema di appoggio NEO e CSS2, in cui per molti terremoti si verifica una riduzione delle accelerazioni, per le altre tipologie di dispositivi, i sensori hanno sempre raggiunto

accelerazioni massime maggiori di quelle registrate alla base, con incrementi anche molto marcati.

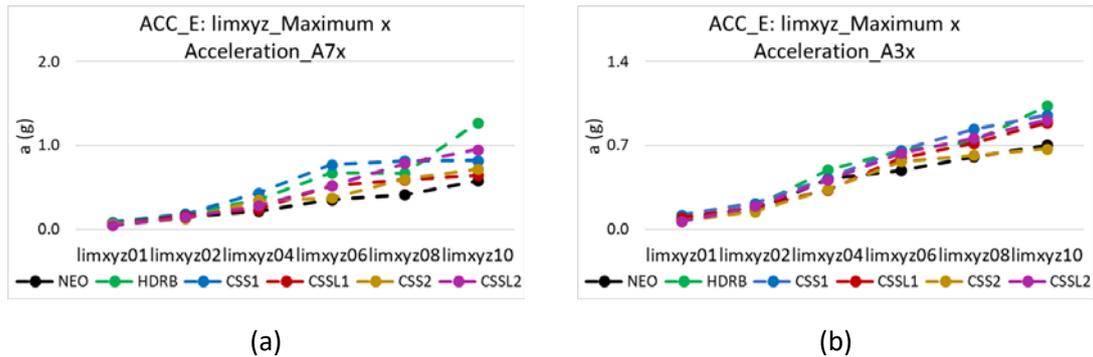


Figura 5.52: Accelerazioni massime in direzione x registrate da un sensore posto sul pulvino di (a) pila 1 e (b) pila 2, al variare dell'input sismico e del sistema di appoggio dell'impalcato.

Con riferimento alle accelerazioni verticali, in Figura 5.53 si riportano le accelerazioni massime registrate da un sensore dell'impalcato, di pila 1 e di pila 2, al variare dell'input alla base e per i diversi sistemi di appoggio. Per l'impalcato, le accelerazioni sono sempre risultate di entità molto maggiore rispetto a quelle registrate sulla tavola vibrante, indipendentemente dalla tipologia di dispositivi di appoggio implementata. Il rapporto delle accelerazioni tra impalcato e base non segue una regola ben precisa a parità di appoggi e al variare dell'input. Si va da un minimo di 2 fino ad un massimo di 9. In relazione alle accelerazioni verticali del pulvino, anch'esse risultano amplificate ma in modo minore rispetto all'impalcato. Tendenzialmente si assiste ad un incremento del rapporto tra accelerazione nel punto di misura e alla base crescente con l'intensità del sisma. Tali rapporti vanno da un minimo di 0.9 ad un massimo di 4.

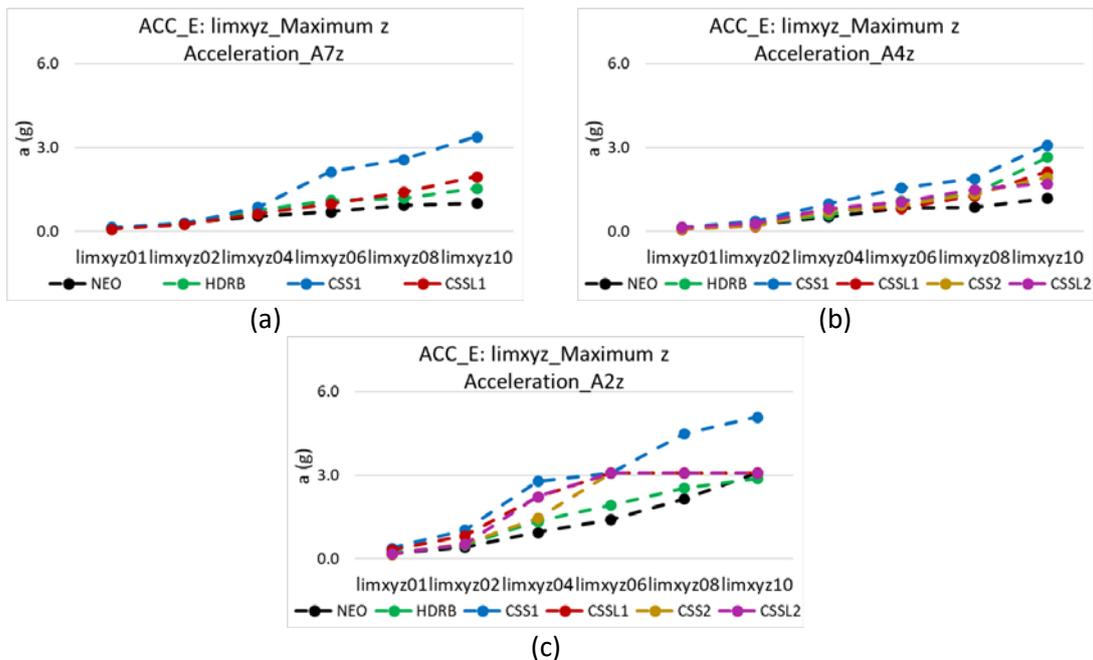


Figura 5.53: Accelerazioni massime in direzione z registrate da un sensore posto (a) sul pulvino di pila 1, (b) sul pulvino di pila 2 e (c) sull'impalcato, al variare dell'input sismico e del sistema di appoggio.

Relativamente all'analisi nel dominio delle frequenze, per ogni prova effettuata si è graficata la Power Spectral Density di ogni sensore e la Cross Spectral Density, con fase e coerenza, per ogni coppia di sensori significativa.

Con riferimento al prototipo con appoggi in neoprene, al variare dell'input, le accelerazioni sull'impalcato sono caratterizzate da frequenze che variano tra 3.40 Hz a 3.66 Hz in direzione x (Figura 5.54) e tra 4.20 Hz, 4.64 Hz e 5.08 Hz (Figura 5.55) in direzione y. Le frequenze maggiori caratterizzano le accelerazioni registrate per sismi di bassa intensità, mentre le minori sono caratteristiche dei sismi più intensi. Si nota quindi che all'aumentare dell'intensità del sisma si verifica uno spostamento delle frequenze di vibrazione dell'impalcato verso valori più bassi. Con riferimento alle accelerazioni del pulvino, queste rispecchiano essenzialmente le frequenze di vibrazione ricavate per l'impalcato. Ciononostante, si nota la presenza di energia associata a frequenze più elevate, tra i 22 Hz ed i 27 Hz sia in direzione x che y (Figura 5.56). In direzione verticale si ha presenza di picchi per valori compresi tra 20.75 Hz e 23 Hz sia per i pulvini che per l'impalcato (Figura 5.57), che corrispondono al contenuto in frequenza delle accelerazioni applicate alla base del prototipo.

L'analisi combinata di PSD e CSD con fase e coerenza ha permesso di trarre alcune conclusioni sulle forme modali del prototipo. Le frequenze di vibrazione determinate intorno a 3.5 Hz in direzione x corrispondono a delle forme modali associate alla traslazione dell'impalcato con flessione delle pile nella medesima direzione (Figura 5.58). In direzione y, per le frequenze di vibrazione intorno a 4.6 Hz si hanno forme modali associate alla flessione delle pile in direzione y; tuttavia, la pila 2 va incontro a spostamenti maggiori rispetto a quelli di pila 01 (Figura 5.59). L'impalcato asseconda gli spostamenti delle pile. Con riferimento alle frequenze identificate nel pulvino tra 22 Hz e 25 Hz, queste fanno riferimento a dei modi associati alla torsione delle pile, anche se non è possibile stabilire con precisione una frequenza ben definita per tali modi. Comportamento analogo si ha in direzione verticale, in cui si registrano delle forme modali simili ma al contempo diverse tra 20.75 Hz e 23 Hz associate alla flessione dell'impalcato e all'abbassamento delle pile.

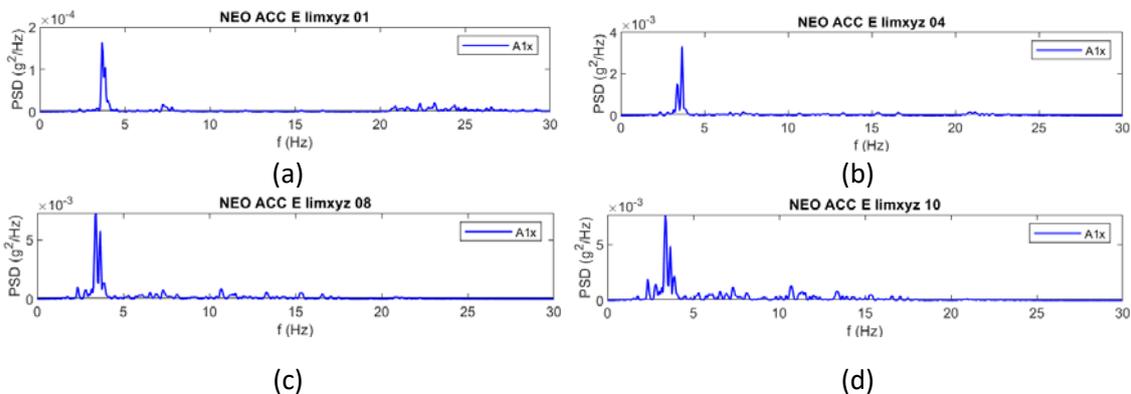


Figura 5.54: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema NEO.

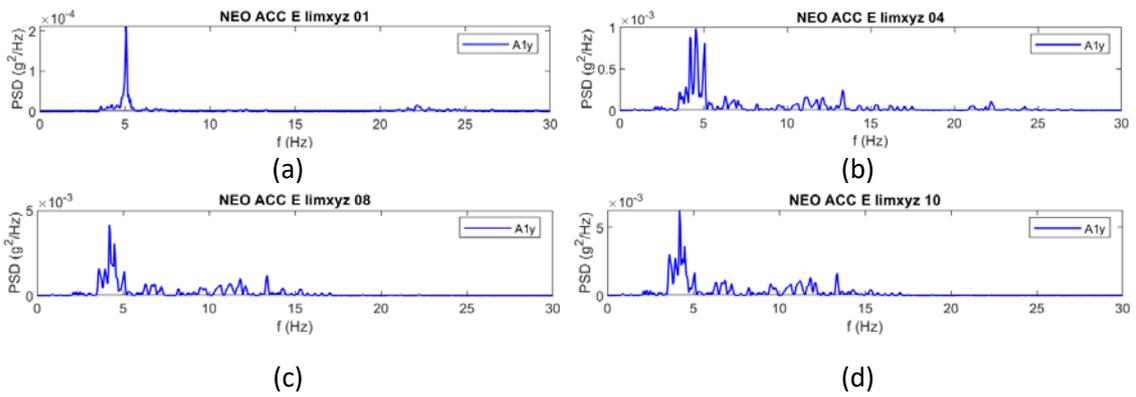


Figura 5.55: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione y per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi NEO.

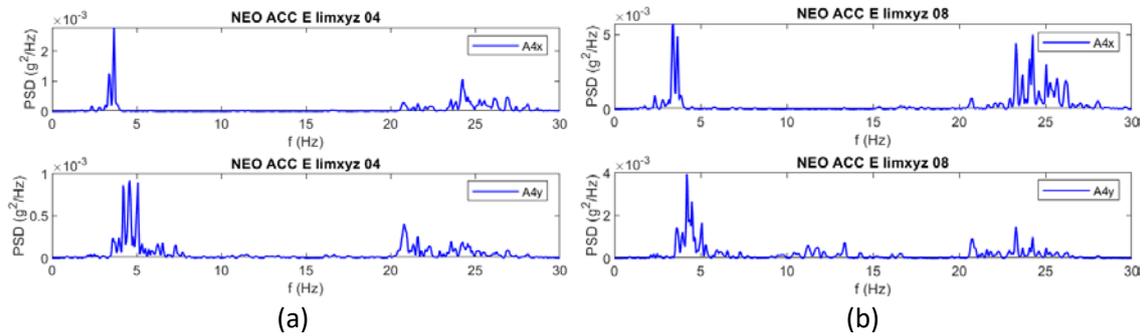


Figura 5.56: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A4 in direzione x e y per gli input di base (a) limxyz 04 e (b) limxyz 08 con sistema di appoggi NEO.

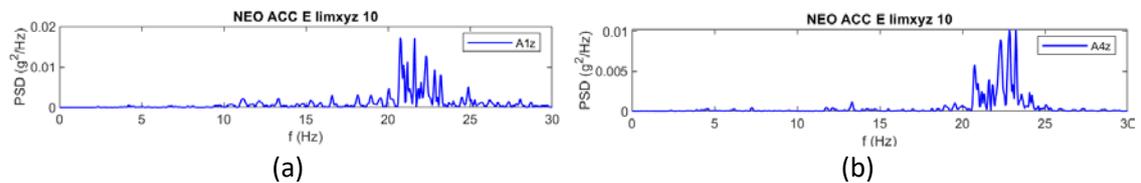


Figura 5.57: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore (a) A1 e (b) A4 in direzione z per l'input di base limxyz 10 con sistema di appoggi NEO.

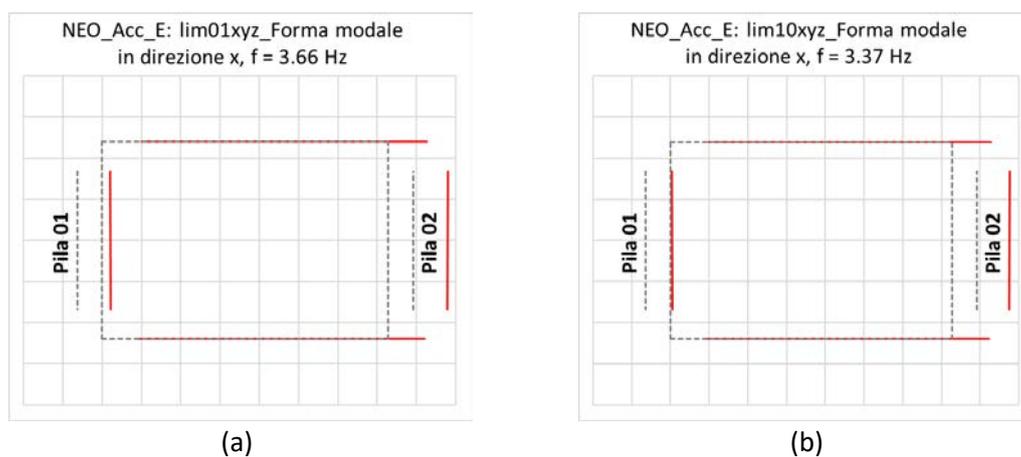


Figura 5.58: Forme modali in direzione x associate alle frequenze di (a) 3.66 Hz per limxyz 01 e (b) 3.37 Hz per limxyz 10 con sistema di appoggi NEO.

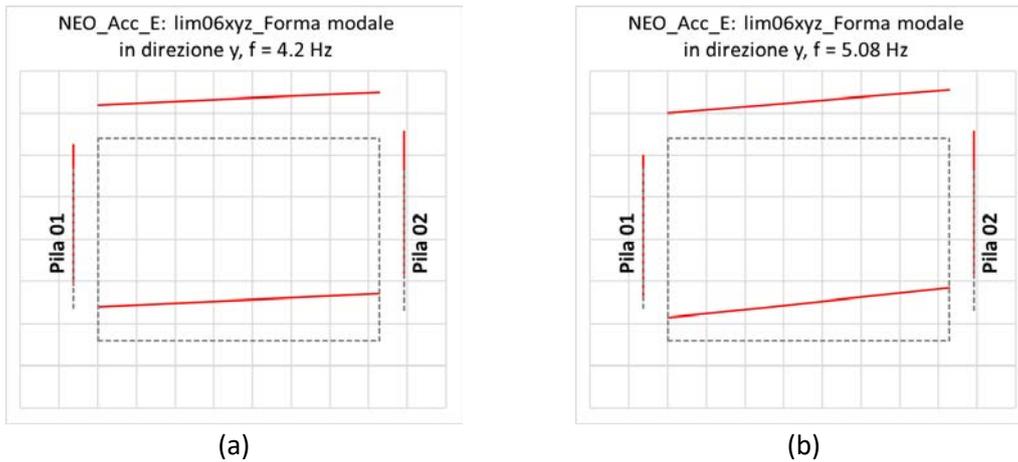


Figura 5.59: Forme modali in direzione  $y$  associate alle frequenze tra 4.2 Hz e 5.08 Hz per limxyz 06 con sistema di appoggi NEO.

Per il prototipo con sistema di isolamento HDRB, al variare dell'input, le accelerazioni sull'impalcato sono caratterizzate da frequenze che variano tra 3.66 Hz a 1.75 Hz in direzione  $x$  (Figura 5.60) e tra 3.61 Hz a 2.15 Hz (Figura 5.61) in direzione  $y$ . Come nel caso precedente, si nota che all'aumentare dell'intensità del sisma si verifica uno spostamento delle frequenze di vibrazione dell'impalcato verso valori più bassi. Analizzando le PSD dei sensori dei pulvini (Figura 5.62), si notano dei picchi simili a quelli trovati per l'impalcato ma con ampiezze minori. Maggiore energia presentano le frequenze tra 22 Hz e 24 Hz. In tale intervallo si notano picchi in comune sia tra la direzione  $x$  che  $y$ . Inoltre, con l'aumentare dell'intensità del sisma, assumono sempre più rilevanza picchi tra 5 Hz e 7 Hz. In direzione verticale, per l'impalcato si rilevano frequenze tra 20.7 Hz e 23 Hz, mentre per il pulvino, si rileva anche la presenza di picchi per valori pari a quelli in direzione  $x$  e  $y$  tra 22 Hz e 24 Hz (Figura 5.63).

Le frequenze di vibrazione sotto i 5 Hz sono associate alla traslazione in direzione  $x$  e  $y$  del sistema impalcato-pile (Figura 5.64 e Figura 5.65). In particolare, in direzione  $x$ , lo spostamento modale delle pile si riduce in confronto a quello dell'impalcato al ridursi della frequenza. Con riferimento alle frequenze tra 5 Hz e 7 Hz, è stato possibile individuare delle forme modali associate alla flessione prevalente di una pila sia in direzione  $x$  che in direzione  $y$  con contributo minimo dell'impalcato. Per le frequenze determinate tra 22 Hz e 24 Hz sono presenti delle forme modali superiori riferite alla torsione delle pile con flessione in direzione  $y$ .

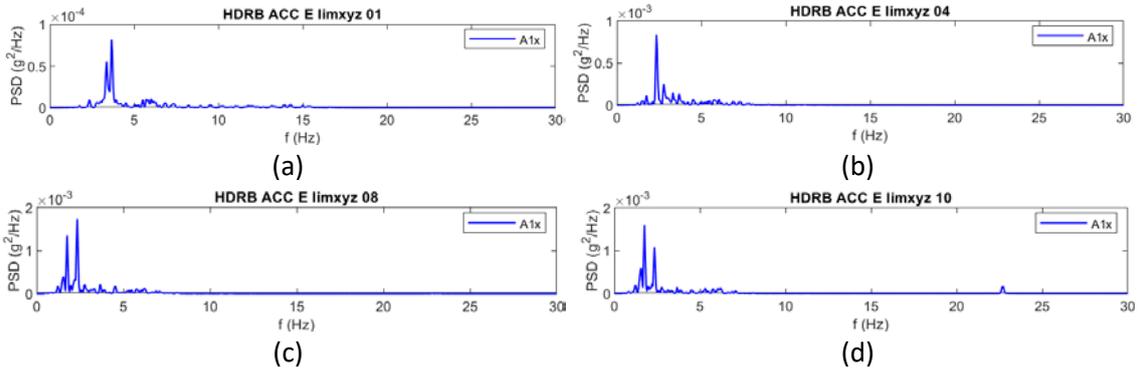


Figura 5.60: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi HDRB.

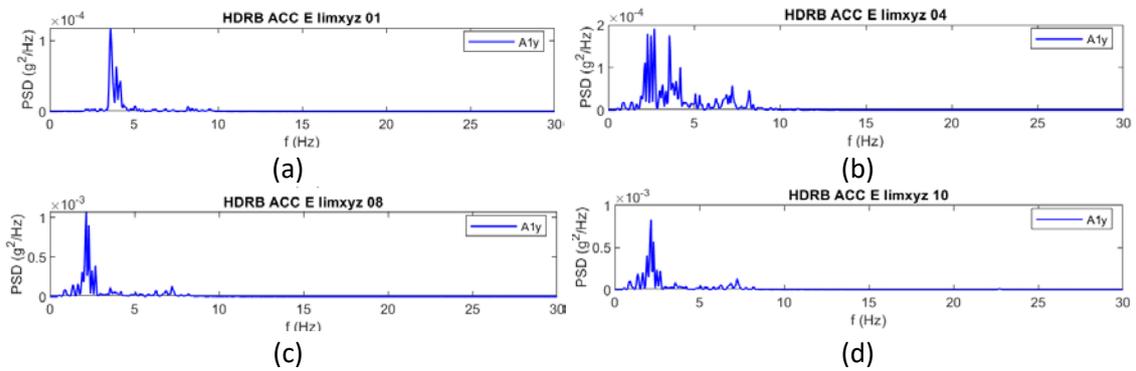


Figura 5.61: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione y per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi HDRB.

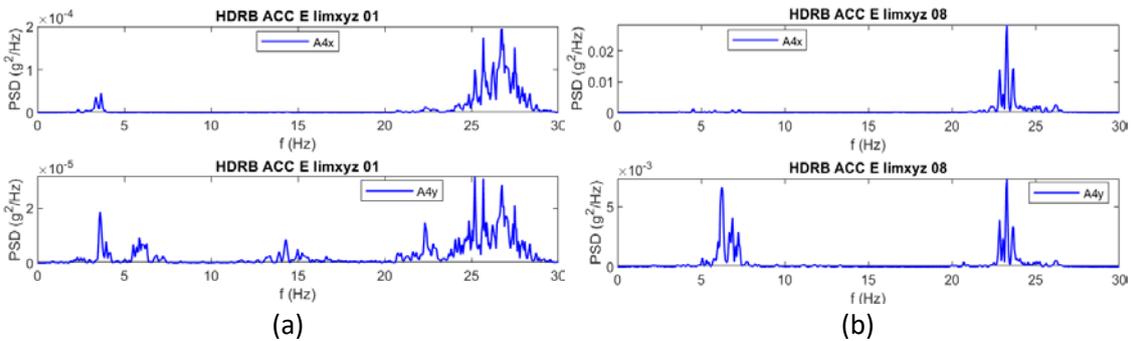


Figura 5.62: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A4 in direzione x e y per gli input di base (a) limxyz 01 e (b) limxyz 08 con sistema di appoggi HDRB.

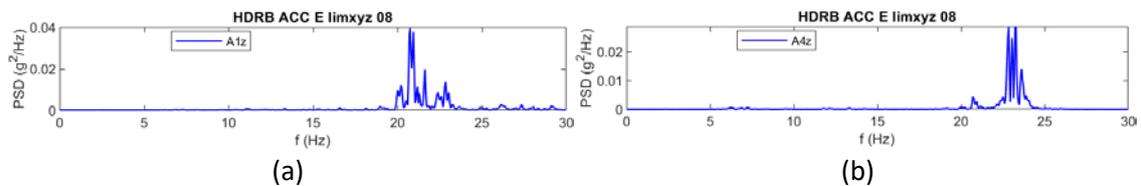


Figura 5.63: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore (a) A1 e (b) A4 in direzione z per l'input di base limxyz 08 con sistema di appoggi HDRB.

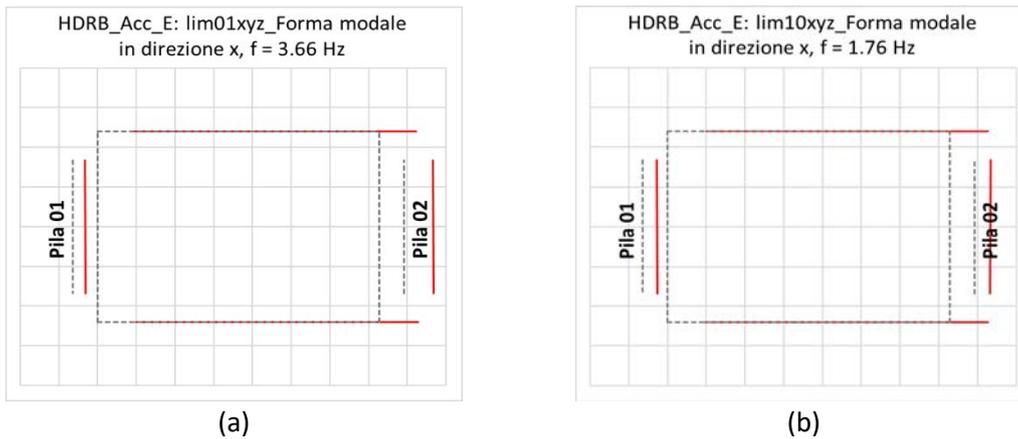


Figura 5.64: Forme modali in direzione x associate alle frequenze di (a) 3.66 Hz per limxyz 01 e (b) 1.76 Hz per limxyz 10 con sistema di appoggi HDRB.

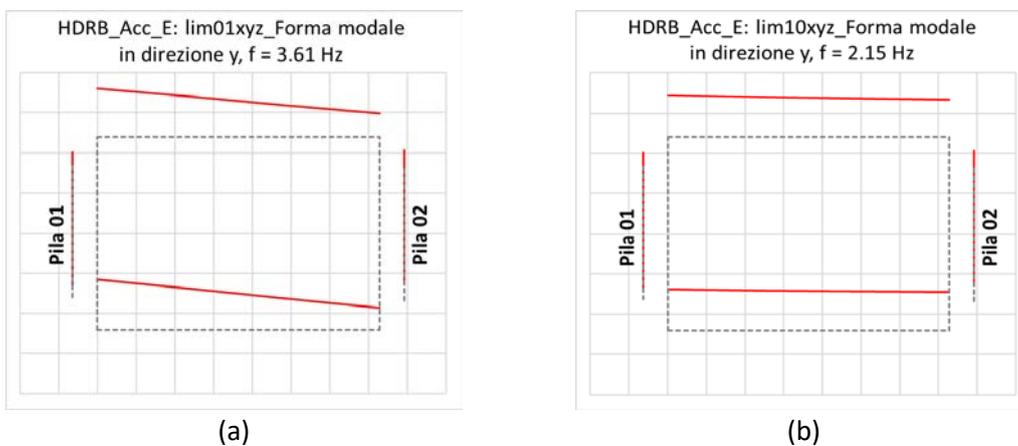


Figura 5.65: Forme modali in direzione y associate alle frequenze di (a) 3.61 Hz per limxyz 01 e (b) 2.15 Hz per limxyz 10 con sistema di appoggi HDRB.

L'analisi dei diagrammi della Power Spectral Density dei segnali registrati nel caso di sistema di appoggio CSS1 ha consentito di stabilire che, tranne per il sistema limxyz 01, i picchi relativi alle registrazioni dell'impalcato non variano frequenza al variare dell'input sismico. In direzione x si ha, infatti, un picco sempre alla frequenza di 3.66 Hz (Figura 5.66), mentre in direzione y alla frequenza di 5.00 Hz (Figura 5.67). In tale direzione, al crescere dell'intensità dell'input, si ha un incremento delle ampiezze per frequenze tra 6 Hz e 7.2 Hz. Nei sensori dei pulvini si registrano i medesimi valori di picco con l'aggiunta di un contenuto in frequenza tra 20 Hz e 25 Hz, con ampiezze comparabili alle basse frequenze. In relazione alla direzione verticale, si registrano picchi tra 20.7 Hz e 23 Hz (Figura 5.69). Solo in casi sporadici si manifestano picchi a frequenze leggermente più elevate.

Le forme modali associate ai picchi di 3.66 Hz e 5.00 Hz, in direzione rispettivamente x e y, sono riportate in Figura 5.70. Si può notare come gli spostamenti di pile ed impalcato siano quasi coincidenti, facendo pensare che il sistema di isolamento non sia attivato correttamente durante i test. Come nei casi precedenti, le frequenze tra 22 Hz e 25 Hz sono associate a modi superiori torsionali soprattutto a pila 2, che però non coinvolgono l'impalcato.

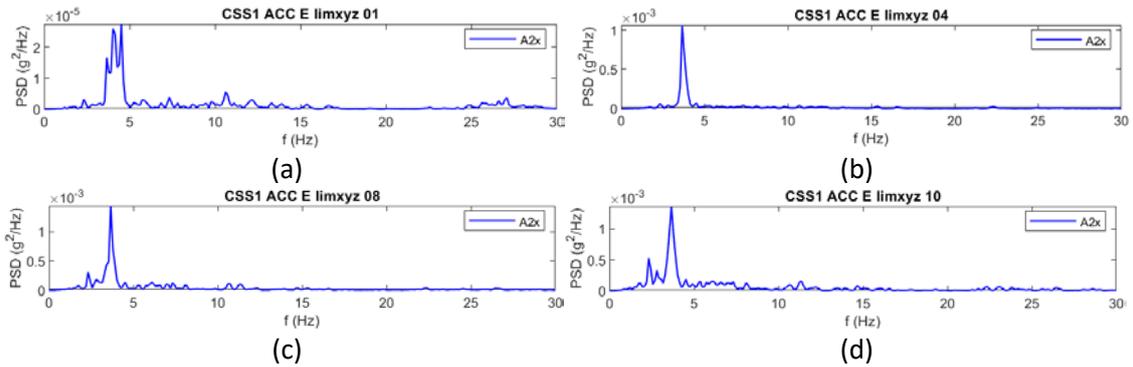


Figura 5.66: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A2 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSS1.

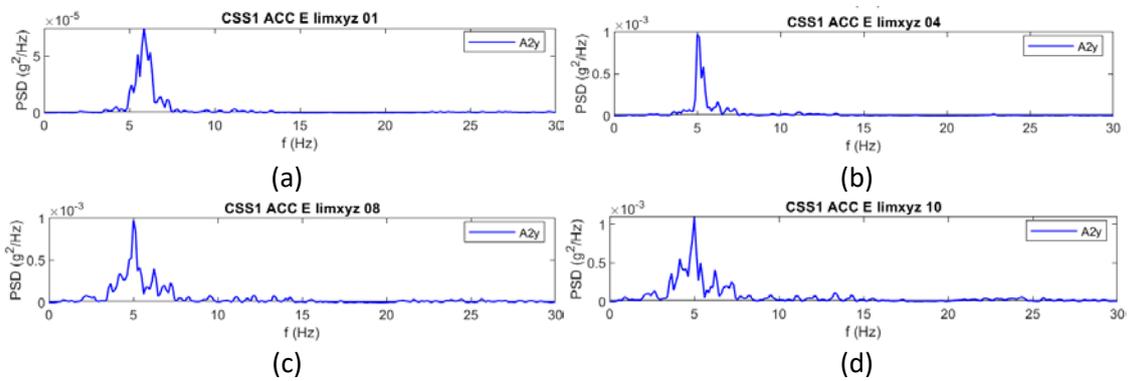


Figura 5.67: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A2 in direzione y per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSS1.

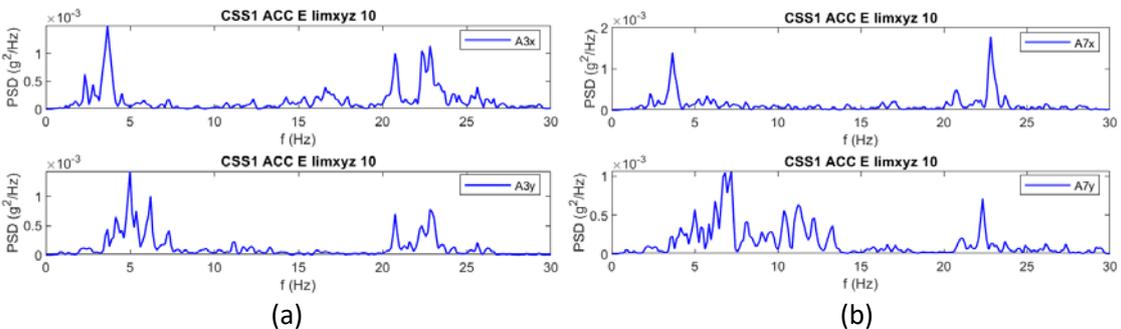


Figura 5.68: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore (a) A3 e (b) A7 in direzione x e y per l'input di base limxyz 10 con sistema di appoggi CSS1.

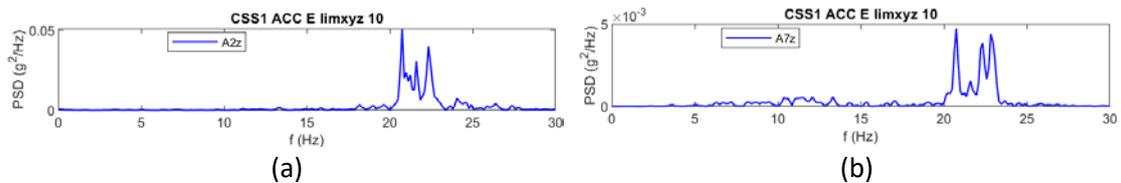


Figura 5.69: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore (a) A2 e (b) A7 in direzione z per l'input di base limxyz 10 con sistema di appoggi CSS1.

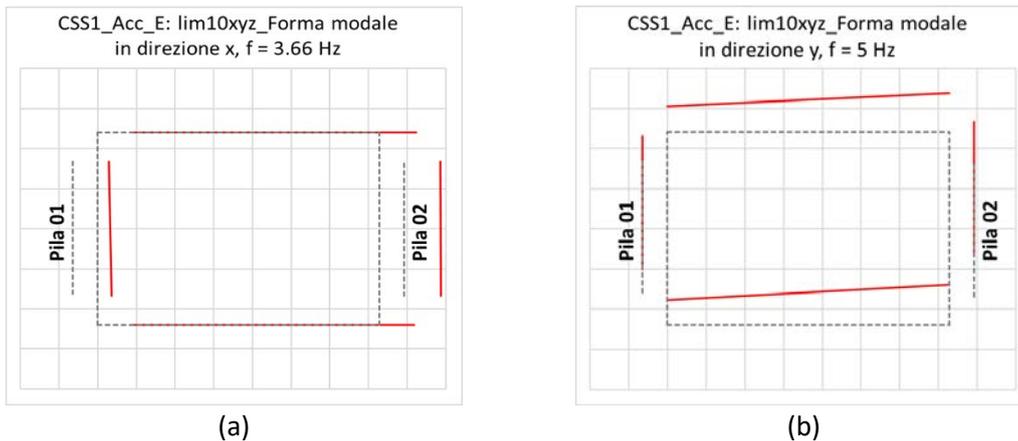


Figura 5.70: Forme modali (a) in direzione x a 3.66 Hz e (b) in direzione y a 5Hz per input limxyz 10 con sistema di appoggi CSS1.

Anche nel caso del sistema CSSL1, l'analisi dei diagrammi della PSD ha consentito di stabilire che, tranne per il sisma limxyz 01, i picchi relativi alle registrazioni dell'impalcato non variano frequenza al variare dell'input sismico. In direzione x la massima ampiezza è, infatti, sempre relativa alla frequenza di 3.66 Hz (Figura 5.71). In direzione y il valore di picco di manifesta a 5.08 Hz (Figura 5.72). Tuttavia, per sismi con intensità crescente dal limxyz 06, si nota un aumento del contenuto in frequenza fino a 7Hz. Nel pulvino si riscontrano gli stessi valori picco dell'impalcato (Figura 5.73), ma, in direzione x, al crescere dell'intensità sismica cresce il contributo in frequenza tra 22 Hz e 25 Hz. In direzione y, specialmente a partire dall'input limxyz 06, il contributo tra 6 Hz e 7 Hz assume maggiore importanza. Come nei casi precedenti, il contenuto in frequenza associato alla direzione verticale sia per impalcato che pulvini si colloca tra 20 Hz e 25 Hz (Figura 5.74).

Relativamente alle forme modali, nonostante la frequenza di picco associata all'impalcato rimanga costante al variare dell'input sismico, si assiste ad un cambiamento dello spostamento modale, che si riduce per l'impalcato rispetto a quello delle pile, sia in direzione x (Figura 5.75) che y (Figura 5.76), a partire dall'input limxyz 06. Per le frequenze tra 6 Hz e 7 Hz, il cui contenuto in frequenza diventa non trascurabile per le pile per input a maggiore intensità, si hanno forme modali flessionali in direzione y rispettivamente di pila 2 e pila 1 che coinvolgono solo parzialmente l'impalcato. Con riferimento alle frequenze di vibrazione tra 22 Hz e 25 Hz in direzione x dei pulvini, valgono le stesse considerazioni effettuate in precedenza per altri dispositivi di isolamento.

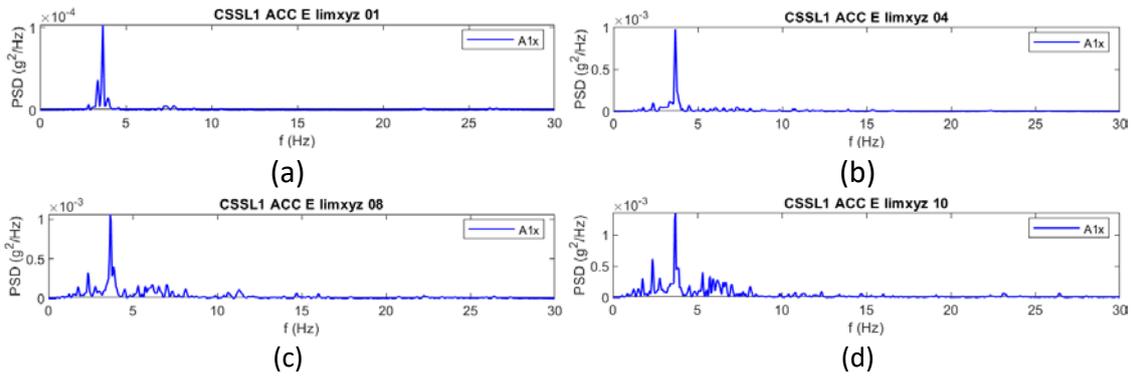


Figura 5.71: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL1.

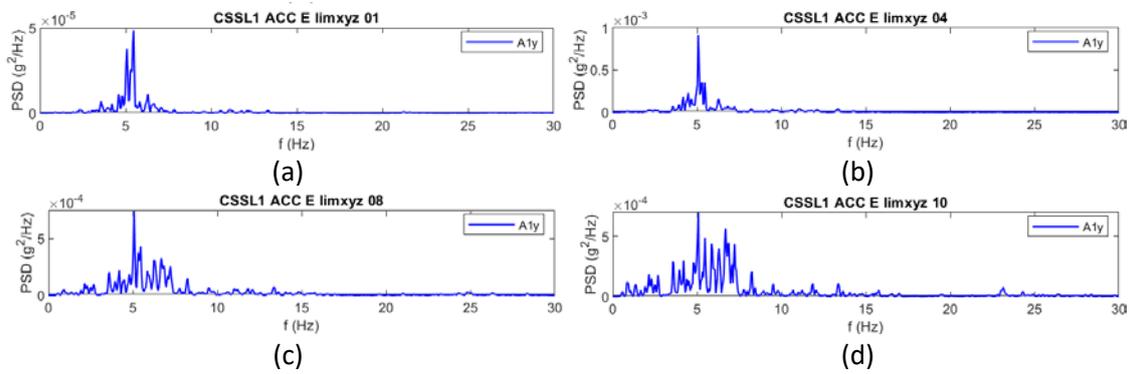


Figura 5.72: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione y per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL1.

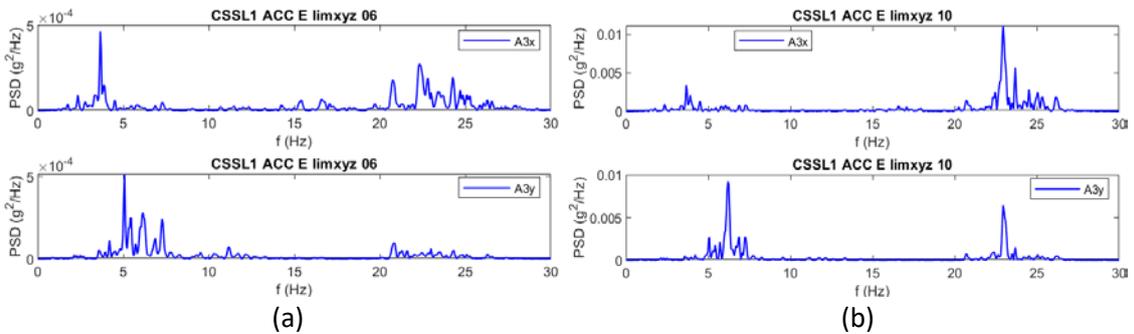


Figura 5.73: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A3 in direzione x e y per gli input di base (a) limxyz 06 e (b) limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL1.

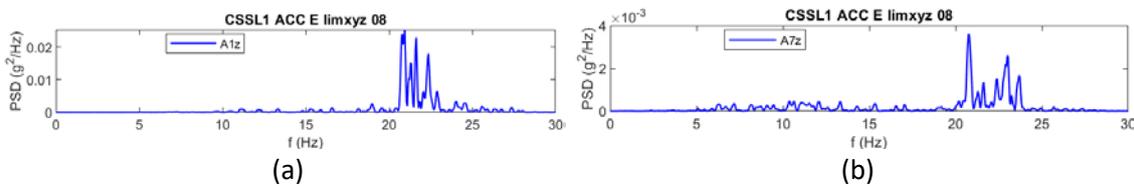


Figura 5.74: PSD delle accelerazioni registrate dai sensori (a) A1 e (b) A7 in direzione z per l'input di base limxyz 08 con sistema di appoggi CSSL1.

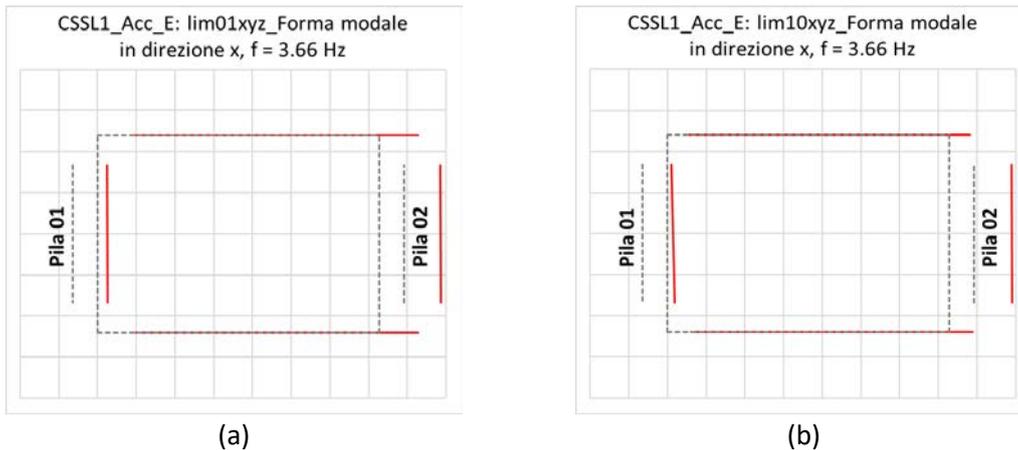


Figura 5.75: Forme modali in direzione x associate alle frequenze di 3.66 Hz (a) per limxyz 01 e (b) per limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL1.

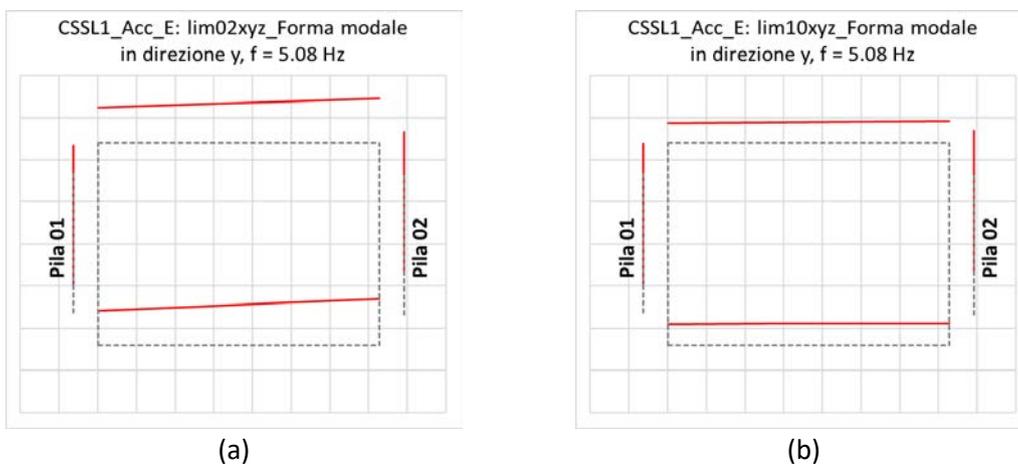


Figura 5.76: Forme modali in direzione y associate alle frequenze di 5.08 Hz (a) per limxyz 02 e (b) per limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL1.

Le registrazioni dei sensori dell'impalcato nel prototipo con sistema di appoggio CSS2 presentano dei picchi nei grafici della PSD a frequenze quasi stazionarie al variare dell'input, pari a 3.66 Hz in direzione x (Figura 5.77) e 5.08 in direzione y (Figura 5.78). Tali picchi sono abbastanza isolati per i sismi a bassa intensità, mentre, al crescere dell'energia associata all'input, si ha un contenuto in frequenza più distribuito da 2 Hz fino a 7 Hz con ampiezze alcune volte molto simili a quelle di picco. Per i pulvini, si riscontra un contenuto in frequenza dei PSD simile a quello dell'impalcato. Ciononostante, se per input sismici a bassa energia le ampiezze maggiori si hanno a 3.66 Hz e 5.08 Hz, rispettivamente in direzione x e y, al crescere dell'intensità del terremoto, da limxyz 06, si ha una distribuzione diversa di energia tra le varie frequenze (Figura 5.79 e Figura 5.80). In direzione y i picchi maggiori si manifestano a 7.22 Hz e 6.25 Hz rispettivamente per pila 1 e 2. In direzione x, oltre all'aumento dell'energia associata alle frequenze tra 5 e 7 Hz, si ha un aumento notevole delle ampiezze tra 22 Hz e 25 Hz. In direzione z si riscontra un contenuto in frequenza simile a quello degli altri casi analizzati (Figura 5.81).

Relativamente alle forme modali, è possibile trarre le medesime conclusioni ricavate nel caso di appoggi CSSL1. Nonostante la frequenza di picco associata all'impalcato rimanga costante al variare dell'input sismico, si assiste ad un cambiamento dello spostamento modale, che si riduce per l'impalcato rispetto a quello

delle pile, sia in direzione x (Figura 5.82) che y (Figura 5.83), a partire dall'input limxyz 06. Per le frequenze tra 6.25 Hz e 7.22 Hz, il cui contenuto in frequenza diventa non trascurabile per le pile per input a maggiore intensità, si hanno forme modali flessionali in direzione y rispettivamente di pila 2 e pila 1 che coinvolgono solo parzialmente l'impalcato. Con riferimento alle frequenze di vibrazione tra 22 Hz e 25 Hz in direzione x dei pulvini, valgono le stesse considerazioni effettuate in precedenza per altri dispositivi di isolamento.

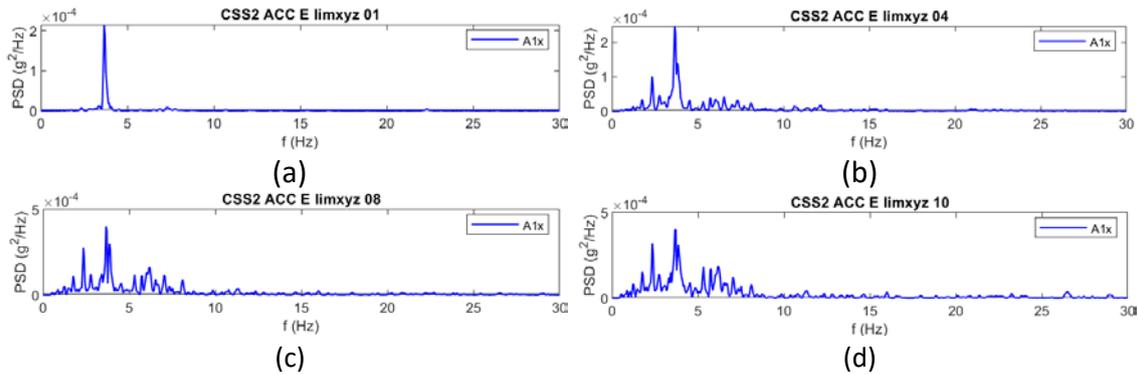


Figura 5.77: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSS2.

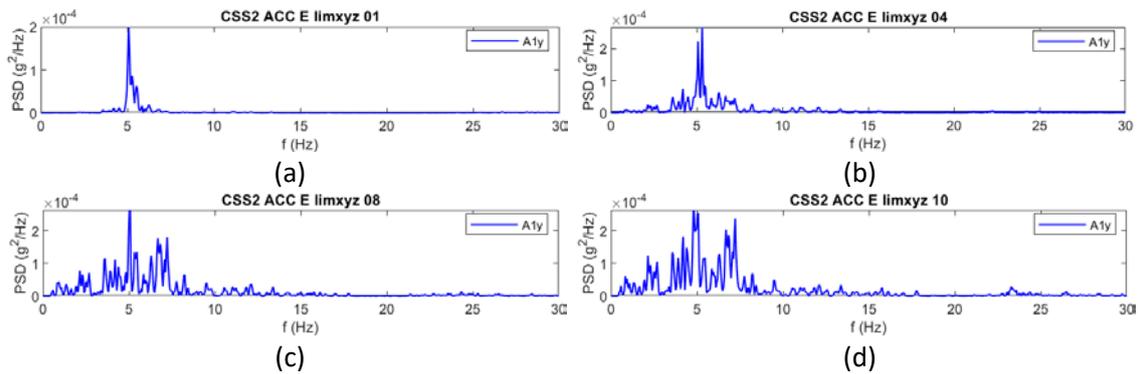


Figura 5.78: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A1 in direzione y per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSS2.

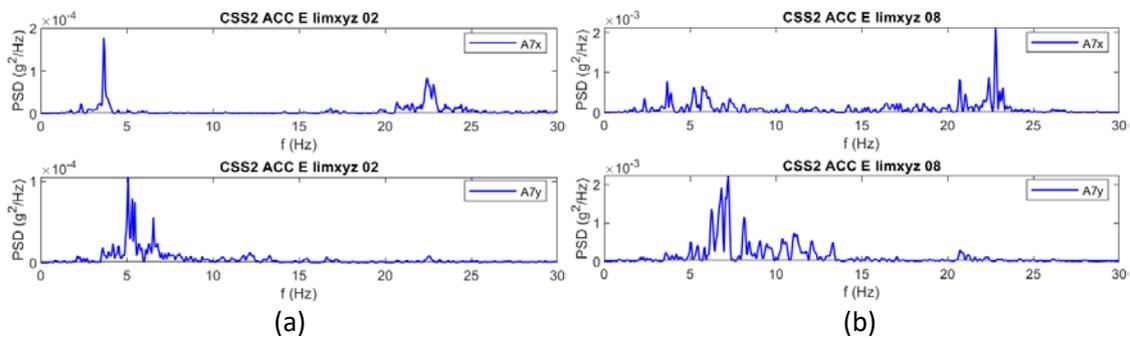


Figura 5.79: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore del pulvino A7 in direzione x e y per gli input di base (a) limxyz 02 e (b) limxyz 08 con sistema di appoggi CSS2.

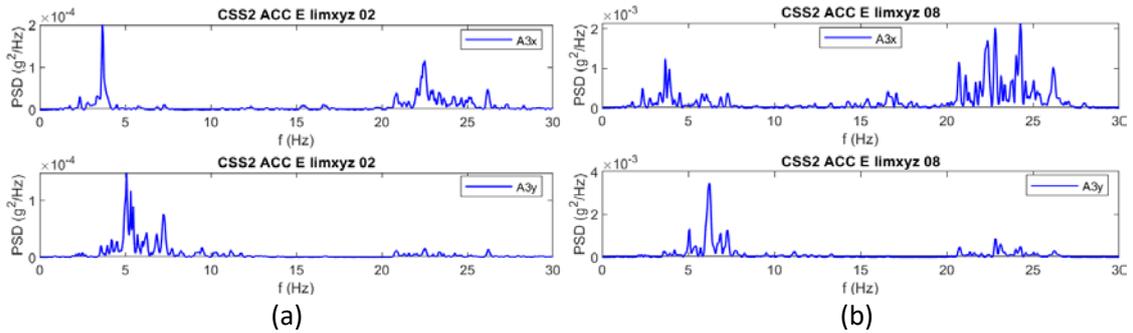


Figura 5.80: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore del pulvino A3 in direzione x e y per gli input di base (a) limxyz 02 e (b) limxyz 08 con sistema di appoggi CSS2.

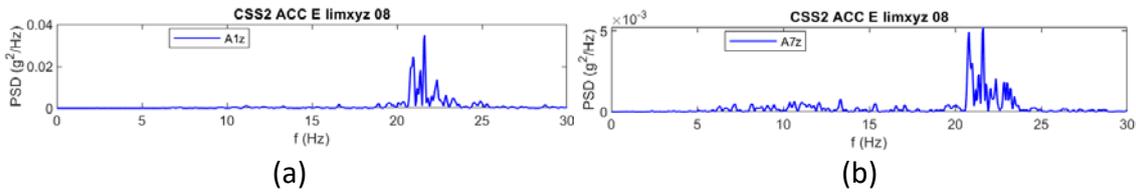


Figura 5.81: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore (a) A1 e (b) A7 in direzione z per l'input di base limxyz 08 con sistema di appoggi CSS2.

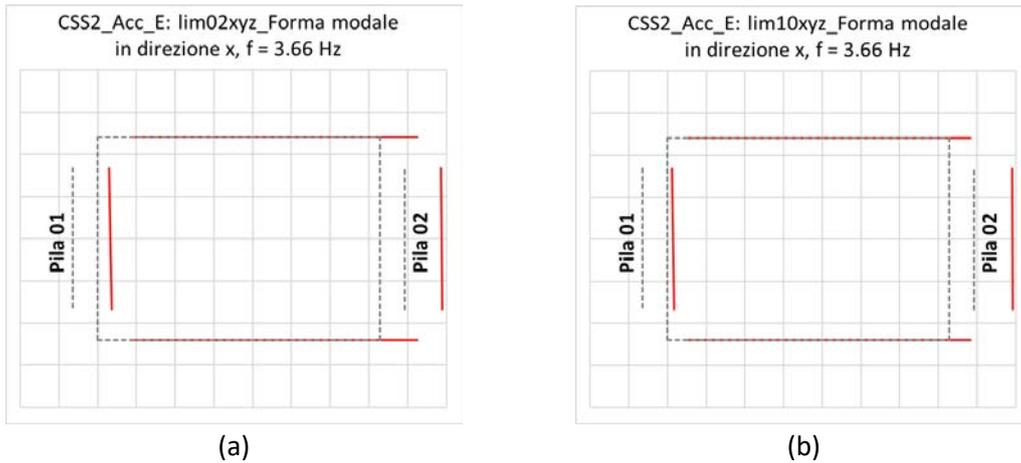


Figura 5.82: Forme modali in direzione x associate alle frequenze di 3.66 Hz (a) per limxyz 02 e (b) per limxyz 10 con sistema di appoggi CSS2.

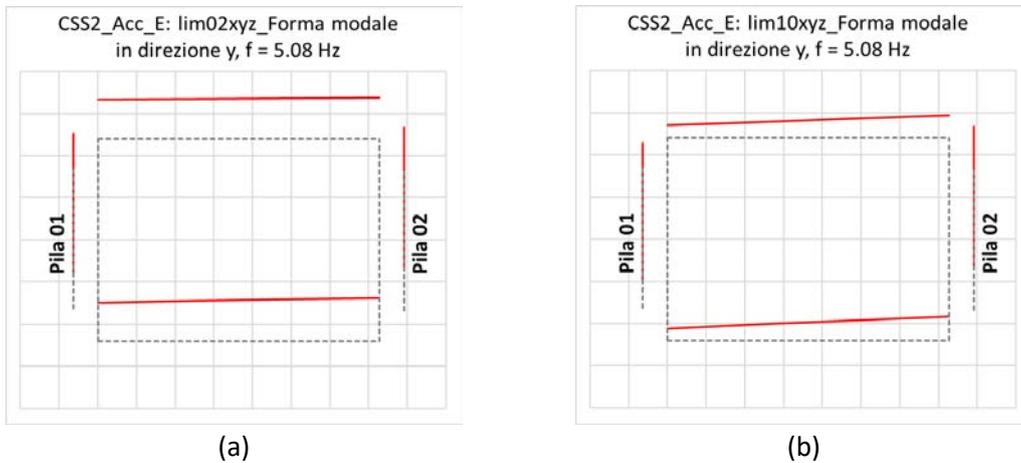


Figura 5.83: Forme modali in direzione y associate alle frequenze di 5.08 Hz (a) per limxyz 02 e (b) per limxyz 10 con sistema di appoggi CSS2.

In relazione al sistema di appoggio CSSL2, per l'impalcato si hanno dei picchi nei grafici della Power Spectral Density a frequenze quasi stazionarie al variare dell'input in direzione x, pari a circa 3.86 Hz (leggermente inferiori per i primi due input). Già dal limxyz 02 si nota però un contenuto in frequenza non trascurabile anche per valori inferiori (Figura 5.84) e superiori fino a circa 7 Hz. In direzione y si hanno invece picchi a frequenze pari a 5.08 Hz per gli input fino a limxyz 04 (con contenuto in frequenza anche a valori più bassi e superiori fino a 7 Hz), che scendono a 0.83 Hz per i sismi ad intensità superiore (Figura 5.85).

Con riferimento ai pulvini, per il sisma limxyz 01 si hanno andamenti delle PSD simili a quelli registrati sull'impalcato. In direzione x, già dall'input limxyz 02 si notano picchi alle medesime frequenze dell'impalcato che tuttavia presentano ampiezze superiori (Figura 5.86). In tale direzione si ha, inoltre, un contributo in frequenza tra 22 Hz e 25 Hz con ampiezze che diventano sempre maggiori al crescere dell'input sismico. In direzione y, si rileva lo stesso picco a 5.08 Hz dell'impalcato ma, al crescere dell'intensità del sisma, si notano ampiezze maggiori per frequenze leggermente superiori, in particolare pari a 6.20 Hz per pila 2 e 7.22 Hz per pila 1 (Figura 5.87). Inoltre, per pila 2 si ha contenuto in frequenza con ampiezze preponderanti per frequenze a 22 Hz e 25 Hz (Figura 5.88). In direzione verticale si registrano valori di picco per le medesime frequenze degli altri casi già analizzati (Figura 5.89).

Dalle forme modali ricavate, a meno dell'input limxyz 01, si nota che, per le frequenze di picco dell'impalcato, nonostante questo si sposti insieme alle pile, i due elementi presentino spostamenti modali molto diversi tra loro, indice che i dispositivi di isolamento hanno funzionato correttamente (Figura 5.90). Con riferimento alle frequenze di 6.20 Hz e 7.22 Hz, esse sono associate alla flessione in direzione y rispettivamente di pila 2 e pila 1. Come nei casi precedenti, frequenze tra 22 Hz e 25 Hz sono associate a modi superiori torsionali delle pile, con flessione in direzione y di pila 2.

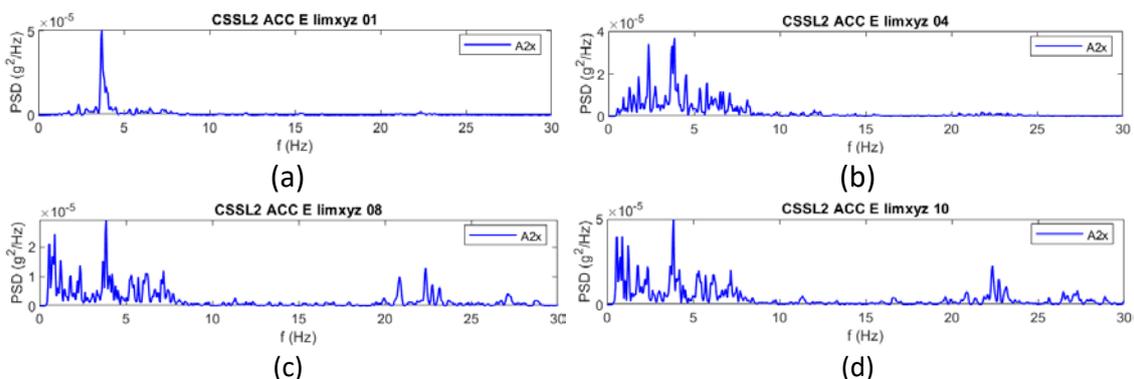


Figura 5.84: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A2 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL2.

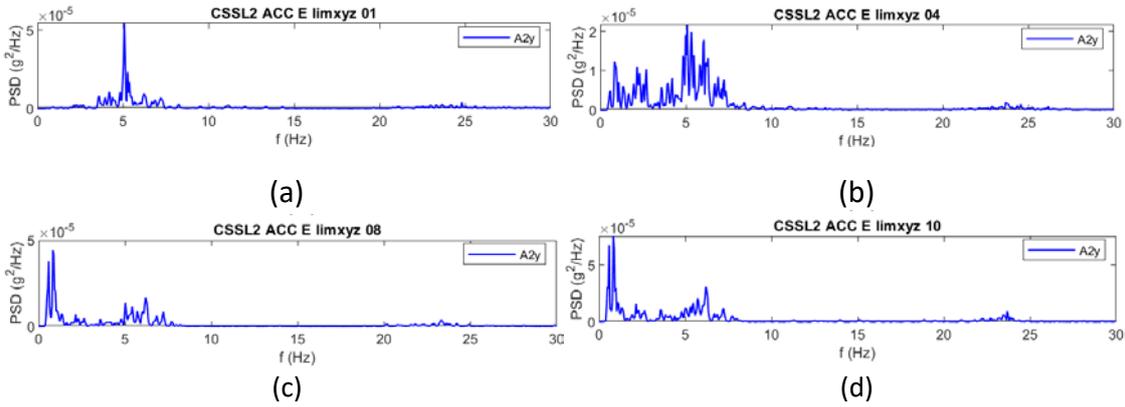


Figura 5.85: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore A2 in direzione y per gli input di base (a) limxyz 01, (b) limxyz 04, (c) limxyz 08 e (d) limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL2.

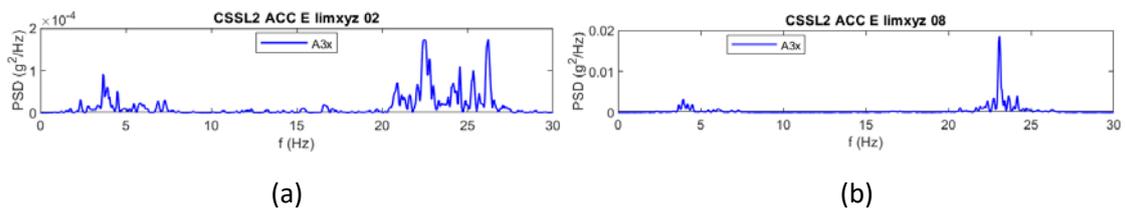


Figura 5.86: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore del pulvino A3 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 02 e (b) limxyz 08 con sistema di appoggi CSSL2.

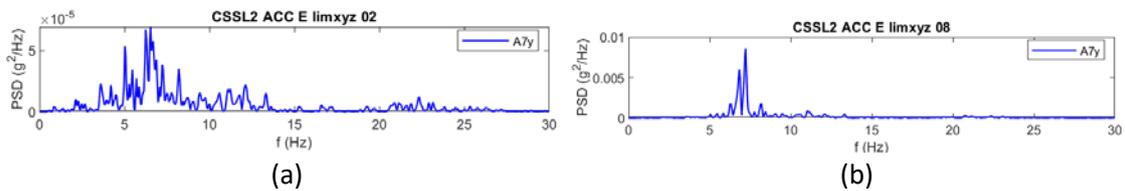


Figura 5.87: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore del pulvino A7 su pila 1 in direzione y per gli input di base (a) limxyz 02 e (b) limxyz 08 con sistema CSSL2.

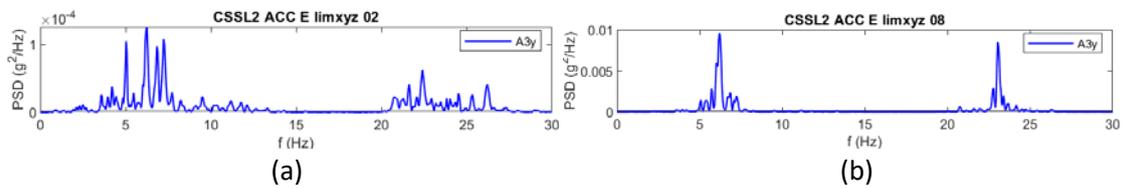


Figura 5.88: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore del pulvino A3 su pila 2 in direzione x per gli input di base (a) limxyz 02 e (b) limxyz 08 con sistema di appoggi CSSL2.

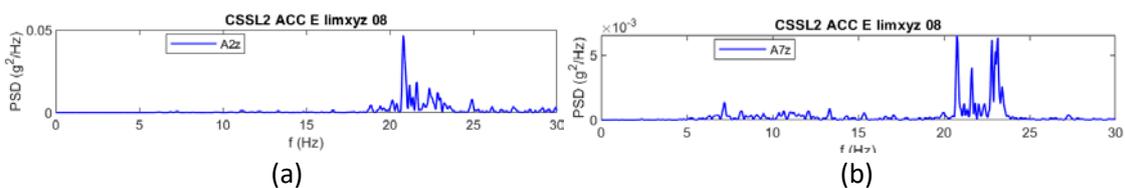


Figura 5.89: PSD delle accelerazioni registrate dal sensore (a) A1 e (b) A7 in direzione z per l'input di base limxyz 08 con sistema di appoggi CSSL2.

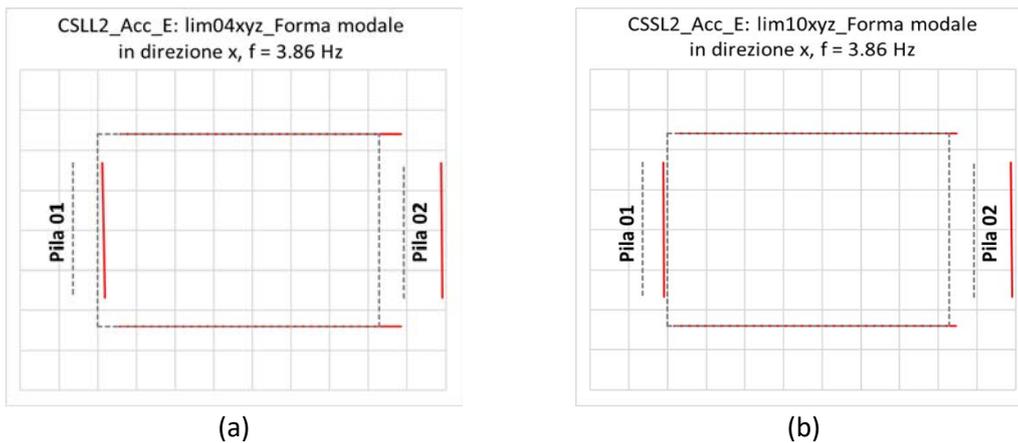


Figura 5.90: Forme modali in direzione x associate alle frequenze di 3.86 Hz per l'input (a) limxyz 04 e (b) limxyz 10 con sistema di appoggi CSSL2.

Le analisi delle Power Spectral Density e delle Cross Spectral Density hanno permesso di valutare abbastanza bene il comportamento del prototipo. In particolare, per i sistemi di isolamento a superficie curva, è stato possibile riconoscere un comportamento peculiare del contenuto in frequenza degli spettri tra i casi in cui il sistema di isolamento ha funzionato correttamente e non. In quest'ultimo caso infatti, il contenuto in frequenza tra pile ed impalcato è molto simile e di solito presenta un picco isolato a 3.66 Hz in direzione x e un picco a 5.08 Hz in direzione y. Alla corretta attivazione dei dispositivi di isolamento, il contenuto in frequenza per l'impalcato diventa più vario, non modificando però la posizione del picco. Per le pile, invece, aumenta notevolmente l'energia associata alle frequenze tra 22 Hz e 25 Hz in direzione x e tra 6 Hz e 7 Hz in direzione y.

Inoltre, è stato possibile vedere come la sottostruttura interagisca con la sovrastruttura, presentando una deformabilità non trascurabile.

#### 5.2.4.2. *Analisi degli spostamenti*

Le time histories degli spostamenti sono state analizzate nel dominio del tempo al fine di valutare gli spostamenti relativi dei dispositivi di isolamento e quelli tra sommità e base delle pile.

Con riferimento alle pile, in [Figura 5.91](#) si riportano gli spostamenti massimi relativi avvenuti tra la sommità delle pile e la loro base, calcolata per due punti allineati sulla linea d'asse delle pile stesse, al variare dell'input e del sistema di appoggio dell'impalcato. I valori riportati sono relativi alla composizione vettoriale degli spostamenti in direzione x e y. Come si può notare, all'aumentare dell'intensità dell'input aumenta quasi in modo proporzionale lo spostamento massimo relativo. Al variare della tipologia di appoggio dell'impalcato, si nota una leggera variabilità di valori. Generalmente, gli spostamenti massimi si verificano nel caso del sistema di appoggio NEO. Nel caso di sistemi di isolamento, i valori risultano abbastanza simili tra i vari sistemi per pila 2, mentre per pila 1 i valori sono leggermente più differenziati.

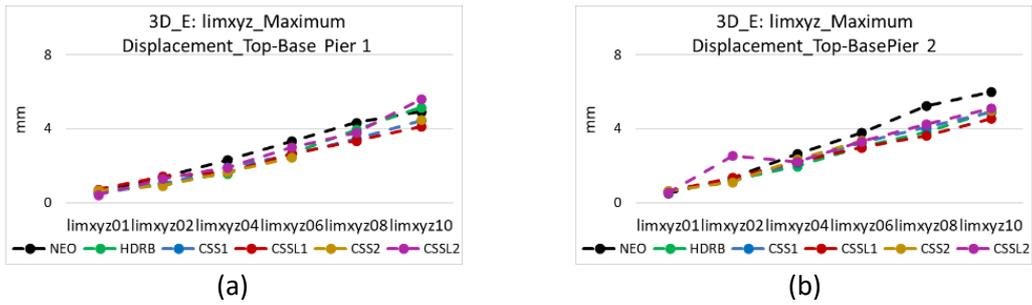


Figura 5.91: Spostamenti relativi massimi tra la sommità e la base di (a) Pila 1 e (b) Pila 2 al variare dell'input e del sistema di supporto dell'impalcato.

Relativamente ai dispositivi di appoggio, in Figura 5.92 si riportano i valori massimi (relativi alla composizione vettoriale in direzione x e y) degli spostamenti relativi tra piastra inferiore e superiore di ogni dispositivo al variare dell'input sismico e del sistema di supporto dell'impalcato. All'aumentare dell'input sismico si nota come gli spostamenti crescano per tutti i sistemi di appoggio. Ciononostante, già dall'input limxyz 04 vi è una differenziazione notevole dei valori e degli andamenti. È possibile notare che gli spostamenti minori avvengono generalmente per sistemi NEO, CSS1 e CSS2. Il sistema CSSL1 presenta spostamenti massimi simili a tali sistemi nei dispositivi posti su pila 1, mentre si hanno valori maggiori di spostamento per i dispositivi posti su pila 2. Il sistema HDRB presenta valori di spostamento elevato e quasi concordi tra tutti i dispositivi a partire dall'input limxyz 06, mentre gli spostamenti maggiori si verificano per il sistema CSSL2.

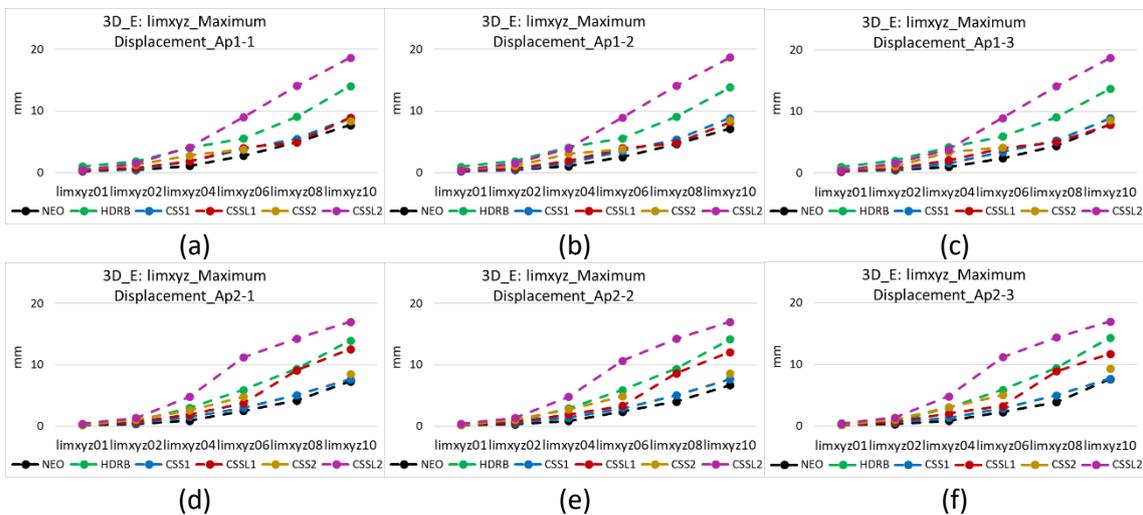


Figura 5.92: Spostamenti relativi massimi dei dispositivi di appoggio (a) Ap 1-1, (b) Ap 1-2. (c) Ap 1-3, (d) Ap 2-1, (e) Ap 2-2 e (f) Ap 2-3 al variare dell'input e del sistema di supporto dell'impalcato.

Al fine di comprendere meglio l'andamento degli spostamenti di tali dispositivi e poiché il ricentraggio risulta un parametro importante nella loro scelta, di seguito si analizzano i diagrammi dei particle motion dei dispositivi durante i terremoti più intensi e si traggono considerazioni sulla posizione finale dell'impalcato rispetto le pile. In tutte le figure che verranno riportate, gli spostamenti sulla sinistra sono relativi ai dispositivi di appoggio su pila 1, mentre quelli sulla destra sono relativi ai dispositivi su pila 2. Inoltre, dall'alto verso il basso seguono la numerazione 1, 2 e 3. Analogamente, nelle

figure in cui si mostra la posizione finale di impalcato e pile, la disposizione della struttura risulta la medesima.

In [Figura 5.93](#) si riportano i particle motion degli spostamenti dei dispositivi di appoggio del sistema NEO. Per l'input *limxyz 06* si rilevano spostamenti molto piccoli, che aumentano per l'input *limxyz 08* e risultano abbastanza grandi nell'input *limxyz 10*. Analizzando nel dettaglio i diagrammi, per i due input di maggiore intensità, si nota che i dispositivi cambiano il punto centrale di oscillazione durante l'evento sismico. Tale fenomeno può essere visto chiaramente in [Figura 5.94](#), in cui è riportata la posizione assunta da pile ed impalcato al termine dell'azione sismica. Si nota che le pile non presentano spostamenti residui, mentre l'impalcato, sia per input *limxyz 08* che *limxyz 10*, assume una posizione differente rispetto alle condizioni iniziali. Analizzando gli spostamenti verticali dei punti posti sulla soletta in corrispondenza degli appoggi dell'impalcato e sulla sommità dei pulvini, si è potuto ricavare in modo approssimato lo spostamento relativo verticale tra l'intradosso della trave centrale ed il suo baggiolo. Si è quindi visto che in corrispondenza del cambio di posizione dell'impalcato, si è verificato un aumento degli spostamenti relativi verticali tra pulvino e trave che suggerisce il sollevamento dell'impalcato. In [Figura 5.95](#) si riportano le time histories degli spostamenti tra la piastra superiore ed inferiore dell'appoggio Ap1-2 come esempio. Per i sismi considerati, dunque, gli spostamenti massimi registrati non sono effettivamente dovuti completamente alla deformazione del neoprene, ma anche in parte al sollevamento momentaneo dell'impalcato che ha causato uno spostamento relativo permanente tra pulvini ed impalcato stesso.

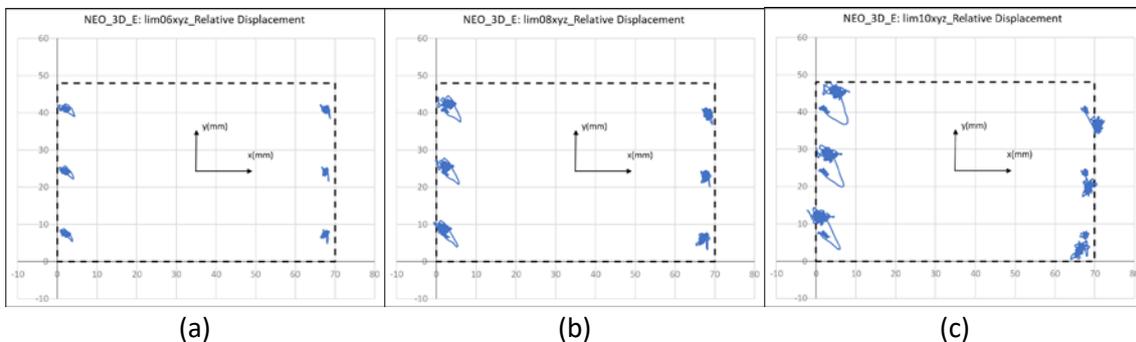


Figura 5.93: Spostamenti relativi massimi dei dispositivi di appoggio del sistema NEO per gli input (a) *limxyz 06*, (b) *limxyz 08* e (c) *limxyz 10*.

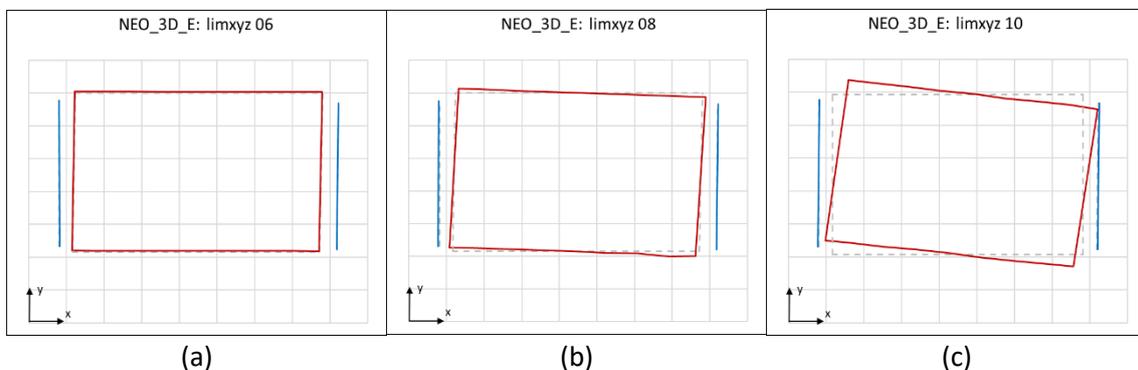


Figura 5.94: Spostamenti finali del prototipo con sistema di appoggio NEO per gli input (a) *limxyz 06*, (b) *limxyz 08* e (c) *limxyz 10*.

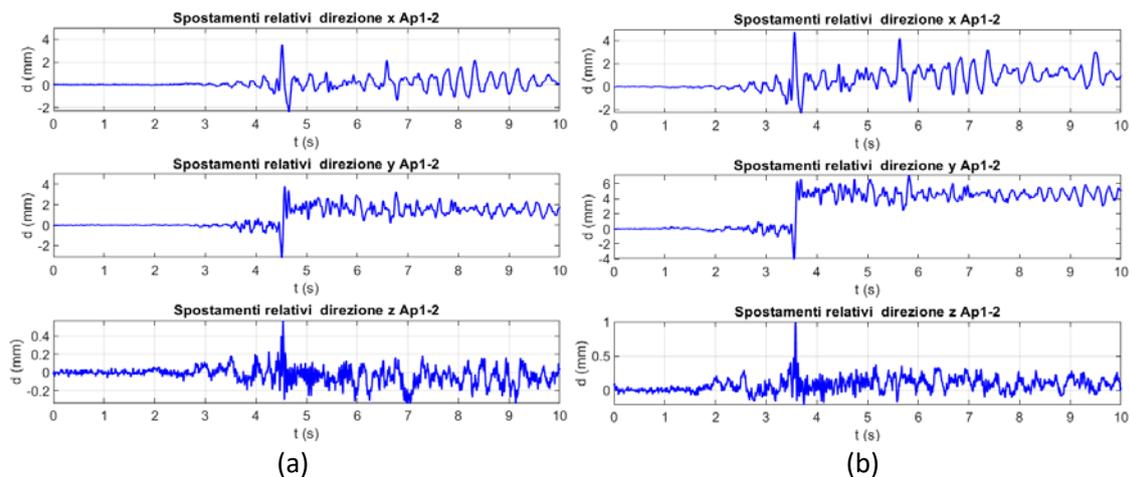


Figura 5.95: Spostamenti relativi in direzione x, y e z del dispositivo Ap1-2 del sistema NEO durante gli input (a) limxyz 08 e (b) limxyz 10.

In Figura 5.96 si riportano i particle motion degli spostamenti dei dispositivi di appoggio del sistema HDRB. Si nota che i loro andamenti rimangono abbastanza simili ma con valori crescenti al crescere dell'input sismico. Le oscillazioni dei dispositivi appaiono tutte centrate rispetto alla posizione iniziale e, analizzando le posizioni finali di impalcato e pile (Figura 5.97), al termine dei terremoti applicati, sembra che non siano presenti spostamenti residui. I dispositivi hanno esibito quindi un comportamento ricentrante.

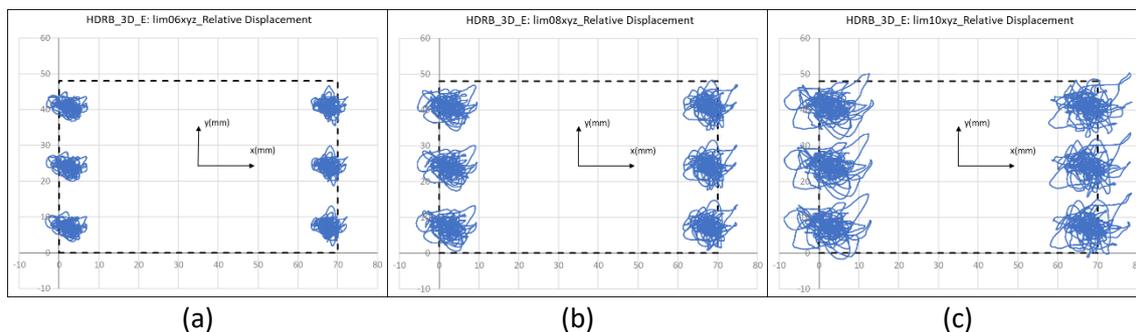


Figura 5.96: Spostamenti relativi massimi dei dispositivi di appoggio del sistema HDRB per gli input (a) limxyz 06, (b) limxyz 08 e (c) limxyz 10.

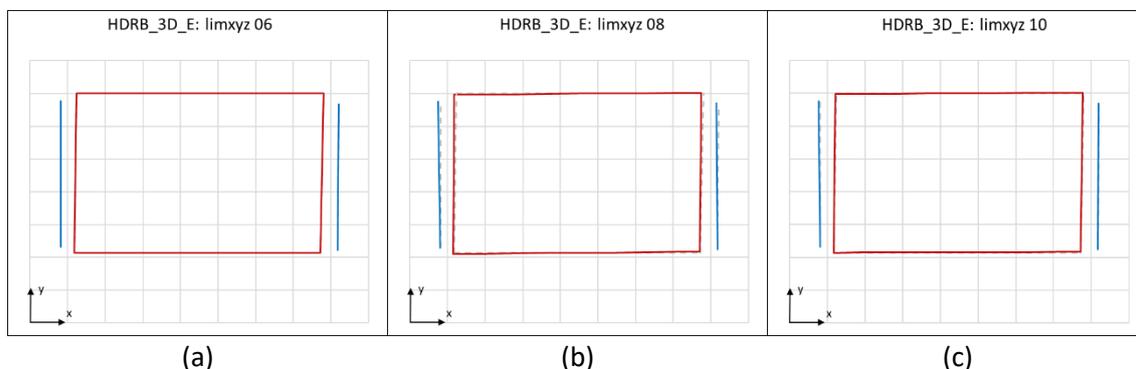
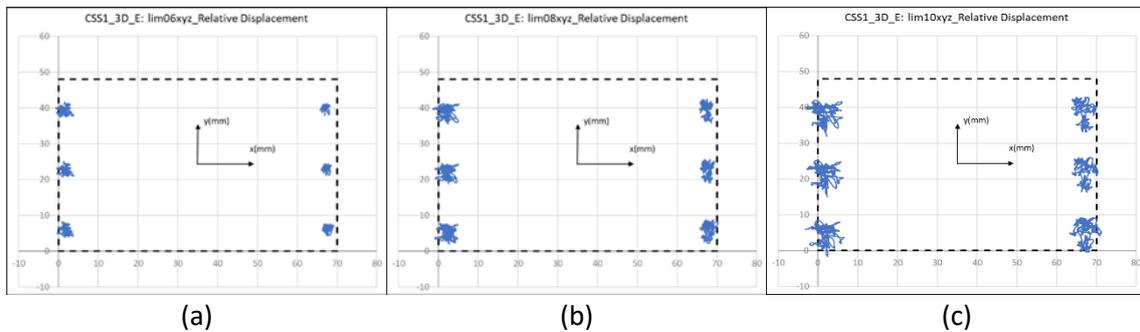


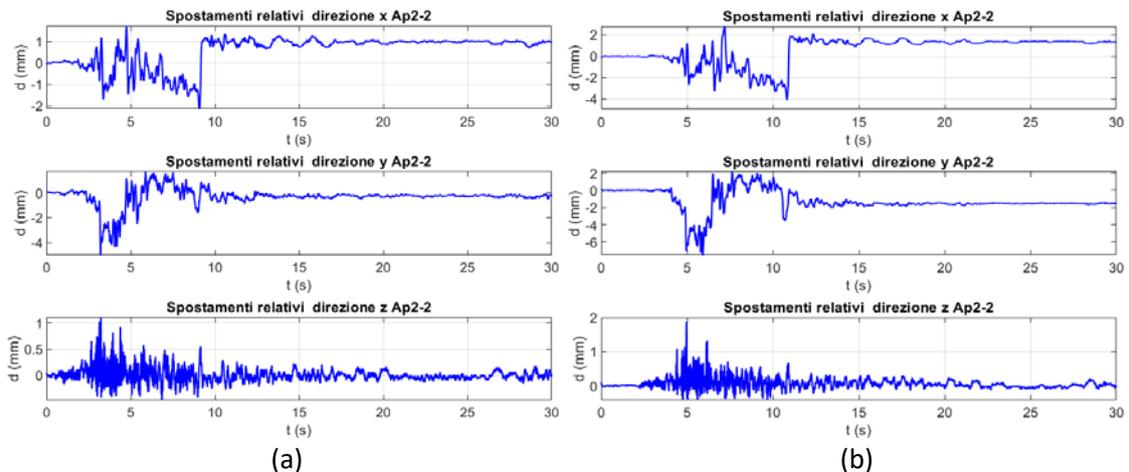
Figura 5.97: Spostamenti finali del prototipo con sistema di appoggio HDRB per gli input (a) limxyz 06, (b) limxyz 08 e (c) limxyz 10.

In Figura 5.98 si riportano i particle motion degli spostamenti dei dispositivi di appoggio del sistema CSS1. Come nel caso dei dispositivi NEO, si notano degli

spostamenti abbastanza limitati e, anche in questo caso, sembra che vi sia uno shift del punto di oscillazione degli spostamenti per gli input *limxyz* 08 e *limxyz* 10. Analogamente a quanto effettuato in precedenza si sono quindi valutati gli spostamenti relativi verticali tra la trave centrale agli appoggi ed i relativi baggioli. Come si vede in [Figura 5.99](#) effettivamente in corrispondenza della variazione repentina degli spostamenti in direzione orizzontale, più marcata in *y*, si nota un picco di spostamenti relativi verticali tra trave e pulvino. Anche in questo caso dunque l'impalcato potrebbe essersi sollevato. Tuttavia, a seguito del presunto sollevamento, gli spostamenti tornano ad assumere valori anche pari a zero, indice del fatto che non vi è uno spostamento residuo causato da tale fenomeno, al contrario di quanto avviene nel sistema NEO. Nonostante ciò, gli spostamenti residui dei dispositivi non sono nulli, come si può vedere in [Figura 5.100](#), in cui si notano posizioni finali differenti rispetto all'iniziale per l'impalcato già per l'input *limxyz* 06. Al termine dell'azione sismica, quindi, i dispositivi non svolgono un'azione ricentrante probabilmente a causa dell'elevato attrito che li caratterizza.



*Figura 5.98: Spostamenti relativi massimi dei dispositivi di appoggio del sistema CSS1 per gli input (a) limxyz 06, (b) limxyz 08 e (c) limxyz 10.*



*Figura 5.99: Spostamenti relativi in direzione x, y e z del dispositivo Ap2-2 del sistema CSS1 durante gli input (a) limxyz 08 e (b) limxyz 10.*

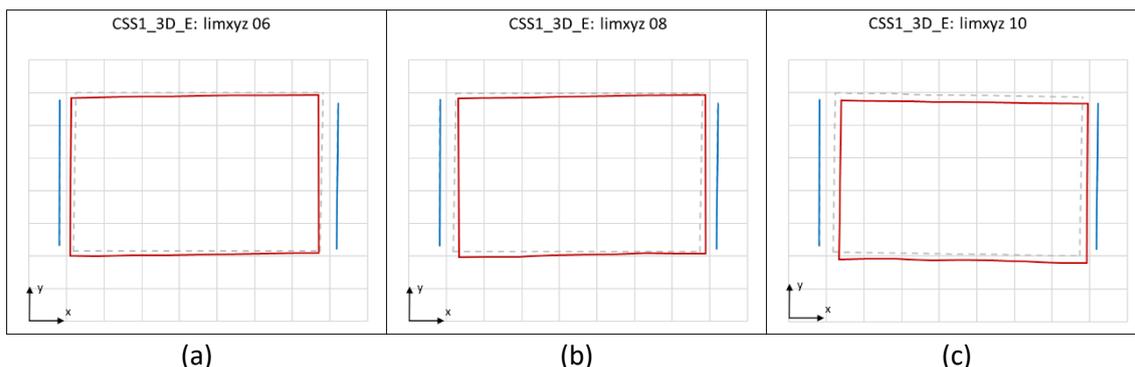


Figura 5.100: Spostamenti finali del prototipo con sistema di appoggio CSS1 per gli input (a) limxyz 06, (b) limxyz 08 e (c) limxyz 10.

In Figura 5.101 si riportano i particle motion degli spostamenti dei dispositivi di appoggio del sistema CSSL1. In tutti i grafici si nota che mentre i dispositivi su pila 1 esibiscono spostamenti più omogenei, oscillando intorno alla posizione iniziale, i dispositivi su pila 2 presentano spostamenti maggiori concentrati soprattutto in direzione y. Al termine dell'input sismico, l'impalcato rimane in una posizione diversa da quella iniziale per i terremoti limxyz 08 e limxyz 10, mentre in limxyz 06 si ha un ritorno molto simile a quello della configurazione iniziale (Figura 5.102). Anche in questo caso quindi, i dispositivi non hanno mostrato carattere ricentrante.

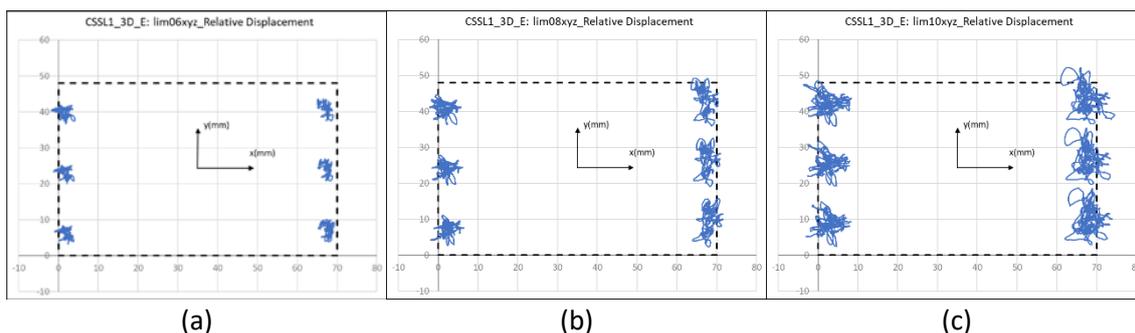


Figura 5.101: Spostamenti relativi massimi dei dispositivi di appoggio del sistema CSSL1 per gli input (a) limxyz 06, (b) limxyz 08 e (c) limxyz 10.

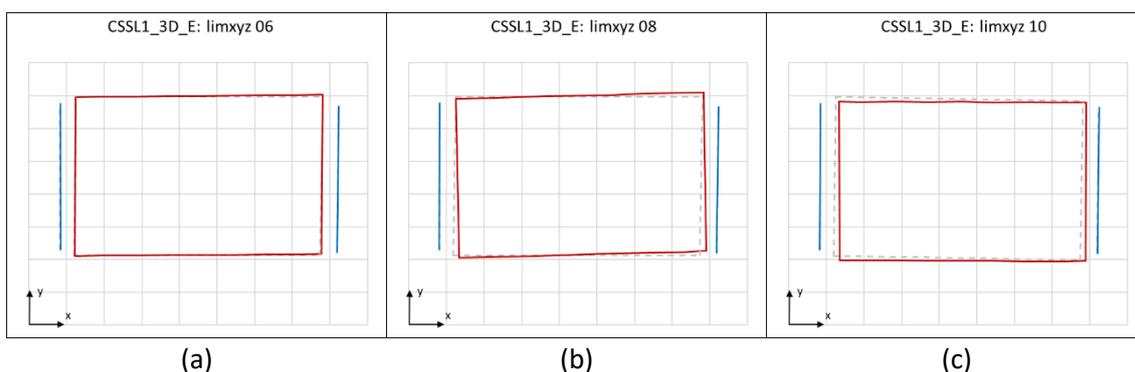


Figura 5.102: Spostamenti finali del prototipo con sistema di appoggio CSSL1 per gli input (a) limxyz 06, (b) limxyz 08 e (c) limxyz 10.

In Figura 5.103 si riportano i particle motion degli spostamenti dei dispositivi di appoggio del sistema CSS2. Per tale configurazione si riportano solamente gli spostamenti relativi agli input limxyz 06 e limxyz 10, in quanto il sistema di rilevamento ha presentato un mal funzionamento durante lo svolgimento della prova con l'input

limxyz 08. Si nota che, nonostante gli spostamenti massimi siano simili a quelli ottenuti con il sistema CSS1, la loro forma sia molto diversa, delineando un movimento più fluido e ampio. Tuttavia, anche in questo caso si sono riscontrati degli spostamenti residui al termine dei terremoti applicati (Figura 5.104)



Figura 5.103: Spostamenti relativi massimi dei dispositivi di appoggio del sistema CSS2 per gli input (a) limxyz 06 e (b) limxyz 10.



Figura 5.104: Spostamenti finali del prototipo con sistema di appoggio CSS2 per gli input (a) limxyz 06 e (b) limxyz 10.

Infine, in Figura 5.105 si riportano i particle motion degli spostamenti dei dispositivi di appoggio del sistema CSSL2. Come nel caso degli HDRB, si nota che le forme degli spostamenti relativi rimangono abbastanza simili ma con valori crescenti al crescere dell'input sismico. Le oscillazioni dei dispositivi appaiono tutte centrate rispetto alla posizione iniziale. Analizzando le posizioni finali di impalcato e pile (Figura 5.106), si nota una leggera differenza di posizione rispetto alla condizione iniziale. Gli spostamenti residui dei sistemi di isolamento risultano però molto bassi, inferiori al millimetro. I dispositivi hanno esibito quindi un buon comportamento ricentrante nonostante non siano tornati perfettamente alla posizione iniziale.

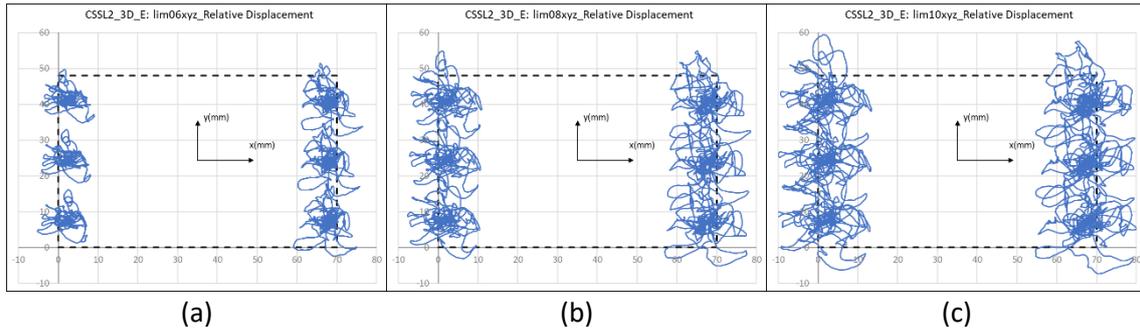


Figura 5.105: Spostamenti relativi massimi dei dispositivi di appoggio del sistema CSSL2 per gli input (a) *limxyz 06*, (b) *limxyz 08* e (c) *limxyz 10*.

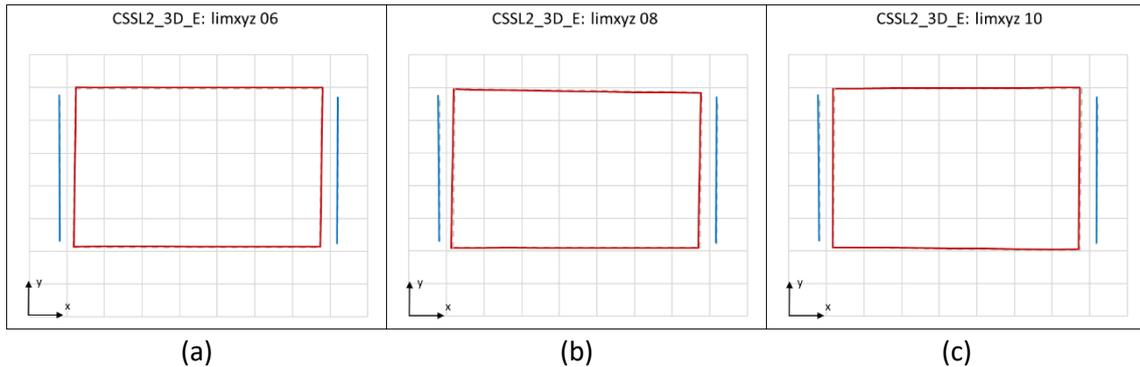


Figura 5.106: Spostamenti finali del prototipo con sistema di appoggio CSSL2 per gli input (a) *limxyz 06*, (b) *limxyz 08* e (c) *limxyz 10*.

In Figura 5.107 si riassumono gli andamenti degli spostamenti residui per i vari dispositivi di appoggio al variare del sistema di appoggio e dell'input sismico.

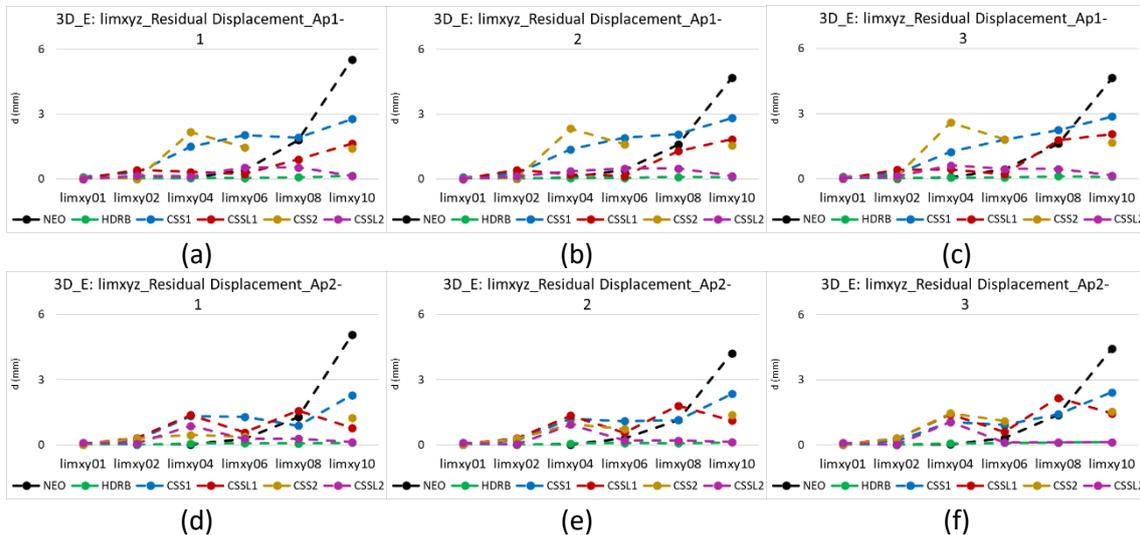


Figura 5.107: Spostamenti residui dei dispositivi di appoggio (a) Ap 1-1, (b) Ap 1-2, (c) Ap 1-3, (d) Ap 2-1, (e) Ap 2-2 e (f) Ap 2-3 al variare dell'input e del sistema di supporto dell'impalcato.

### 5.2.4.3. Conclusioni

I test condotti su tavola vibrante hanno consentito di trarre alcune conclusioni utili sull'efficacia dell'isolamento sismico nei ponti a travata, permettendo anche di confrontare anche diverse tipologie di dispositivi.

Il primo sistema di appoggio testato è costituito da cuscinetti in neoprene, come quelli in uso nel viadotto reale. Durante i test con tali dispositivi, il modello ha registrato le accelerazioni maggiori nell'impalcato, garantendo comunque una riduzione delle accelerazioni rispetto a quelle impresse alla base del prototipo. Al contrario, sulle pile si sono registrate le accelerazioni di solito minori con riduzioni anche importanti rispetto a quelle registrate sulla tavola vibrante. Al crescere dell'intensità del sisma si nota una leggera riduzione delle frequenze proprie di vibrazione e le forme modali suggeriscono una differenza di spostamenti orizzontali modali, seppur minima tra impalcato e pile. L'analisi degli spostamenti ha confermato la presenza di spostamenti relativi abbastanza piccoli tra i due elementi. Sebbene, quindi, non vi siano abbattimenti elevati delle accelerazioni tra base ed impalcato, si può affermare che i dispositivi in neoprene svolgano anche la funzione di isolatori sismici.

Il sistema isolato mediante HDRB e slitte ha registrato dei valori di accelerazione sull'impalcato molto ridotti, con decrementi notevoli rispetto a quelle applicate alla base. Le accelerazioni in sommità della pila hanno sperimentato riduzioni minori mentre per le estremità dei pulvini si sono registrate accelerazioni molto elevate, amplificate rispetto a quelle alla base in direzione x. Tale fenomeno potrebbe essere legato ad un'interazione struttura-tavola che ha amplificato le frequenze intorno tra 22 Hz e 25 Hz in direzione longitudinale, producendo delle vibrazioni che nel sistema con appoggi in neoprene non si sono rilevate. Confrontando, infatti, i diagrammi della Power Spectral Density relativi alle accelerazioni di base in direzione x per i terremoti di maggiore entità, si vede come per il sistema HDRB sia presente un picco ad elevata energia a 22.70 Hz, assente nei diagrammi relativi al sistema NEO e che si riflette nella PSD delle accelerazioni dei pulvini. L'analisi delle frequenze di vibrazione associate all'impalcato ha mostrato una riduzione della frequenza propria di vibrazione con il crescere dell'intensità del sisma, in accordo con il comportamento non lineare dei dispositivi utilizzati. L'analisi degli spostamenti ha consentito di stabilire che l'impalcato è andato incontro, durante il moto, a grandi spostamenti relativi rispetto alle pile e che, al termine dell'azione sismica, non si sono verificati spostamenti residui.

Il sistema di isolamento CSS1 ha subito, insieme al sistema NEO, le accelerazioni maggiori sull'impalcato. Sulle pile si sono registrate accelerazioni abbastanza grandi che aumentano alle estremità dei pulvini. Anche in questo caso, analizzando i grafici della PSD alla base, si nota un contributo in frequenza intorno ai 22 Hz non presente nell'input originario. Tuttavia, le ampiezze associate a tali frequenze sono molto minori rispetto al caso di HDRB. L'analisi dei grafici della PSD dell'impalcato ha mostrato dei picchi a valori quasi costanti al variare dell'input di base. Le forme modali ad esse associate mostrano uno spostamento modale di pile e impalcato molto simile. L'analisi dei dati registrati dal sistema 3D Vision ha mostrato spostamenti relativi abbastanza piccoli tra sovrastruttura e sottostruttura, indicativi dell'assenza di uno scorrimento elevato dei CSS. Inoltre, al termine degli eventi sismici più intensi, i dispositivi non hanno fornito un effetto ricentrante. Si può quindi affermare che, probabilmente, a causa dell'attrito elevato che li caratterizza, tali dispositivi non abbiano funzionato in modo ottimale rispetto ad altri sistemi implementati.

I prototipi isolati con i sistemi di appoggio CSSL1 e CSS2 hanno mostrato un buon comportamento riducendo le accelerazioni tra impalcato e tavola vibrante, e tra pile e base, ma, anche in questo caso, alle estremità del pulvino si sono registrati valori di accelerazione in direzione x molto elevati. L'analisi delle frequenze di risonanza e delle forme modali, nonché degli spostamenti, hanno suggerito che i sistemi di isolamento siano entrati in funzione solamente a partire dall'input sismico limxyz 06. Inoltre, per i terremoti a più alta energia, l'impalcato ha mostrato degli spostamenti residui rispetto la condizione iniziale. Nonostante, quindi, i sistemi abbiano avuto un buon comportamento per i sismi ad alta energia, per input meno intensi non sembrano essere entrati in funzione correttamente, probabilmente a causa dell'attrito, che non ha permesso, inoltre, il ricentraggio dei dispositivi al termine delle singole prove.

Il sistema isolato mediante CSSL2 ha subito i valori minori di accelerazione sull'impalcato, con riduzioni notevoli rispetto a quelle applicate alla base. Come nel caso del sistema HDRB, le accelerazioni in sommità della pila hanno subito riduzioni minori rispetto la tavola vibrante e, alle estremità dei pulvini, si sono registrate accelerazioni molto elevate, amplificate rispetto a quelle alla base in direzione x. Anche in questo caso è possibile effettuare le stesse considerazioni espresse per il sistema HDRB per quanto riguarda l'interazione struttura-tavola e le amplificazioni delle accelerazioni nelle pile. Analizzando il contenuto in frequenza della struttura, si nota come questo sia concentrato, per l'impalcato, a frequenze molto basse e l'analisi delle forme modali a tali frequenze mostra degli spostamenti modali diversi tra impalcato e pile, indice di uno spostamento concentrato a livello dei dispositivi. L'andamento degli spostamenti durante gli eventi sismici sottolinea l'attivazione dello scorrimento dei dispositivi di isolamento che, inoltre, hanno mostrato un effetto ricentrante al termine dei terremoti.

Al termine delle analisi è quindi possibile affermare che l'isolamento sismico costituisce una soluzione ottimale per l'adeguamento di ponti e viadotti, anche se particolare attenzione va posta su alcuni aspetti del comportamento. Il sistema HDRB ha mostrato buone prestazioni, sia in termini di riduzione delle accelerazioni sull'impalcato sia in termini di ricentraggio dei dispositivi. Tuttavia, il sistema CSSL2 ha ottenuto una riduzione maggiore delle accelerazioni sull'impalcato garantendo anch'esso un effetto ricentrante. La buona prestazione di tali dispositivi lubrificati pone l'attenzione sulla corretta scelta del coefficiente di attrito nella fase progettuale di questa tipologia di isolatori.

## Bibliografia

- Calvi, G., Pietra, D., & Moratti, M. (2010). Criteri per la progettazione di dispositivi di isolamento a pendolo scorrevole. *Progettazione sismica*.
- Clemente, P. (2017). Seismic isolation: past, present anche the importance of SHM for the future. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 7, 217-231. doi:<https://doi.org/10.1007/s13349-017-0219-6>
- Clemente, P. (2023). Applications and Recent Studies on Seismic Isolation in Italy. In G. Cimellaro (A cura di), *Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures. WCSI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering*. 309, p. 3-16. Springer. doi:[https://doi.org/10.1007/978-3-031-21187-4\\_1](https://doi.org/10.1007/978-3-031-21187-4_1)
- Fioriti, V., Romano, R., Roselli, I., Tati, A., Colucci, A., Mongelli, M., & De Canio, G. (2017). Sperimentazione dell'ENEA condivisa in remoto per la diffusione di tecnologie innovative di protezione antisismica. *Archeomatica*, 8, 34-37.
- Gandelli, E., Penati, M., Quaglini, V., Lomiento, G., Miglio, E., & Benzoni, G. (2019). A novel OpenSees element for single curved surface sliding isolators. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 433-453. doi:<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.044>
- Lomiento, G., Bonessio, N., & Benzoni, G. (2013). Friction Model for Sliding Bearings under Seismic Excitation. *Journal of Earthquake Engineering*, 17, 1162-1191. doi:<https://doi.org/10.1080/13632469.2013.814611>
- Matildi, G., Isani, S., Cammarota, G., Tomaselli, F., & Castellano, M. (2014). Seismic isolation of highway viaducts through pendulum isolators. *Proc. of the Instambul Bridge Conference*.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare n. 384. (1962). *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*.
- MIT, D.M. 17/01/2018 n. 8. (2018). *NTC-2018 Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*. Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, no. 42, serie generale, 20 Febbraio 2018.
- OPCM n. 3274. (2003, Marzo 20). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Orlando, C., Clemente, P., Ianniruberto, U., & Scafati, F. (2021). Onset of Motion of Curved Surface Sliders Used in Seismic-Isolation Systems. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. doi:10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000580
- Tripepi, C., & Clemente, P. (2021). Graphic Procedure for the Optimum Design of Elastomeric Isolators. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 26(1). doi:10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000547



## Conclusioni

Nella presente tesi si sono affrontati alcuni dei temi fondamentali riguardanti i ponti esistenti: la valutazione, il monitoraggio e l'adeguamento.

Dopo un inquadramento sulle normative vigenti, e sulla loro evoluzione nel tempo, riguardo i carichi da traffico, le azioni sismiche e la manutenzione dei ponti, la prima parte della tesi è stata incentrata sullo studio dei primi step dell'approccio multilivello delle LG 22 per la determinazione speditiva della Classe di Attenzione. Un campione di casi studio ha permesso di effettuare una prima valutazione di tale approccio evidenziandone pregi e difetti. Tra questi ultimi, si è rilevata la difficoltà di stabilire in modo agevole e speditivo un ordine di priorità con cui effettuare le valutazioni più approfondite richieste dai livelli successivi per opere ricadenti all'interno di una stessa Classe di Attenzione. Al tal proposito è stata suggerita l'introduzione di un Indice di Attenzione, tarato sulle LG 22 e la cui validità è stata testata sui casi studio presentati.

La seconda parte della tesi tratta il tema del monitoraggio strutturale. Particolare attenzione è posta alle tecniche di rilevamento del danno. A tal fine è stata eseguita un'analisi parametrica teorica su un modello ad elementi finiti sia di una trave che di un impalcato a travata semplicemente appoggiata, che ha permesso di definire i parametri più sensibili al degrado, confrontando, inoltre, alcuni metodi proposti in letteratura per il suo rilevamento e la sua localizzazione. Lo studio ha consentito di effettuare alcune considerazioni sul numero e sulla posizione ottimale dei sensori da implementare su ponti con impalcato a travata semplicemente appoggiata.

Relativamente al monitoraggio strutturale sono stati, inoltre, presentati tre casi studio trattati durante il corso di dottorato, ognuno relativo ad una diversa applicazione e finalità del monitoraggio stesso. Il primo caso, relativo ad un sistema di monitoraggio temporaneo, è incentrato sulle prove di caratterizzazione dinamica del viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio. Tali prove hanno permesso di ampliare le conoscenze sulla struttura ottenute da altri test eseguiti in situ durante la medesima campagna sperimentale, volta alla migliore comprensione delle caratteristiche della struttura al fine di valutarne la sicurezza. In tal modo è stato possibile raggiungere un livello di conoscenza LC3 che ha consentito di effettuare delle analisi dinamiche lineari al fine di individuare l'accelerazione sismica al suolo inducente lo stato limite ultimo dell'opera. Il secondo caso studio è incentrato sull'analisi dei dati acquisiti dal sistema di monitoraggio permanente implementato sul Viadotto Cesi, in Umbria, uno dei 7 ponti monitorati nel progetto Osservatorio Sismico delle Strutture del Dipartimento di Protezione Civile. Il fine delle analisi è stato quello di valutare il comportamento dinamico dell'opera esibito durante alcuni terremoti che hanno colpito l'Italia centrale negli ultimi venti anni. In tal modo è stato possibile caratterizzare dinamicamente la struttura e affermare che, nonostante si sia registrata una variazione delle frequenze proprie di vibrazione del ponte, non ci siano stati danneggiamenti nella struttura. L'ultimo caso verte sui risultati delle prove di collaudo del sistema di monitoraggio permanente installato sul Viadotto San Paolo, situato lungo la tangenziale di Catania. L'obiettivo delle analisi, collocate nell'ambito del progetto RAFAEL, è stato quello di

valutare diverse tipologie di sensori al fine di definire un layout minimo di dispositivi per la caratterizzazione dinamica ed il rilevamento e la localizzazione del danneggiamento per viadotti a travata. In particolare, sono stati analizzati i dati provenienti da estensimetri, inclinometri ed accelerometri in fibra ottica, questi ultimi confrontati con i dati provenienti da accelerometri MEMS.

L'ultima parte della tesi riguarda l'adeguamento dei ponti esistenti mediante isolamento sismico. In particolare, vengono descritti i risultati di una sperimentazione eseguita su tavola vibrante sulla riproduzione in scala di una campata di un ponte al fine di testare l'introduzione di un sistema di isolamento sismico per l'adeguamento dei ponti a travata semplicemente appoggiata. Il comportamento del prototipo in scala con appoggi in neoprene, della stessa tipologia di quelli in uso sul viadotto reale, è stato confrontato con 2 tipologie di sistemi di isolamento, una costituita da isolatori elastomerici ad elevato smorzamento e slitte, l'altra da isolatori a scorrimento con superfici curve. Relativamente a quest'ultima tipologia, le prove sono state effettuate considerando due diversi materiali per la realizzazione dello slider, ognuno testato sia con che senza lubrificazione. In totale, sono state testate 6 diverse tipologie di sistemi di appoggio. La più efficiente, in termini di riduzione delle accelerazioni sull'impalcato e di ricentraggio dei dispositivi, è risultata quella composta da isolatori a scorrimento a superfici curve con slider in PTFE lubrificato.

A valle del lavoro di ricerca effettuato e delle analisi condotte, in futuro l'attenzione sarà focalizzata principalmente sullo sviluppo di due tematiche. La prima è incentrata sulla realizzazione di un Sistema Informatico per la Valutazione Automatica della classe di attenzione di ponti e viadotti, di cui attualmente esiste solamente un progetto operativo, e che potrà in futuro inglobare anche il calcolo dell'Indice di Attenzione. La seconda tematica riguarda l'ampliamento di un software WebGIS, sviluppato dal laboratorio APIC di ENEA, per il supporto alle decisioni, il monitoraggio operativo e la realizzazione di analisi di rischio. In particolare, l'obiettivo sarà quello di creare un modulo specifico per effettuare analisi di rischio sismico su ponti e viadotti secondo diversi livelli di affidabilità in base al livello di conoscenza posseduto per le opere in esame. Il modulo proposto potrà in tal modo costituire un valido supporto per la gestione delle infrastrutture e lo sviluppo di piani di emergenza in caso di eventi sismici.

## Riconoscimenti

I temi trattati nella presente tesi di dottorato sono stati affrontati nell'ambito di una collaborazione con l'ENEA (Agenzia nazionale per le nuove tecnologie, l'energia e lo sviluppo economico sostenibile), in particolare con il Laboratorio APIC (Analisi e Protezione delle Infrastrutture Critiche) del Centro Ricerche Casaccia.

Alcune tematiche affrontate afferiscono ai seguenti progetti:

- RAFAEL, System for Risk Analysis and Forecast for critical Infrastructures in the ApenninEs dorsal Regions, MIUR PON 2014-2020 (PNR 2015-2020), finanziato dal Ministero dell'Università e della Ricerca. <https://www.progetto-rafael.it/>.
- OSS, Osservatorio Sismico delle Strutture, organizzato e gestito dal Dipartimento di Protezione Civile.  
<https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/osservatorio-sismico-delle-strutture/>

Si ringrazia Anas Spa, Somma International, INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) ed il Ministero delle infrastrutture e trasporti per la loro collaborazione.



## Allegato 1: Approccio multilivello delle LG 22

Come spiegato nel Capitolo 2, le LG 22 (MIMS, D.M. 204/2022, 2022) hanno introdotto un approccio multilivello per la gestione dei ponti e viadotti esistenti con lo scopo di censire tutte le opere presenti sul territorio nazionale, garantirne la sicurezza ed assicurare una progettazione corretta ed efficace dei lavori di manutenzione e miglioramento, prendendo in considerazione 4 rischi principali: strutturale e fondazionale, sismico, frane ed idraulico. Tale approccio è composto da 6 livelli, dal livello 0 al livello 5, caratterizzati da un grado di approfondimento e complessità crescenti.

Ad estensione di quanto riportato nel Capitolo 2, nei paragrafi successivi si descrive brevemente ogni Livello ad eccezione del Livello 5, non trattato esplicitamente nelle LG 22.

### Livello 0: Censimento

Il livello 0 prevede il censimento di tutti i ponti e viadotti del territorio italiano al fine di costituire un catalogo nazionale contenente tutti i dati principali che possano garantire una corretta gestione e portare alla determinazione speditiva della Classe di Attenzione prevista al Livello 2. Il censimento viene eseguito attraverso il reperimento della documentazione disponibile dell'opera e compilando la relativa scheda di censimento (All. 1 - Figura 1).

La scheda di censimento è suddivisa in 25 gruppi di dati riguardanti:

- **Denominazione**, in cui sono contenuti i dati più generali, come nome dell'opera e strada di appartenenza;
- **Localizzazione**, in cui sono contenuti i dati necessari per individuare geograficamente l'opera;
- **Informazioni generali**, circa il proprietario, il gestore dell'opera e gli anni di costruzione e di interventi succesivi eseguiti;
- **Dati di progetto**, circa la norma di progetto e gli anni di progettazione;
- **Tutela paesaggistica**, secondo il D.Lgs 22 gennaio 2004;
- **Stato dell'opera**, con riferimento all'agilità della stessa;
- **Classificazione del collegamento e Classificazione d'uso stradale**, con riferimento all'ente scavalcato e alla tipologia di strada in cui l'opera si colloca;
- **Dati geomorfologici**;
- **Caratteristiche geometriche**, in cui sono contenute le informazioni più generali, come la lunghezza dell'opera ed il numero di campate;
- **Tipologia strutturale**, legata alla tipologia ed allo schema di vincolo dell'impalcato;
- **Spalle**, in cui sono contenuti dati come la tipologia della spalla e delle sue fondazioni;
- **Pile – Materiale costruttivo**;
- **Pile**;

- Impalcato – Materiale costruttivo;
- Impalcato – Tipologia soletta;
- Sistemi di protezione ed apparecchi di appoggio;
- Giunti;
- Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti;
- Interventi di manutenzione;
- Ispezioni pregresse;
- Attività di monitoraggio pregresse o in corso;
- Rete stradale, contenente ad esempio i dati sul traffico giornaliero media, limitazioni di carico, presenza di alternative stradali;
- Classi di conseguenza;
- Documenti progettuali disponibili;
- Documenti disponibili inerenti alle condizioni di rischio idrogeologico.

Si nota che molti dei dati richiesti coincidono con quelli presenti nella Scheda di Livello 0 del DPC per le infrastrutture critiche. Le informazioni reperite tramite documentazione possono essere utilizzate per definire un elenco di priorità con il quale effettuare le ispezioni visive del Livello 1.

Schede di censimento ponti di Livello 0 

Codice IOP \_\_\_\_\_ Nome Ponte/Viadotto \_\_\_\_\_  
 Strada di appartenenza: \_\_\_\_\_ Progressiva km iniziale: \_\_\_\_\_ Progressiva km finale: \_\_\_\_\_

**Localizzazione**

Provincia/Regione: _____	<b>Coordinate Geografiche</b> <input type="radio"/> ETRF2000 <input type="radio"/> WGS84	Centro	Quota s.l.m. [m]: _____
Comune: _____		Longitudine: _____	Latitudine: _____
Località: _____		Iniziale	Quota s.l.m. [m]: _____
Stabilità dell'area [a/g] (solo A, TR + 473 anni): _____		Longitudine: _____	Latitudine: _____
		Finale	Quota s.l.m. [m]: _____
		Longitudine: _____	Latitudine: _____

Fenomeni erosivi e di alluvionamento  Assenti  Già valutati  Da verificare  
 Fenomeni franosi  Assenti  Già valutati  Da verificare

**Informazioni generali**

Proprietario: _____	<b>Anno di costruzione/ristrutturazione</b>	Ultimazione costruzione (bilivanti)	Eventuali interventi sostanziali
Concessionario: _____		<input type="checkbox"/> Effettivo	<input type="checkbox"/> Effettivo
Ente vigilante: _____		<input type="checkbox"/> Presunto	<input type="checkbox"/> Presunto

FIG. 1

All. 1 - Figura 1: Scheda di censimento delle LG 22.

### 1.1. Livello 1: Ispezione visiva

L'ispezione visiva viene effettuata per tre motivi principali:

- Effettuare un rilievo speditivo dell'opera al fine di verificare i dati geometrici e strutturali raccolti durante il Livello 0 ed eventualmente estendere tali dati;
- Rilevare lo stato di conservazione dell'opera, valutando la presenza di degradi, danneggiamenti o imperfezioni, da documentare attraverso un numero adeguato di fotografie;
- Ricavare informazioni sull'ambiente circostante al fine della determinazione del rischio idraulico e del rischio frane.

Al fine di documentare in modo accurato l'ispezione effettuata e riassumerne le considerazioni, le LG 22 chiedono di compilare tre tipologie di schede, che rispecchiano i motivi dell'ispezione.

La prima scheda viene chiamata *Scheda descrittiva di ispezione ponti di Livello 1* e racchiude tutti i dati da dover reperire attraverso il rilievo geometrico e strutturale, ponendo particolare attenzione alla presenza di elementi di vulnerabilità strutturale e fondazionale e sismica.

Più dettagliate e specifiche sono le *Schede di valutazione dei Difetti*, che le linee guida rendono disponibili per ogni elemento e materiale costruttivo. Tali schede riassumono i difetti a cui ogni elemento può essere soggetto. Il tecnico ispettore ha quindi l'obbligo di identificare univocamente ogni elemento dell'opera e compilare, per ognuno, la *Scheda di valutazione dei Difetti* corrispondente. Per ogni difetto rilevato, il tecnico ne deve indicare estensione ed intensità (bassa, media o alta), allegare una o più fotografie e specificare se il difetto pregiudichi la statica dell'opera. La redazione di tali documenti risulta fondamentale sia perché ad ogni difetto viene assegnata a priori una gravità (da 1 a 5) che permette di ricavare una classe di difettosità dei singoli elementi, sia perché, attraverso l'analisi nel tempo di queste schede, sarà possibile, in futuro, delineare lo sviluppo del quadro difettologico nel tempo. Oltre alla redazione delle schede di difettosità degli elementi strutturali, è necessario compilare delle schede apposite anche per gli elementi accessori (pavimentazione, cordoli, sistema di convogliamento delle acque...) e per le barriere di sicurezza. Inoltre, le LG 22 mettono a disposizione delle Schede Difettologiche in cui vengono descritti in modo dettagliato tutti i difetti presenti nelle schede di valutazione.

L'ultima tipologia di scheda da compilare è la *Scheda di ispezione ponti di Livello 1 – Fenomeni di frana e fenomeni idraulici*. Tale documento raccoglie tutti i dati, reperibili sia dall'analisi della documentazione presente che dall'ispezione effettuata, necessari per la determinazione della CdA associata al rischio frane ed idraulico, che verranno descritti nel paragrafo successivo.

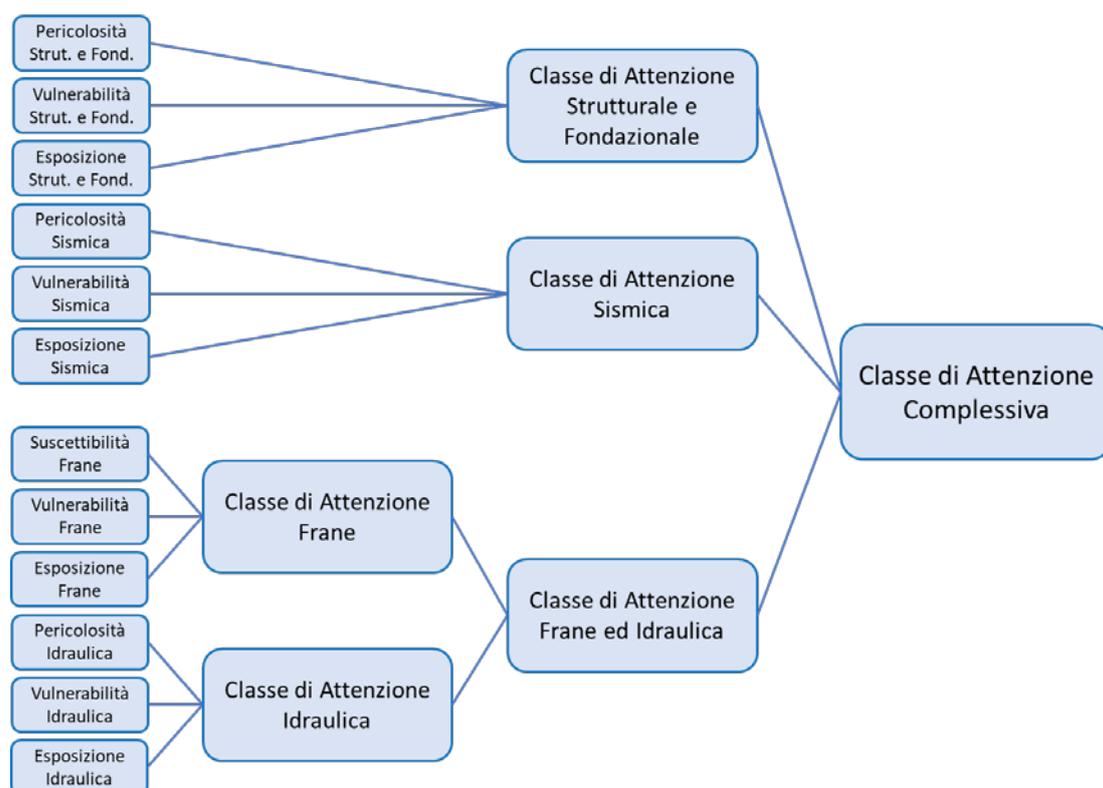
Come detto nel Capitolo 2, in caso di ponti in c.a.p. a cavi post tesi o se l'opera è collocata in un'area soggetta a frane, alluvioni, erosioni o con alto rischio idrogeologico, è necessario effettuare delle ispezioni speciali, a valle delle quali deve essere valutato se procedere con la determinazione della CdA, a valle della compilazione delle *Schede di Valutazione dei Difetti*, oppure effettuare le analisi di dettaglio previste dal Livello 4. Nel caso di ponti in c.a.p. a cavi post tesi, le LG 22 forniscono una *Scheda di ispezione speciale – Ponti in c.a.p. a cavi post tesi*, che deve essere redatta a seguito del sopralluogo e delle diverse prove effettuate.

## Livello 2: Determinazione della Classe di Attenzione

A seguito dei Livelli 0 ed 1 viene determinata la Classe di Attenzione complessiva dell'opera, che, potendo assumere 5 diversi valori (Bassa [B], Medio-Bassa [MB], Media [M], Medio-Alta [MA] ed Alta [A]), consente di effettuare una classificazione dei ponti tramite un'analisi speditiva per la valutazione del rischio, inteso come "possibilità di

subire “perdite” di differente natura a seguito della mancata o ridotta funzionalità dell’opera nei confronti degli obiettivi prefissati per l’opera stessa” (ANSFISA, 2022).

La CdA complessiva dell’opera viene ricavata a partire dalle analisi del rischio associata a 4 cause. Si considera quindi il rischio strutturale e fondazionale, il rischio sismico, il rischio frane ed il rischio idraulico, ai quali vengono assegnati delle classi in base a tre fattori: la pericolosità (suscettibilità per frane), la vulnerabilità e l’esposizione. Tali fattori dipendono a loro volta da parametri primari e secondari. Il flusso logico da seguire è rappresentato in All. 1 - Figura 2. Nel seguito viene descritto brevemente il procedimento introdotto per ricavare le Classi dei singoli fattori, dei diversi rischi e della CdA complessiva dell’opera.



All. 1 - Figura 2: Flusso logico per la determinazione della Classe Complessiva dell’opera.

### Classe di Attenzione strutturale e fondazionale

La Classe di Attenzione strutturale e fondazionale viene ricavata a partire dalle Classi associate alla pericolosità, vulnerabilità ed esposizione strutturale e fondazionale.

#### *Pericolosità strutturale e fondazionale*

La pericolosità strutturale e fondazionale dipende da un unico parametro, l’entità dei carichi presenti con riferimento al transito di trasporto eccezionale, dipendente da due dati: la massima massa ammissibile sull’opera ed il traffico giornaliero medio dei mezzi pesanti per corsia ( $TGM_{pc}$ ). Questi due dati vengono combinati, come mostrato in

All.1 - Tabella 1, per ricavare la Classe di pericolosità strutturale e fondazionale.

All.1 - Tabella 1: Definizione della classe di pericolosità strutturale e fondazionale.

		Massimo traffico giornaliero medio dei mezzi pesanti per singola corsia		
		Bassa veicoli pesanti per corsia $\leq$ 300 veicoli/giorno	Media 300 veicoli/giorno < veicoli pesanti per corsia < 700 veicoli/giorno	Alta veicoli pesanti per corsia $\geq$ 700 veicoli/giorno
Classe in funzione della massa ammissibile	<b>Classe E</b> Limitazione di carico a 3.5 t	<b>BASSA</b>	<b>BASSA</b>	<b>BASSA</b>
	<b>Classe D</b> Limitazione di carico a 8 t	<b>BASSA</b>	<b>MEDIO-BASSA</b>	<b>MEDIA</b>
	<b>Classe C</b> Limitazione di carico a 26 t	<b>MEDIO-BASSA</b>	<b>MEDIA</b>	<b>MEDIO-ALTA</b>
	<b>Classe B</b> Limitazione di carico a 44 t	<b>MEDIA</b>	<b>MEDIO-ALTA</b>	<b>ALTA</b>
	<b>Classe A</b> Nessuna limitazione	<b>MEDIO-ALTA</b>	<b>ALTA</b>	<b>ALTA</b>

#### Vulnerabilità strutturale e fondazionale

La pericolosità strutturale e fondazionale dipende dai parametri riassunti in [All.1 - Tabella 2](#).

All.1 - Tabella 2: Parametri della vulnerabilità strutturale e fondazionale.

Parametri primari	Parametri secondari
Livello di difettosità Schema statico, luce massima, materiale e numero di campate	Rapidità di evoluzione del degrado Norma di progettazione

Il livello di difettosità viene determinato in base all'esito dell'ispezione visiva effettuata al Livello 1. In particolare, le *Schede di valutazione dei Difetti* consentono di attribuire uno dei 5 livelli difettologici previsti (Basso, Medio-Basso, Medio, Medio-Alto e Alto) ai singoli elementi, quindi alle singole campate e agli elementi della sottostruttura ed infine all'opera nella sua interezza. L'assegnazione del livello difettologico viene eseguita in base alla gravità, all'estensione ed intensità dei difetti, tenendo in considerazione se questi possano pregiudicare la statica o se si trovano su elementi critici per la stabilità dell'opera stessa. Associata alla difettosità, è la rapidità di evoluzione del degrado, che rientra nella determinazione della classe di vulnerabilità attraverso l'anno di costruzione della struttura o dell'ultimo intervento di manutenzione significativo.

Lo schema statico, la luce della campata più lunga, il materiale ed il numero di campate vengono, invece, utilizzati per ricavare una classe dipendente solo dalle caratteristiche strutturali dell'opera. Tale classe viene ricavata seguendo [All.1 - Tabella 3](#). La classe determinata secondo tale tabella deve essere incrementata di uno step se il numero di campate risulta superiore a 3.

*All.1 - Tabella 3: Determinazione della Classe di vulnerabilità basata su schema statico, materiale, luce massima.*

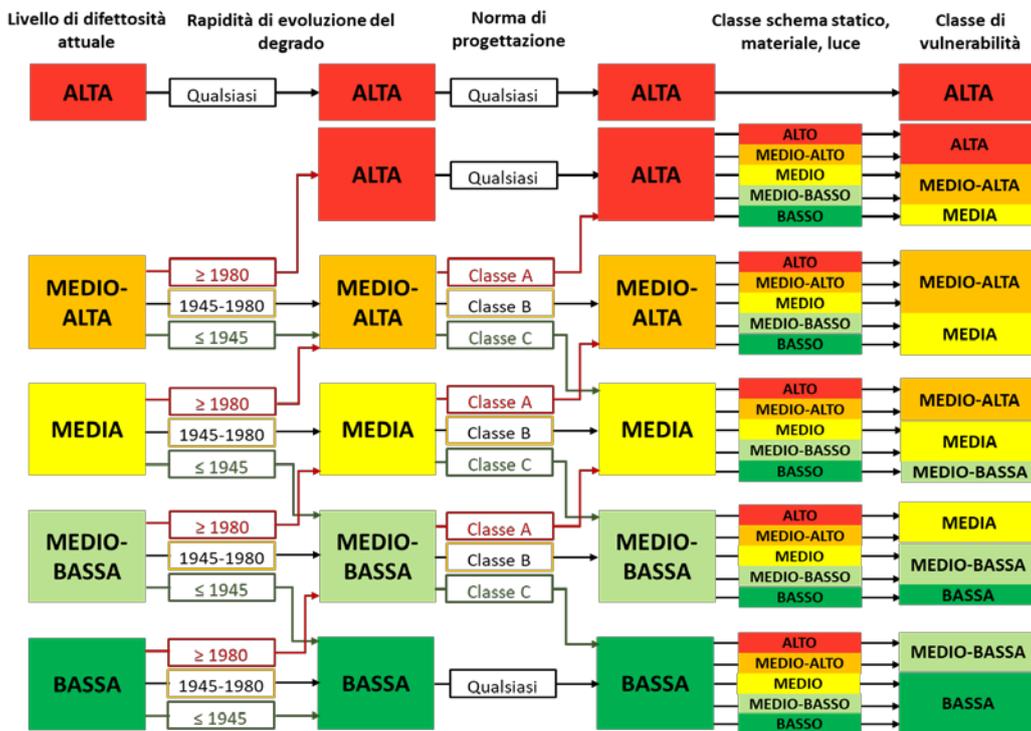
<b>Schema statico</b>	<b>Materiale</b>	<b><math>L_{max} \leq 5 \text{ m}</math></b>	<b><math>5 \text{ m} &lt; L_{max} &lt; 15 \text{ m}</math></b>	<b><math>15 \text{ m} \leq L_{max} &lt; 25 \text{ m}</math></b>	<b><math>L_{max} \geq 25 \text{ m}</math></b>
<b>Travate appoggiate</b>	<b>C.a.</b>	MB	M	MA	A
	<b>C.a.p.</b>	MB	M	M	MA
	<b>Acciaio</b>	B	MB	M	MA
	<b>Metallo</b>	MB	M	MA	A
	<b>Legno</b>	M	MA	A	A
	<b>Misto</b>	MB	M	MA	A
<b>Travate continue / Telaio</b>	<b>C.a.</b>	B	MB	M	MA
	<b>C.a.p.</b>	B	MB	M	M
	<b>Acciaio</b>	B	B	MB	M
	<b>Metallo</b>	B	MB	M	MA
	<b>Misto</b>	B	MB	M	MA
<b>Arco massiccio</b>	<b>Muratura</b>	B	MB	MB	M
	<b>C.a.</b>	B	MB	M	M
<b>Arco sottile</b>	<b>C.a.</b>	MB	M	M	MA
<b>Travate Gerber / Ponti a stampella con travi tampone</b>	<b>C.a.</b>	MA	A	A	A
	<b>C.a.p.</b>	MA	MA	MA	A
	<b>Acciaio</b>	M	MA	MA	A
	<b>Metallo</b>	MA	MA	A	A
	<b>Misto</b>	MA	A	A	A
<b>Soletta appoggiata</b>	<b>C.a.</b>	MB	M	MA	A
<b>Soletta incastrata</b>	<b>C.a.</b>	B	MB	M	MA

La norma di progettazione viene presa in considerazione in quanto è fondamentale per capire quali siano le ipotesi alla base del progetto dell'opera ed i carichi considerati per il suo calcolo. In base alla norma di progettazione, alle luci del ponte ed alla sua categoria (I Cat., ponti destinati al transito di carichi militari; II Cat., ponti non destinati al transito dei carichi militari), viene stabilita una Classe relativa a tale parametro ([All.1 - Tabella 4](#)).

All.1 - Tabella 4: Determinazione della Classe relativa alla norma di progettazione.

<b>Classe A</b>	Ponti I Cat. e norme antecedenti al 1952 Ponti II Cat. e norme antecedenti al 1990
<b>Classe B</b>	Ponti I Cat. con norme tra il 1952 ed il 1990 inclusi per luci inferiori ai 10m Ponti I Cat. con norme tra il 1952 ed il 2005 inclusi per luci superiori ai 10m Ponti II Cat. con norme del 1990 e luci inferiori ai 10 m Ponti II Cat. con norme tra il 1990 ed il 2005 inclusi per luci superiori ai 10m
<b>Classe C</b>	Ponti con norme dal 2005 ad oggi e luci inferiori a 10 m Ponti con norme dal 2008 ad oggi e luci superiori a 10 m

I parametri e le classi che da essi si ricavano sono utilizzati per determinare la Classe di vulnerabilità seguendo il flusso logico rappresentato in All. 1 - Figura 3.



All. 1 - Figura 3: Determinazione della Classe di vulnerabilità strutturale e fondazionale.

#### Esposizione strutturale e fondazionale

L'esposizione strutturale e fondazionale dipende dai parametri riassunti in All.1 - Tabella 5.

All.1 - Tabella 5: Parametri dell'esposizione strutturale e fondazionale.

Parametri primari	Parametri secondari
Livello di TGM Luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose

Il valore del Traffico Giornaliero Medio (TGM) dell'intera carreggiata e la luce media dell'opera vengono combinate insieme, come mostrato in [All.1 - Tabella 6](#), al fine di determinare una classe di esposizione intermedia.

*All.1 - Tabella 6: Determinazione della Classe di esposizione intermedia.*

		Livello di traffico giornaliero medio		
		Bassa traffico giornaliero medio $\leq$ 10000 veicoli/giorno	Media 10000 veicoli/giorno < traffico giornaliero medio < 25000 veicoli/giorno	Alta traffico giornaliero medio $\geq$ 25000 veicoli/giorno
Luce media della campata	Piccola luce Luce $\leq$ 20 m	<b>BASSA</b>	<b>MEDIO-BASSA</b>	<b>MEDIA</b>
	Media luce 20 m < Luce $\leq$ 50 m	<b>MEDIO-BASSA</b>	<b>MEDIA</b>	<b>MEDIO-ALTA</b>
	Grande luce Luce > 50 m	<b>MEDIA</b>	<b>MEDIO-ALTA</b>	<b>ALTA</b>

Viene quindi valutata la presenza di alternative stradali che possano minimizzare i disagi dovuti alla chiusura del tratto stradale in cui si colloca il ponte. Le alternative stradali devono essere valutate in termini di distanza e durata di percorrenza, nonché in base ai veicoli ammessi al transito.

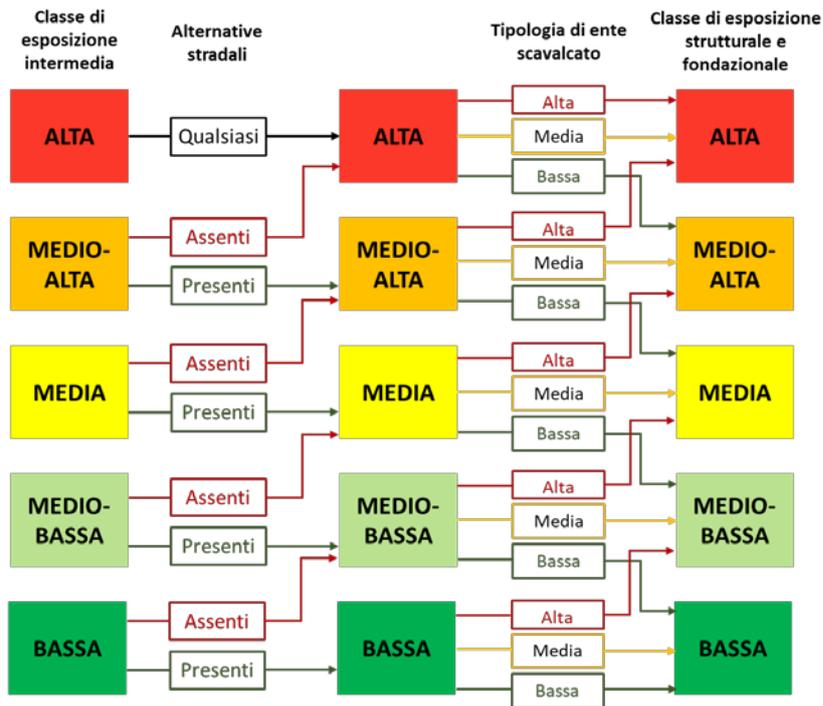
La tipologia di ente scavalcato porta alla definizione di una Classe (Alta, Media o Bassa) in base alle conseguenze economiche e sociali che l'ipotetico crollo dell'opera potrebbe indurre.

La classe di esposizione intermedia ed i parametri secondari vengono combinati secondo il diagramma di flusso rappresentato in [All. 1 - Figura 4](#) per determinare la Classe di esposizione strutturale e fondazionale.

Il trasporto di merci pericolose non viene utilizzato per la determinazione della Classe di esposizione, ma solamente come discriminante per stabilire un ordine di priorità delle azioni tra opere ricadenti nella stessa CdA complessiva.

#### *Determinazione della Classe di Attenzione strutturale e fondazionale*

Note le Classi associate ai fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione strutturale e fondazionale, queste vengono combinate insieme, come mostrato in [All.1 - Tabella 7](#) per determinare la Classe di Attenzione strutturale e fondazionale.



All. 1 - Figura 4: Determinazione della Classe di esposizione strutturale e fondazionale.

All.1 - Tabella 7: Determinazione della Classe di Attenzione strutturale e fondazionale.

		Classe di Pericolosità																													
		Bassa					Medio-Bassa					Media					Medio-Alta					Alta									
		Classe di Esposizione					Classe di Esposizione					Classe di Esposizione					Classe di Esposizione					Classe di Esposizione									
		B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A					
Classe di vulnerabilità	B	B	B	B	MB	MB	B	B	MB	MB	M	B	B	MB	M	M	B	MB	MB	M	M	MB	MB	M	M	M	MB	MB	M	M	MA
	MB	B	B	MB	M	MB	B	MB	MB	M	M	MB	MB	M	M	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	MA
	M	B	MB	M	M	M	MB	MB	M	M	MA	M	M	M	M	MA	M	M	M	M	MA	M	M	M	MA	MA	M	M	MA	MA	A
	MA	MB	M	M	M	MA	M	M	M	MA	MA	M	M	MA	MA	MA	M	MA	MA	MA	A	M	MA	MA	MA	A	MA	MA	MA	A	A
	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A

### Classe di Attenzione sismica

La Classe di Attenzione sismica viene ricavata a partire dalle Classi associate alla pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica.

### Pericolosità sismica

La pericolosità sismica dipende dai parametri riassunti in All.1 - Tabella 8, in cui la categoria topografica e la categoria di sottosuolo vengono definite come nelle NTC 18 (MIT, 2018).

All.1 - Tabella 8: Parametri della pericolosità sismica.

Parametri primari	Parametri secondari
Accelerazione di picco su suolo rigido per T=475 anni Categoria topografica	Categoria di sottosuolo

I parametri vengono combinati insieme seguendo la [All.1 - Tabella 9](#) al fine di ricavare la Classe di pericolosità sismica.

*All.1 - Tabella 9: Determinazione della Classe di pericolosità sismica.*

	Categoria di sottosuolo			
	A, B		C, D, E	
	Categoria topografica		Categoria topografica	
	T1, T2, T3	T4	T1, T2, T3	T4
$a_g < 0.05 g$	B	MB	MB	M
$0.05 g \leq a_g < 0.10 g$	MB	M	M	MA
$0.10 g \leq a_g < 0.15 g$	M	MA	MA	A
$0.15 g \leq a_g < 0.25 g$	MA	A	A	A
$a_g \geq 0.25 g$	A	A	A	A

#### *Vulnerabilità sismica*

La vulnerabilità sismica dipende dai parametri riassunti in [All.1 - Tabella 10](#).

*All.1 - Tabella 10: Parametri della vulnerabilità sismica.*

Parametri primari	Parametri secondari
Schema strutturale, luce massima, materiale Livello di difettosità	Criteri di progettazione

Lo schema strutturale, la luce massima ed il materiale vengono combinati insieme per ricavare una classe di vulnerabilità sismica iniziale, come mostrato in [All.1 - Tabella 11](#). La classe così ricavata viene incrementata se presenti elementi aggiuntivi critici per la vulnerabilità sismica.

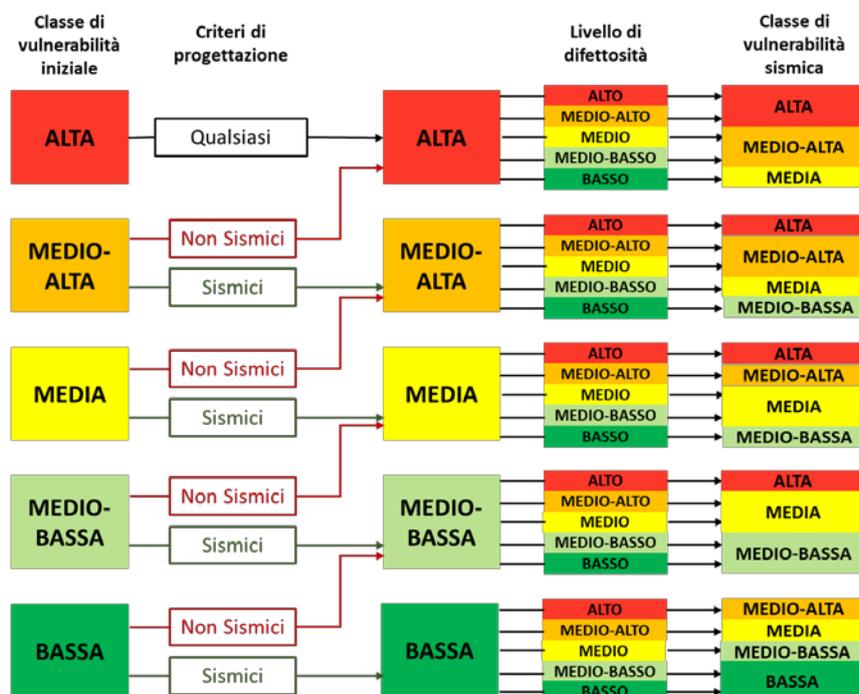
I criteri di progettazione si dividono in sismici o non sismici, a seconda delle ipotesi progettuali effettuate, deducibili dalle relazioni di calcolo.

Il livello di difettosità viene ricavato in modo simile a come fatto per il rischio strutturale e fondazionale, ponendo però in questo caso attenzione a difetti che possano compromettere il comportamento dell'opera nei confronti dell'azione sismica.

La classe di vulnerabilità iniziale, i criteri di progettazione ed il livello di difettosità vengono combinati insieme per ricavare la Classe di vulnerabilità sismica, come mostrato nel flusso logico rappresentato in [All. 1 - Figura 5](#).

All.1 - Tabella 11: Determinazione della vulnerabilità sismica iniziale.

Materiale	Numero campate	Schema iperstatico		Schema isostatico	
		Lmax ≤ 20 m	Lmax > 20 m	Lmax ≤ 20 m	Lmax > 20 m
C.A.	Singola campata	B	MB	M	MA
	Multi-campata	MB	M	MA	A
C.A.P.	Singola campata	-	-	M	MA
	Multi-campata	MB	M	MA	A
Muratura	Singola campata	B	MB	-	-
	Multi-campata	MB	M	-	-
Acciaio	Singola campata	B	B	MB	MB
	Multi-campata	MB	MB	M	M



All. 1 - Figura 5: Determinazione della Classe di vulnerabilità sismica.

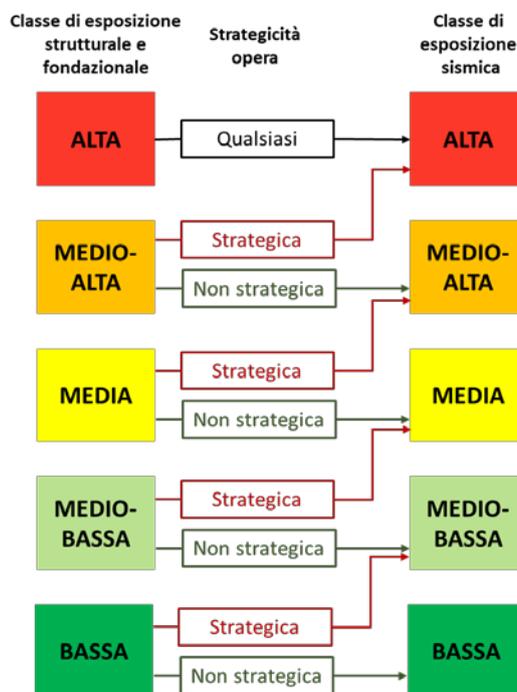
*Esposizione sismica*

L'esposizione sismica dipende dai parametri riassunti in All.1 - Tabella 12.

All.1 - Tabella 12: Parametri dell'esposizione sismica.

Parametri primari	Parametri secondari
Livello di TGM	Alternative stradali
Luce media della campata	Tipologia di ente scavalcato
	Trasporto di merci pericolose
	Strategicità dell'opera

Come si nota in [All.1 - Tabella 12](#), tutti i parametri tranne la strategicità dell'opera influenzano anche l'esposizione strutturale e fondazionale. Per tale motivo, la Classe di esposizione sismica viene ricavata proprio dalla Classe di esposizione strutturale e fondazionale, modificandola, come mostrato in [All. 1 - Figura 6](#), secondo la strategicità dell'opera, valutata in base al ruolo che essa ricopre per la protezione civile in casi di emergenza.



All. 1 - Figura 6: Determinazione dell'esposizione sismica.

#### *Determinazione della Classe di Attenzione sismica*

Note le Classi associate ai fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica, queste vengono combinate insieme per determinare la Classe di Attenzione sismica in modo analogo a come fatto per il rischio strutturale e fondazionale, ovvero secondo la [All.1 - Tabella 7](#).

#### *Classe di Attenzione associata al rischio frane*

La Classe di Attenzione associata al rischio frane viene ricavata a partire dalle Classi associate alla suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione frane. Si sottolinea l'utilizzo del termine suscettibilità piuttosto che pericolosità in quanto, essendo la definizione della probabilità di accadimento di un evento franoso intrinsecamente difficoltosa, le LG si riferiscono ad una previsione prettamente spaziale.

#### *Suscettibilità per il rischio frane*

La suscettibilità per il rischio frane dipende dai parametri riassunti in [All.1 - Tabella 13](#).

All.1 - Tabella 13: Parametri della suscettibilità per il rischio idraulico.

Parametri primari	Parametri secondari
Instabilità di versante (Magnitudo, Velocità, Stato di attività)	Incertezza di modello Misure di mitigazione

Per la definizione della classe di suscettibilità si fa riferimento alla documentazione disponibile per il sito di costruzione dell'opera, come le carte di pericolosità e rischio rilasciate dalle autorità competenti (come ad esempio le carte IFFI o le carte ISPRA sul rischio idrogeologico), e alle informazioni ricavate durante la fase di ispezione visiva del Livello 1. Nel caso in cui emerga che la probabilità di accadimento di un evento franoso non sussista, si può assegnare a priori una classe di attenzione Bassa per il rischio frane, senza procedere con la definizione della classe di vulnerabilità ed esposizione. Se, al contrario, l'area è stata già coinvolta da accadimenti pregressi è necessario procedere con le valutazioni accurate di Livello 4 a seguito di ispezioni speciali.

Nel caso in cui non si ricada nei due casi precedenti, si procede con l'individuazione delle frane riconosciute o potenziali che possono coinvolgere la struttura, definendo dei fattori a cui si associano dei parametri numerici. I fattori da individuare sono:

- Lo stato di attività per frane riconosciute o per frane potenziali, a cui si associa rispettivamente il parametro  $P_A$  e  $P_C$ , come definito in [All.1 - Tabella 14](#);
- La massima velocità attesa  $V$ , funzione della tipologia di frana, a cui si associa il parametro  $P_V$ , come definito in [All.1 - Tabella 15](#);
- La magnitudo attesa  $M$ , intesa come volume mobilizzante in  $m^3$ , a cui si associa il parametro  $P_M$ , come definito in [All.1 - Tabella 16](#).

All.1 - Tabella 14: Definizione del parametro per lo stato di attività delle frane.

Frana riconosciuta $P_A$	Stabilizzata Scarsamente critica	Inattiva Critica	Attiva Altamente critica
Frana potenziale $P_C$			
$P_A$ o $P_C$	1	3	5

All.1 - Tabella 15: Definizione del parametro per la velocità attesa delle frane.\*

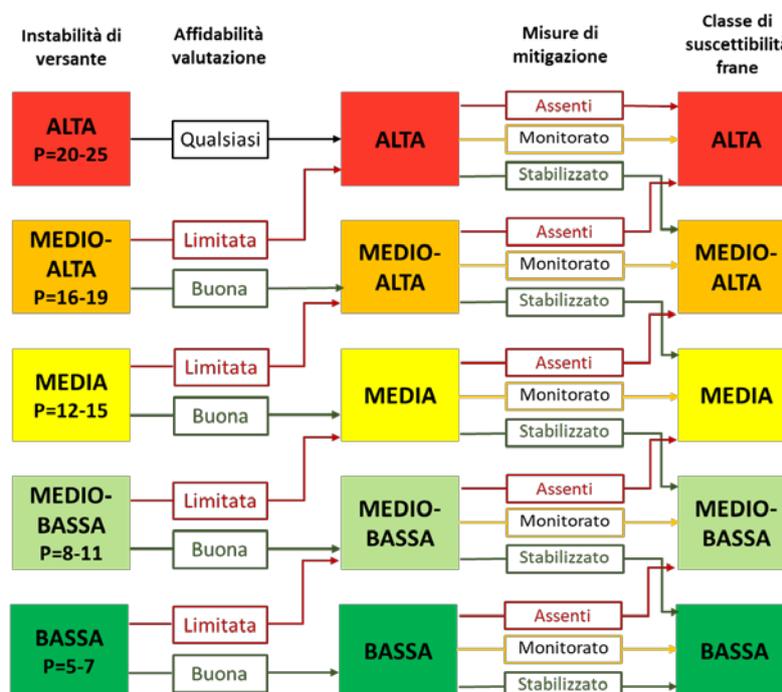
	$V < 1.6$ m/anno	$1.6$ m/anno $\leq V$ < 13 m/mese	13 m/mese $\leq V$ < 1.8 m/h	1.8 m/h $\leq V$ < 3 m/min	$V \geq 3$ m/min
$P_V$	1	2	3	4	5

\*Gli intervalli riportati sono stati corretti rispetto a quelli delle LG, che riportano intervalli matematicamente non corretti. I simboli  $\leq$  e  $\geq$  sono stati scelti in modo tale da coprire un intervallo continuo di valori di velocità.

All.1 - Tabella 16: Definizione del parametro per la magnitudo attesa delle frane.

	$M \leq 100 \text{ m}^3$	$10^2 \text{ m}^3 < M \leq 10^4 \text{ m}^3$	$10^4 \text{ m}^3 < M \leq 2.5 \cdot 10^5 \text{ m}^3$	$2.5 \cdot 10^5 \text{ m}^3 < M \leq 10^6 \text{ m}^3$	$M > 10^6 \text{ m}^3$
$P_M$	3	6	9	12	15

Noti i parametri associati ai tre fattori, questi vengono sommati per ricavare un unico parametro P, il cui valore permette di ricavare una classe associata all'instabilità di versante, come mostrato in All. 1 - Figura 7. Tale classe viene combinata con l'incertezza di modello e le misure di mitigazione, (All. 1 - Figura 7), al fine di ricavare la Classe di suscettibilità per il rischio frane. Le incertezze di modello sono legate alle incertezze legate al grado di conoscenza del cinematisimo e del volume mobilitato. Le misure di mitigazione fanno riferimento alla presenza di opere o sistemi di stabilizzazione, come reti, gallerie paramassi, oppure alla presenza di sistemi di monitoraggio con lo scopo di controllare l'insorgenza di fenomeni franosi.



All. 1 - Figura 7: Determinazione della Classe di esposizione per il rischio frane.

#### Vulnerabilità per il rischio frane

La vulnerabilità per il rischio frane dipende dai parametri riassunti in All.1 - Tabella 17.

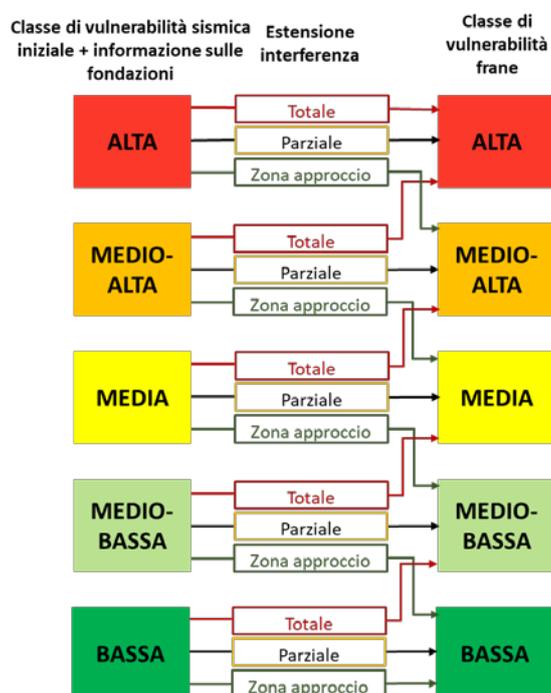
All.1 - Tabella 17: Parametri della suscettibilità per il rischio frane.

Parametri primari	Parametri secondari
Tipologia/robustezza del ponte e tipologia di fondazioni	Estensione interferenza

La robustezza del ponte dipende dallo schema statico, dalla luce e dal materiale, nonché dal numero di campate. Tali fattori coincidono con quelli utilizzati per ricavare la classe di vulnerabilità sismica iniziale. Si associa quindi una classe iniziale legata alla tipologia strutturale seguendo la [All.1 - Tabella 11](#). Tale classe viene incrementata di uno step se sono presenti fondazioni superficiali, in quanto dotate di una capacità minore di resistere alle azioni orizzontali rispetto alle fondazioni profonde.

È necessario determinare poi l'estensione dell'interferenza, legata alla porzione di struttura coinvolta dalla frana, che può essere totale, parziale o verificarsi solamente nella zona di approccio.

La classe legata alla tipologia strutturale ed alle fondazioni viene combinata con l'estensione dell'interferenza seguendo il flusso logico riportato in [All. 1 - Figura 8](#) al fine di determinare la Classe di vulnerabilità per il rischio frane.



All. 1 - Figura 8: Determinazione della Classe di vulnerabilità per il rischio frane.

#### Esposizione per il rischio frane

L'esposizione frane dipende dagli stessi parametri presi in considerazione per il rischio sismico ([All.1 - Tabella 12](#)) a meno del trasporto di merci pericolose, che però non rientra nella definizione della Classe di esposizione sismica. Per tale motivo, la Classe di esposizione frane deve essere posta pari a quella ottenuta per il rischio sismico.

#### Classe di Attenzione associata al rischio frane

Note le Classi associate ai fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione per il rischio frane, queste vengono combinate insieme, come mostrato in [All.1 - Tabella 18](#), per determinare la Classe di Attenzione associata al rischio frane.

All.1 - Tabella 18: Determinazione della Classe di Attenzione associata al rischio frane.

		Classe di Suscettibilità																								
		Bassa					Medio-Bassa					Media					Medio-Alta					Alta				
		Classe di Esposizione					Classe di Esposizione					Classe di Esposizione					Classe di Esposizione					Classe di Esposizione				
		B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A
Classe di vulnerabilità	B	B	B	MB	MB	MB	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA	MA
	MB	B	MB	MB	MB	MB	MB	MB	MB	M	M	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	M	MA	MA	MA	MA
	M	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA	MA	MA	MA	MA	MA	A
	MA	MB	MB	M	M	M	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	M	MA	MA	MA	MA	MA	MA	MA	A	A
	A	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA	MA	MA	MA	MA	MA	A	MA	MA	A	A	A

### Classe di Attenzione idraulica

La Classe di attenzione idraulica viene determinata qualora la struttura possa essere coinvolta dai fenomeni di piena di un corso d'acqua nei pressi dell'opera. Nel caso quindi di pile o spalle che non interessino l'alveo durante tali eventi, sempre che il franco minimo previsto da normativa sia rispettato, è possibile assegnare a priori una Classe di attenzione idraulica Bassa. Al contrario, se la struttura si colloca in un'area già coinvolta da fenomeni pregressi come fenomeni di escavazione, allagamenti o modifica delle sezioni idriche, è necessario effettuare delle ispezioni speciali.

Per la determinazione della Classe di attenzione idraulica è necessario considerare tre fenomeni diversi:

- Sormonto;
- Erosione generalizzata;
- Erosione localizzata.

Ad ogni fenomeno viene associata una Classe di suscettibilità/pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Tali fattori dipendono da diversi parametri che devono essere desunti sia dalla documentazione disponibile che attraverso le ispezioni di Livello 1. Si sottolinea qui l'utilizzo del termine suscettibilità/pericolosità. Nonostante le difficoltà intrinseche relative alla probabilità di accadimento di un evento di piena, in questo caso non è possibile prescindere dall'associazione dell'evento di piena ad una previsione temporale. Di seguito, solo per il caso idraulico, si intenderanno i termini *suscettibilità* e *pericolosità* come sinonimi.

### Suscettibilità idraulica

La suscettibilità idraulica legata ai tre fenomeni da considerare dipende dai parametri riassunti in [All.1 - Tabella 19](#).

All.1 - Tabella 19: Parametri della suscettibilità per il rischio frane.

Parametri primari	Parametri secondari
Probabilità accadimento e consistenza evento	Incertezza di modello
	Misure di mitigazione

Per il calcolo della suscettibilità idraulica è necessario far riferimento ai livelli di pericolosità definiti dal Decreto Legislativo n. 49 del 23 febbraio 2010 (Governo della Repubblica Italiana, D.LGS n.49/2010, 2010):

- Alluvioni rare di estrema intensità. Scenario P1 con tempo di ritorno fino a 500 anni (probabilità di superamento 2 per mille in un anno);
- Alluvioni poco frequenti. Scenario P2 con tempo di ritorno tra 100 e 200 anni (probabilità di superamento tra il 5 e 10 per mille in un anno);
- Alluvioni frequenti. Scenario P3 con tempo di ritorno tra 20 e 50 anni (probabilità di superamento tra il 2 ed il 5% in un anno).

La suscettibilità per il sormonto arginale viene ricavata seguendo la [All.1 - Tabella 20](#) a partire dalla definizione di franco libero per gli scenari appena descritti. Il franco viene definito in base alla classificazione dell'alveo e alla presenza di argini. Per alvei non arginati di corsi d'acqua principali, il franco è definito come distanza dell'intradosso dell'impalcato dalla quota massima di terreno interessato dallo scenario P2 ( $F_{P2}$ ) e P3 ( $F_{P3}$ ). Per alvei non arginati di corsi d'acqua secondari, il franco è definito come distanza dell'intradosso dell'impalcato dalla quota massima di terreno interessato dallo scenario P2 ( $F_{P2}$ ). Per alvei arginati il franco è definito come la distanza tra l'intradosso dell'impalcato e la quota della somma arginale incrementata di 20 cm.

*All.1 - Tabella 20: Determinazione della classe di suscettibilità legata al sormonto per (a) corsi d'acqua principali non arginati e (b) corsi d'acqua secondari non arginati e corsi d'acqua arginati.*

<b>BASSA</b>	$F_{P2} \geq 1.50 \text{ m}$	<b>BASSA</b>	$F \geq 1.50 \text{ m}$
<b>MEDIO-BASSA</b>	$1.00 \text{ m} < F_{P2} < 1.50 \text{ m}$	<b>MEDIO-BASSA</b>	$1.20 \text{ m} \leq F < 1.50 \text{ m}$
<b>MEDIA</b>	$0.80 \text{ m} < F_{P2} \leq 1.00 \text{ m}$	<b>MEDIA</b>	$1.00 \text{ m} \leq F < 1.20 \text{ m}$
<b>MEDIO-ALTA</b>	$F_{P2} \leq 0.80 \text{ m}, F_{P3} > 1.50 \text{ m}$	<b>MEDIO-ALTA</b>	$0.80 \text{ m} \leq F < 1.00 \text{ m}$
<b>ALTA</b>	$F_{P2} \leq 0.80 \text{ m}, F_{P3} \leq 1.50 \text{ m}$	<b>ALTA</b>	$F < 0.80 \text{ m}$

(a)

(b)

La suscettibilità per l'erosione generalizzata dipende dalla riduzione della sezione trasversale dell'alveo in corrispondenza dell'opera. La classe associata a tale fattore viene definita dal rapporto tra la larghezza dell'alveo occupata dagli elementi del ponte e la larghezza dell'alveo in assenza di manufatto. Si definiscono quindi due rapporti:

$$C_a = \frac{W_{a,l}}{W_a} * 100 \quad (1)$$

$$C_g = \frac{W_{g,l}}{W_g} * 100 \quad (2)$$

Dove  $C_a$  e  $C_g$  sono il fattore di restringimento, rispettivamente, dell'alveo inciso e delle aree golenali,  $W_{a,l}$  e  $W_{g,l}$  sono la larghezza, rispettivamente, dell'alveo inciso e delle aree golenali occupate dagli elementi del ponte e  $W_a$  e  $W_g$  sono la larghezza, rispettivamente, dell'alveo inciso e delle aree golenali a monte dell'opera.

Noti i due fattori, si determina la Classe di suscettibilità per l'erosione generalizzata seguendo la [All.1 - Tabella 21](#).

All.1 - Tabella 21: Determinazione della classe di suscettibilità legata all'erosione generalizzata.

		$C_g$				
		< 15 %	15 - 25 %	25 - 35 %	35 - 45 %	> 45 %
$C_s$	< 10 %	B	MB	M	MA	A
	10 - 15 %	MB	MB	M	MA	A
	15 - 25 %	M	M	MA	A	A
	25 - 35 %	MA	MA	MA	A	A
	> 35 %	A	A	A	A	A

La suscettibilità per l'erosione localizzata dipende dalla velocità e profondità della corrente, dalla geometria degli elementi strutturali del ponte, dall'angolo di attacco della corrente, dalla natura del materiale dell'alveo e dal trasporto di detriti. Essendo la determinazione dell'erosione localizzata complessa, viene suggerito di associare una classe di suscettibilità per tale fenomeno seguendo la [All.1 - Tabella 22](#), attraverso la definizione di un indice adimensionale  $IEL$ :

$$IEL = \frac{d_s}{d_f} \quad (3)$$

Dove  $d_s$  è la stima della profondità di scavo, definita in prima approssimazione come il doppio della larghezza della proiezione della pila sul piano trasversale alla direzione della corrente o il doppio dell'aggetto della spalla, e  $d_f$  è la profondità del piano di posa delle fondazioni rispetto alla quota di fondo alveo.

All.1 - Tabella 22: Determinazione della classe di suscettibilità legata all'erosione localizzata.

<b>BASSA</b>	$IEL < 0.60$
<b>MEDIO-BASSA</b>	$0.60 \leq IEL < 0.80$
<b>MEDIA</b>	$0.80 \leq IEL < 1.00$
<b>MEDIO-ALTA</b>	$1.00 \leq IEL < 1.20$
<b>ALTA</b>	$IEL \geq 1.20$

#### *Vulnerabilità idraulica*

La vulnerabilità idraulica associata al fenomeno del sormonto dipende dall'accumulo di detriti, dall'erosione dell'alveo, dal trasporto di materiale vegetale e dalle dimensioni del bacino idrografico. In base ai dati ricavati dalla documentazione e alle informazioni reperite con l'ispezione, la Classe di vulnerabilità idraulica per tale fenomeno si determina seguendo la [All.1 - Tabella 23](#).

*All.1 - Tabella 23: Determinazione della classe di vulnerabilità legata al sormonto.*

<b>BASSA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Assenza di evidenza di fenomeni di deposizione o erosione d'alveo significativi</li> <li>- Assenza di evidenza di trasporto di materiale vegetale di grande dimensione</li> <li>- Superficie del bacino idrografico maggiore di 500 km<sup>2</sup></li> </ul>
<b>MEDIO-BASSA</b>	<p>Sussistenza di almeno due delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Assenza di evidenza di fenomeni di deposizione o erosione d'alveo significativi</li> <li>- Assenza di evidenza di trasporto di materiale vegetale di grande dimensione</li> <li>- Superficie del bacinoidrografico maggiore di 500 km<sup>2</sup></li> </ul>
<b>MEDIA</b>	<p>Sussistenza di almeno una delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Assenza di evidenza di fenomeni di deposizione o erosione d'alveo significativi</li> <li>- Assenza di evidenza di trasporto di materiale vegetale di grande dimensione</li> <li>- Superficie del bacino idrografico maggiore di 500 km<sup>2</sup></li> </ul>
<b>MEDIO-ALTA</b>	<p>Sussistenza di almeno una delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Evidenza di fenomeni di deposizione o erosione d'alveo accentuati</li> <li>- Evidenza di trasporto di materiale vegetale di grande dimensione</li> <li>- Superficie del bacino idrografico minore di 100 km<sup>2</sup></li> </ul>
<b>ALTA</b>	<p>Sussistenza di almeno due delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Evidenza di fenomeni di deposizione o erosione d'alveo accentuati</li> <li>- Evidenza di trasporto di materiale vegetale di grande dimensione</li> <li>- Superficie del bacino idrografico minore di 100 km<sup>2</sup></li> </ul>

Per la determinazione della Classe di vulnerabilità legata alla vulnerabilità per il fenomeno di erosione generalizzata e di erosione localizzata si fa riferimento, rispettivamente, alle [All.1 - Tabella 24](#) e [All.1 - Tabella 25](#).

*All.1 - Tabella 24: Determinazione della classe di vulnerabilità legata all'erosione generalizzata.*

<b>BASSA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni profonde delle pile e delle spalle</li> <li>- Assenza di evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Ponte non posizionato in alveo con sensibile curvatura</li> </ul>
<b>MEDIO-BASSA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni profonde delle pile e delle spalle</li> </ul> <p>Sussistenza di almeno una delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Ponte posizionato in alveo con sensibile curvatura</li> </ul>
<b>MEDIA</b>	<p>Sussistenza di almeno una delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni superficiali delle pile e delle spalle</li> <li>- Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Ponte posizionato in alveo con sensibile curvatura</li> </ul>
<b>MEDIO-ALTA</b>	<p>Sussistenza di almeno due delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni superficiali delle pile e delle spalle</li> <li>- Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Ponte posizionato in alveo con sensibile curvatura</li> </ul>
<b>ALTA</b>	<p>Sussistenza di tutte le seguenti condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni superficiali delle pile e delle spalle</li> <li>- Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Ponte posizionato in alveo con sensibile curvatura</li> </ul>

All.1 - Tabella 25: Determinazione della classe di vulnerabilità legata all'erosione localizzata.

<b>BASSA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni profonde delle pile e delle spalle</li> <li>- Protezione al piede delle pile e delle spalle</li> </ul>
<b>MEDIO-BASSA</b>	<p>Sussistenza di almeno due delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni profonde delle pile e delle spalle</li> <li>- Protezione al piede delle pile e delle spalle</li> <li>- Presenza di una briglia di protezione a valle del ponte</li> </ul>
<b>MEDIA</b>	<p>Sussistenza di almeno una delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni superficiali delle pile e delle spalle</li> <li>- Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Presenza di accumuli di detriti o materiale flottante a monte della pila</li> <li>- Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica</li> </ul>
<b>MEDIO-ALTA</b>	<p>Sussistenza di almeno due delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni superficiali delle pile e delle spalle</li> <li>- Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Presenza di accumuli di detriti o materiale flottante a monte della pila</li> <li>- Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica</li> </ul>
<b>ALTA</b>	<p>Sussistenza di almeno tre delle condizioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni superficiali delle pile e delle spalle</li> <li>- Evidenza di fenomeni di abbassamento generalizzato dell'alveo a monte e valle dell'opera</li> <li>- Presenza di accumuli di detriti o materiale flottante a monte della pila</li> <li>- Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica</li> </ul>

#### *Esposizione idraulica*

L'esposizione idraulica viene determinata in modo analogo per tutti e tre i fenomeni considerati. Essa dipende dagli stessi parametri presi in considerazioni per il rischio sismico (All.1 - Tabella 12) a meno del trasporto di merci pericolose, che però non rientra nella definizione della Classe di esposizione sismica. Per tale motivo, la classe di esposizione idraulica viene posta pari a quella ottenuta per il rischio sismico.

#### *Classe di Attenzione per il rischio idraulico*

Determinate le Classi di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione per i singoli fenomeni considerati, si ricava la Classe di attenzione ad essi associata seguendo la All.1 - Tabella 7. Si ricava quindi una Classe di attenzione relativa ai soli fenomeni di erosione combinando le classi ottenute per l'erosione generalizzata e localizzata seguendo la All.1 - Tabella 26.

All.1 - Tabella 26: Determinazione della Classe di Attenzione per i fenomeni di erosione.

		<b>CdA erosione generalizzata</b>				
		<b>Bassa</b>	<b>Medio-Bassa</b>	<b>Media</b>	<b>Medio-Alta</b>	<b>Alta</b>
<b>CdA erosione localizzata</b>	<b>Bassa</b>	B	MB	M	MA	A
	<b>Medio-Bassa</b>	MB	MB	M	MA	A
	<b>Media</b>	M	M	MA	A	A
	<b>Medio-Alta</b>	MA	MA	A	A	A
	<b>Alta</b>	A	A	A	A	A

Note le Classi di Attenzione per il rischio di sormonto e per i fenomeni di erosione, si pone la Classe di Attenzione idraulica pari alla più sfavorevole delle due.

### Classe di Attenzione complessiva dell'opera

Note le Classi di Attenzione dei singoli rischi è possibile determinare la Classe di Attenzione complessiva dell'Opera. Per semplificare la lettura delle tabelle, le LG chiedono di determinare inizialmente una Classe di Attenzione idraulica e frane, combinando le CdA ottenute per questi due rischi, come mostrato in [All.1 - Tabella 27](#). Nota tale classe, si ricava la Classe d'Attenzione complessiva dell'opera seguendo la

[All.1 - Tabella 28](#). Si sottolinea che, nel caso in cui durante il Livello 1 non sia stato possibile ispezionare in modo soddisfacente l'opera o non sia stato possibile esaminare elementi ritenuti critici, la Classe di Attenzione determinata dovrà essere aggiornata a seguito di un'ispezione speciale.

All.1 - Tabella 27: Determinazione della Classe di attenzione idraulica e frane.

		CdA Frane				
		Bassa	Medio-Bassa	Medio	Medio-Alta	Alta
CdA Idraulica	Bassa	B	MB	MB	M	M
	Medio-Bassa	MB	MB	M	M	MA
	Media	MB	M	M	MA	MA
	Medio-Alta	M	M	MA	MA	A
	Alta	M	MA	MA	A	A

All.1 - Tabella 28: Determinazione della Classe di Attenzione complessiva dell'opera.

		CdA strutturale e fondazionale																								
		Bassa					Medio-Bassa					Media					Medio-Alta					Alta				
		CdA idraulica e frane					CdA idraulica e frane					CdA idraulica e frane					CdA idraulica e frane					CdA idraulica e frane				
		B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A	B	MB	M	MA	A
CdA sismica	B	B	B	B	MB	MB	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	A	A	A	A	A
	MB	B	MB	MB	MB	MB	MB	MB	MB	M	M	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	A	A	A	A	A
	M	MB	MB	MB	MB	M	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA	MA	A	A	A	A	A
	MA	MB	MB	MB	M	M	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	MA	M	MA	MA	MA	A	A	A	A	A	A
	A	MB	MB	M	M	M	M	M	M	M	MA	M	M	MA	MA	A	MA	MA	MA	A	A	A	A	A	A	A

In base alla Classe di Attenzione assegnata all'opera, si segue un iter diverso. Per opere in Classe Bassa e Medio-Bassa devono essere programmate ispezioni periodiche frequenti per controllare lo stato di degrado dell'opera. Per opere in Classe Media occorre eseguire le verifiche preliminari del Livello 3 e programmare le ispezioni periodiche ordinarie. Nel caso di rilevamento di fenomeni di degrado in rapida evoluzione è necessaria l'effettuazione di ispezioni speciali. Il gestore deve valutare caso per caso, in base ai risultati delle ispezioni e delle verifiche preliminari, se procedere con le verifiche accurate di Livello 4 (l'opera passa in Classe Alta) o se sia necessaria l'installazione di un sistema di monitoraggio periodico o continuo (l'opera passa in Classe Medio-Alta). Per opere in Classe Medio-Alta occorre eseguire le verifiche preliminari del Livello 3, programmare le ispezioni periodiche ordinarie e, se necessario, ispezioni periodiche straordinarie, ed implementare sistemi di monitoraggio periodico o continuo. Il gestore deve valutare caso per caso, in base ai risultati delle ispezioni e delle

verifiche preliminari se procedere con le verifiche accurate di Livello 4 (l'opera passa in Classe Alta). Per opere in Classe Alta è necessario eseguire le valutazioni accurate previste dal Livello 4, eseguire ispezioni periodiche ordinarie e, se necessario, straordinarie, nonché installare sistemi di monitoraggio periodici o continui.

Le LG 22 stabiliscono una frequenza minima di ispezioni ordinarie in base alla Classe di Attenzione e a seconda che l'opera in esame sia di Tipo 1, ovvero già inserita in un sistema di sorveglianza conforme alla Circolare 6736/61/AI del 1967, o di tipo 2, ovvero nuova o già in esercizio per cui non sono state effettuate ispezioni periodiche. In [All.1 - Tabella 29](#) sono riportate le frequenze minime con cui effettuare le ispezioni periodiche.

*All.1 - Tabella 29: Frequenza minima prevista per le ispezioni ordinarie.*

	<b>CdA Bassa</b>	<b>CdA Medio-Bassa</b>	<b>CdA Media</b>	<b>CdA Medio-Alta</b>	<b>CdA Alta</b>
<b>Opera tipo 1</b>	24 mesi	18 mesi	12 mesi	6 mesi o in funzione del monitoraggio	6 mesi o in funzione del monitoraggio
<b>Opera tipo 2</b>	12 mesi	9 mesi	6 mesi	3 mesi o in funzione del monitoraggio	3 mesi o in funzione del monitoraggio

La classe di Attenzione deve essere aggiornata a seguito delle ispezioni periodiche, straordinarie o del monitoraggio previste dai vari casi e comunque ad una distanza temporale non superiore ai due anni.

Le informazioni sulla CdA complessiva e sulla CdA di ogni rischio devono essere archiviate in banche date istituzionali.

### **Livello 3: Valutazione preliminare**

Le valutazioni di Livello 3 mirano a raggiungere 2 obiettivi:

- Valutare la qualità e la tipologia dei difetti rilevati durante le ispezioni di Livello 1 e le ispezioni periodiche, individuandone le possibili cause;
- Valutare in modo speditivo le risorse garantite dall'opera.

Con riferimento al secondo punto, tale valutazione deve essere effettuata confrontando la domanda indotta negli elementi dai carichi da traffico prescritti dalla normativa con cui è stata progettata l'opera e la domanda indotta dai carichi previsti dalle vigenti NTC 18. Per tale valutazione, salvo la presenza di evidenti errori progettuali, si assume che l'opera sia stata realizzata in conformità con le normative vigenti nell'anno di progettazione.

In base ai risultati delle valutazioni effettuate, il gestore deve valutare se procedere con la valutazione accurata di Livello 4.

## Livello 4: Valutazione accurata

Le analisi di Livello 4 prevedono l'effettuazione di una valutazione di sicurezza del ponte, che deve essere condotta in conformità alle prescrizioni sulle opere esistenti delle NTC 18, già richiamate nel [Capitolo 1](#). L'obiettivo è capire se l'utilizzo dell'opera possa continuare senza interventi, possa continuare adottando alcune precauzioni o debba essere sospeso. Con riferimento alle azioni sismiche, le LG 22 non aggiungono ulteriori informazioni circa le verifiche da condurre. L'inadeguatezza del ponte rispetto le verifiche sismiche o idrauliche implica l'effettuazione di interventi di miglioramento o di adeguamento.

Con riferimento alle azioni non sismiche, le LG ampliano le prescrizioni delle NTC 18. In particolare, vengono introdotte le seguenti definizioni di ponte:

- Adeguato: ponte per cui sono soddisfatte le verifiche eseguite seguendo le NTC 18;
- Operativo: ponte per cui sono soddisfatte le verifiche eseguite tenendo in considerazione le prescrizioni delle NTC ma utilizzando fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali che fanno riferimento ad un tempo di riferimento ridotto, che le LG assumono convenzionalmente pari a 30 anni;
- Transitabile: ponte per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite considerando un orizzontale temporale ridotto (le LG considerano un tempo di riferimento per i fattori parziali non maggiore a 5 anni) adottando o un provvedimento di limitazione dei carichi o di restrizione d'uso del ponte.

Ne segue che una struttura debba essere verificata prima nei confronti dell'adeguatezza. Se le verifiche non dovessero essere soddisfatte, nell'ottica di minimizzare i disagi per gli utenti e di programmare efficientemente gli interventi, il ponte può rimanere operativo se vengono soddisfatte le verifiche nei confronti dell'operatività. Nel caso in cui anche le verifiche previste per i ponti operativi non venissero soddisfatte, l'opera può essere dichiarata transitabile se, con restrizioni d'uso o di carico, vengano soddisfatte i requisiti della transitabilità. Si sottolinea che l'approccio delle NTC 18 per la valutazione della sicurezza nei confronti dei carichi verticali, che prevede la determinazione del coefficiente  $\zeta_v$ , può essere applicato solamente nel caso delle verifiche per ponte adeguato.

Nel caso di ponte operativo, al termine della vita di riferimento, a meno che non siano stati effettuati interventi di miglioramento o adeguamento, sarà necessario valutare ed in caso adottare provvedimenti idonei al mantenimento della sicurezza. Nel caso di ponte transitabile, invece, entro la vita di riferimento devono essere necessariamente progettati ed effettuati interventi volti al raggiungimento di livelli di sicurezza accettabili, che tuttavia non vengono compiutamente definiti dalle LG 22.

La procedura di svolgimento delle verifiche di sicurezza, come detto, segue i dettami delle NTC 18. Le prime fasi di approccio alla struttura sono quelle di conoscenza. Dal Livello 0 dovrebbero essere già presenti molte informazioni riguardo l'opera, che vanno comunque ampliate dove possibile e corredate con l'effettuazione di indagini in

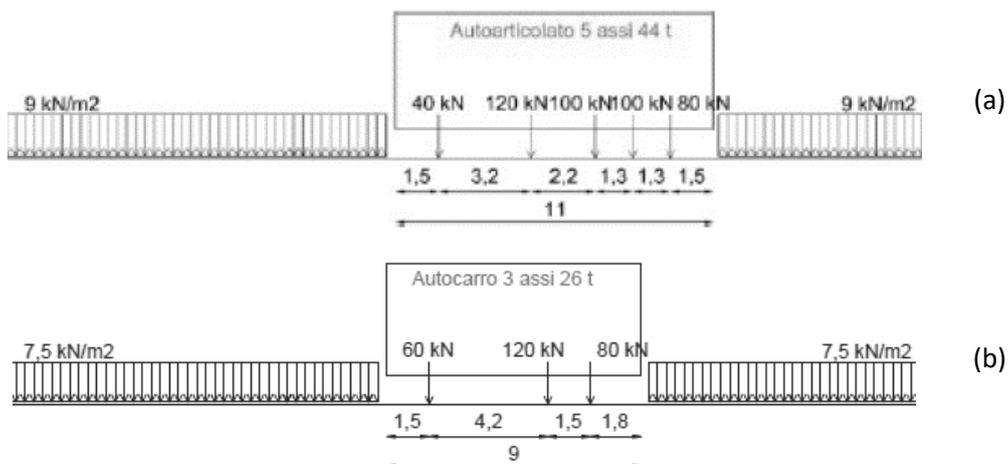
situ, rilievi e prove distruttive e non distruttive sui materiali, al fine di raggiungere uno dei tre livelli di conoscenza previsti. Successivamente, si procede alla valutazione dell'opera seguendo i seguenti passaggi:

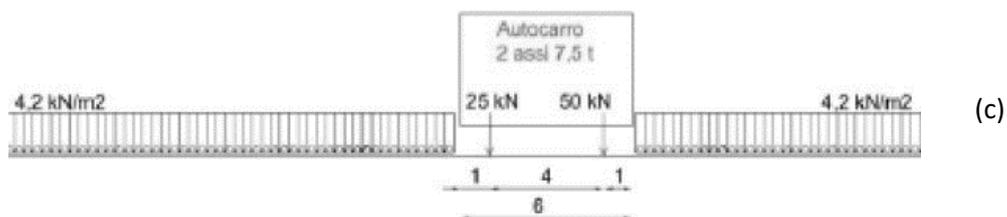
1. Valutazione delle azioni;
2. Individuazione dei coefficienti parziali di sicurezza e determinazione delle combinazioni di carico;
3. Valutazione dei parametri meccanici dei materiali;
4. Modellazione della struttura e delle azioni;
5. Analisi della struttura;
6. Verifica della struttura.

Con riferimento alle azioni, nel caso di ponte transitabile con restrizioni di carico, tali restrizioni sono definite coerentemente al Codice della Strada. Si possono definire, quindi, tre livelli di transitabilità, a cui sono associati determinati schemi di carico da utilizzare nelle verifiche (All. 1 - Figura 9):

- Transitabilità ai mezzi pesanti, in cui si limita la massa dei mezzi transitanti a 44 tonnellate;
- Transitabilità ai mezzi intermedi, in cui si limita la massa dei mezzi transitanti a 26 tonnellate;
- Transitabilità ai mezzi leggeri, in cui si limita la massa dei mezzi transitanti a 7.5 tonnellate.

Con riferimento ai fattori parziali di sicurezza per le azioni, come detto, le LG permettono di assumere valori diversi a seconda della vita di riferimento considerata nelle verifiche. Tali valori, con riferimento ad una classe di conseguenza 3, sono riassunti in All.1 - Tabella 30, All.1 - Tabella 31 e All.1 - Tabella 32, rispettivamente per i carichi permanenti, da traffico e da vento.





All.1 - Figura 9: Distribuzioni di carico da considerare per transitabilità (a) ai mezzi pesanti, (b) ai mezzi intermedi e (c) ai mezzi leggeri.

All.1 - Tabella 30: Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti al variare delle condizioni di controllo. Condizione 1: condizione standard con coefficiente di variazione dei carichi 0.10; Condizione 2: accurato controllo statistico di materiali e geometrie, coefficiente di variazione dei carichi 0.05; Condizione 3: come la condizione 2 e con abbattimento delle incertezze di modellazione.

Ponte	Fattori parziali per Condizione 1	Fattori parziali per Condizione 2	Fattori parziali per Condizione 3
Adeguato	1.35	1.25	1.20
Operativo	1.26	1.16	1.10
Transitabile	1.26	1.16	1.10

All.1 - Tabella 31: Fattori parziali di sicurezza per i carichi da traffico. Nel caso di ponte transitabile con restrizione di carico, il fattore parziale varia a seconda della tipologia di controllo che viene effettuata per la rilevazione delle infrazioni. Livello 1: controllo del superamento del peso a campione; Livello 2: controllo del superamento del peso in modo sistematico; Livello 3: controllo del superamento del peso con pesatura dei mezzi e blocco garantito.

Ponte	Fattori parziali
Adeguato	1.35
Operativo	1.20
Transitabile con restrizione d'uso	1.20
Transitabile con restrizione di carico e controllo Livello 1	1.60
Transitabile con restrizione di carico e controllo Livello 2	1.35
Transitabile con restrizione di carico e controllo Livello 3	1.10

All.1 - Tabella 32: Fattori parziali di sicurezza per i carichi da vento.

Ponte	Fattori parziali
Adeguato	1.50
Operativo	1.50
Transitabile	1.26

Con riferimento ai fattori parziali di sicurezza per i materiali, si considerano i valori riassunti in All.1 - Tabella 33.

All.1 - Tabella 33: Fattori parziali di sicurezza per i materiali.

Materiale	Ponte adeguato	Ponte operativo	Ponte transitabile
Calcestruzzo	1.50	1.26	1.26
Acciaio da ca e cap	1.15	1.10	1.10

Acciaio da carpenteria	1.05-1.10-1.25	1.05	1.05
Connettori Acciaio-cls	1.25	1.15	1.15

---

## Bibliografia

ANSFISA. (2022). *Istruzioni operative per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. GURI, 23 Agosto 2022.

Governo della Repubblica Italiana, D.LGS n.49/2010. (2010, febbraio 23). Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi alluvionali.

MIMS, D.M. 204/2022. (2022). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

MIT, D. 8. (2018). *NTC-2018 Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*. Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, no. 42, serie generale, 20 Febbraio 2018.

## Allegato 2: Dati AINOP necessari per il calcolo della CdA attraverso SIVA

Gli attributi dell'opera che dovranno essere presenti in AINOP per il calcolo automatico della CdA attraverso SIVA, sono stati suddivisi in tre sezioni:

- **Parametri generali**, in cui sono raccolti i dati che caratterizzano la localizzazione, la storia e lo stato attuale dell'opera;
- **Caratteristiche geometriche e strutturali**, in cui sono raccolti i dati che consentono di descrivere il comportamento strutturale dell'opera;
- **Dati di contesto**, in cui sono raccolti i dati geognostici del territorio ed i dati legati al rischio frane ed idraulico.

Tali dati, elencati nelle tabelle sottostanti, sono suddivisi ulteriormente in tre categorie, rispecchiate dal diverso colore con cui sono riportati:

- dati indispensabili per la determinazione della CdA (**riportati in blu**), senza i quali non è possibile procedere alla valutazione del rischio dell'opera;
- dati utili ai fini del completamento delle Schede di Livello 0 o 1 e/o dell'incremento dell'accuratezza della CdA calcolata (**riportati in arancione**). L'assenza di uno o più di questi dati non pregiudica il calcolo della CdA, ma potrebbe incrementarne l'accuratezza qualora il compilatore di AINOP abbia a disposizione dati più specifici rispetto a quelli disponibili in CIPCast DB (ad esempio: per la determinazione della categoria di sottosuolo, il compilatore potrebbe disporre di risultati di prove eseguite in situ, come le prove down hole, che permettono di avere una stima precisa della velocità delle onde di taglio, valore che in CIPCast DB viene definito attraverso valori di letteratura);
- dati aggiuntivi, non necessari alla determinazione della CdA ma che contribuiscono ad una descrizione più approfondita dell'opera e che potrebbero essere importanti per l'espletamento dei livelli di analisi successivi previsti dalle Linee Guida (**riportati in verde**).

Ogni dato, che può essere statico o dinamico, a seconda dell'arco temporale in cui esso può variare<sup>11</sup>, è corredato, dove necessario, da una descrizione e dalla tipologia del dato, che spiega la forma in cui il dato deve essere inserito. Un dato può essere inserito sotto forma di: testo; numero; data; documento, ovvero un file in formato pdf, dwg, etc. da allegare; testo a scelta da un elenco. In tal caso vengono indicate le possibili scelte che il compilatore può effettuare.

Infine, per ogni dato è riportata la casella relativa all'origine del dato, ad indicare che il compilatore di AINOP dovrà specificare la fonte del dato inserito, che potrà essere: da progetto; da studi/caratterizzazioni/monitoraggi; da interventi; da ispezione. (Nelle

---

<sup>11</sup> si sono assunti come statici i dati immutabili o che possono variare in un tempo di riferimento elevato o a seguito di un evento eccezionale, come un intervento strutturale invasivo o un evento naturale intenso; mentre sono assunti come dati dinamici, dati la cui variazione può avvenire frequentemente.

tabelle sottostanti, nella casella "Origine", l'asterisco rimanda ad una delle possibili scelte appena elencate).

Si sottolinea che, poiché da fonti diverse potrebbero derivare informazioni diverse, per la maggior parte dei dati dovrebbe essere data la possibilità di compilare più volte il campo (specificando ogni volta l'origine del dato). In tal modo è possibile tener traccia delle discrepanze presenti sia all'interno della documentazione stessa, sia tra documentazione e stato di fatto dell'opera.

Di seguito si riporta l'elenco degli attributi dell'opera che dovrebbero essere implementati, laddove mancanti, all'interno della banca dati AINOP.

## Parametri generali

DATI OPERA					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Codice IOP			*	Testo	
Nome opera			*	Testo	
Strada di appartenenza			*	Testo	
Progressiva iniziale			*	Numero	
Progressiva iniziale			*	Testo	
Proprietario			*	Testo	
Concessionario			*	Testo	
Ente vigilante			*	Testo	

LOCALIZZAZIONE					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Regione			*	Testo	
Provincia			*	Testo	
Comune			*	Testo	
Località			*	Testo	
Tipologia coordinate geografiche			*	Elenco:	ETRF2000 WGS84
Quota s.l.m. inizio viadotto			*	Numero	
Latitudine inizio viadotto			*	Numero	
Longitudine inizio viadotto			*	Numero	
Quota s.l.m. centro viadotto			*	Numero	
Latitudine centro viadotto			*	Numero	
Longitudine centro viadotto			*	Numero	
Quota s.l.m. fine viadotto			*	Numero	
Latitudine fine viadotto			*	Numero	
Longitudine fine viadotto			*	Numero	

STORIA DELL'OPERA					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Progettista			*	Testo	
Norma di progetto			*	Elenco	Precedente al 1993 Normale 8 del 1993 Circolare n.6018 del 1945 Circolare n. 384 del 1962 D.M. 2 agosto 1980 D.M. 4 maggio 1990 D.M. 14 settembre 2005 D.M. 14 gennaio 2008 D.M. 17 gennaio 2018 Altro
Categoria di progettazione del ponte			*	Elenco	I Categoria II Categoria
Criteri di progettazione antisismica			*	Elenco	Si No
Ente approvatore				Testo	
Data inizio di progettazione			*	Data	
Data fine di progettazione			*	Data	
Data approvazione			*	Data	
Anno di inizio costruzione			*	Numero	
Anno di fine costruzione			*	Numero	
Anno di inizio attività			*	Numero	

Eventi sismici/franosi/alluvionali					
	Risentimenti al sito/danni all'opera per eventi sismici precedenti		*	Elenco	Si No
	Risentimenti al sito/danni all'opera per eventi franosi precedenti		*	Elenco	Si No
	Risentimenti al sito/danni all'opera per eventi alluvionali precedenti		*	Elenco	Si No
	Descrizione effetti degli eventi avvenuti		*	Testo	
Interventi strutturali					
	Effettuazione interventi strutturali		*	Elenco	Effettuati Non effettuati Non noti
Se è nota l'effettuazione di interventi strutturali, compilare:					
	Norma di riferimento		*	Elenco	Precedente al 1993 Normale 8 del 1993 Circolare n.6018 del 1945 Circolare n. 384 del 1962 D.M. 2 agosto 1980 D.M. 4 maggio 1990 D.M. 14 settembre 2005 D.M. 14 gennaio 2008 D.M. 17 gennaio 2018 Altro
	Descrizione interventi strutturali		*	Testo	
Interventi di manutenzione					
	Effettuazione interventi di manutenzione		*	Elenco	Effettuati Non effettuati Non noti
Se è nota l'effettuazione di interventi di manutenzione, compilare:					
	Piano di manutenzione		*	Testo	
	Numero interventi manutentivi effettuati		*	Numero	
	Data ultimo intervento di manutenzione significativo		*	Data	
	Periodicità interventi manutentivi		*	Testo	
(Per ogni intervento di manutenzione:)					
	Data intervento manutenzione		*	Data	
	Descrizione intervento manutenzione		*	Testo	
	Allegare documentazione			Documento	
Ispezioni					
	Presenza ispezioni pregresse		*	Elenco	Presenti Assenti Non note
Se è nota l'effettuazione di ispezioni, compilare:					
	Programma ispezioni		*	Testo	
	Numero ispezioni effettuate		*	Numero	
	Data ultima ispezione		*	Data	
	Periodicità ispezioni		*	Testo	
(Per ogni ispezione:)					
	Data		*	Data	
	Metodologia ispezione		*	Testo	
	Ente ispettivo		*	Testo	
	Allegare documentazione			Documento	

Monitoraggio					
	Presenza attività di monitoraggio		*	Elenco	Presenti Assenti Non note
Se è nota l'effettuazione di attività di monitoraggio, compilare:					
	Tipo rilevamento		*	Testo	
	Metodologia monitoraggio		*	Testo	
	Data inizio monitoraggio		*	Data	
	Data ultimo aggiornamento		*	Data	
	Data fine monitoraggio		*	Data	
	Tipologia strumentazione		*	Testo	
	Grandezze misurate		*	Testo	
	Risultati significativi		*	Testo	
	Livello di allerta		*	Testo	
	Allegare documentazione			Documento	

TUTELA AI SENSI DEL D.L. 22 gennaio 2004, n. 42					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
	Provvedimenti di tutela		*	Elenco	Si No
(Se si:)					
	Autore della progettazione		*	Testo	
	Inserimento del ponte nell'ambito di piani paesaggistici vigenti/adottati		*	Elenco	Si  No

STATO DELL'OPERA					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
	Stato dell'opera		*	Elenco	Pienamente agibile Agibile ma con scadenze di lavori di manutenzione ordinaria Agibile ma con scadenza di lavori di manutenzione straordinaria Condizione critiche e agibile parzialemtne/lavori di manutenzione urgenti Inagibile

CLASSIFICAZIONE COLLEGAMENTO E CLASSIFICAZIONE D'USO STRADALE					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Tipo di collegamento (ente scavalcato)			*	Elenco	Opera su discontinuità orografica Ponte su corso d'acqua (reticolo secondario) Ponte su corso d'acqua (reticolo principale) Ponte su specchi d'acqua marini Viadotto su strade a viabilità secondaria Viadotto su strade a viabilità primaria Viadotto su zona edificata Viadotto su zona urbanizzata Ponte su ferrovia
Classificazione d'uso stradale			*	Elenco	Autostrada o Ferrovia Strada extraurbana principale Strada extraurbana secondaria Strada urbana di scorrimento Strada urbana di quartiere Strada locale

Rete stradale					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
	Itinerario internazionale		*	Elenco	Si No
	Appartenenza rete TEN		*	Elenco	Si No
	Appartenenza rete emergenza		*	Elenco	Si No
Numero di carreggiate			*	Numero	
Per ogni carreggiata:					
Larghezza carreggiata			*	Numero	
Numero di corsie per carreggiata			*	Numero	
Presenza curve			*	Elenco	Si No
Tipo sistemi di protezione			*	Testo	
	Traffico giornaliero medio per l'intera carreggiata		*	Numero	
	Traffico giornaliero medio dei mezzi pesanti per l'intera carreggiata		*	Numero	
	Massimo traffico giornaliero medio dei mezzi pesanti per singola corsia		*	Numero	
Frequente passaggio di pedoni			*	Elenco	Si No
Presenza di marciapiedi protetti			*	Elenco	Marciapiedi protetti Marciapiedi non protetti Assenza di marciapiedi
	Limitazione di carico		*	Elenco	Limitazione di carico a 3.5 tonnellate Limitazione di carico a 8 tonnellate Limitazione di carico a 26 tonnellate Limitazione di carico a 44 tonnellate Nessuna limitazione
	Presenza alternative stradali	Presenza di alternative stradali che non comportino un incremento di costi, tempo e distanza elevato	*	Elenco	Si No
	Lunghezza deviazione		*	Numero	
	Durata deviazione		*	Numero	
	Categoria del percorso alternativo individuato		*	Testo	
	Disponibilità di studi trasportistici specifici		*	Elenco	Si No
	Transito merci pericolose		*	Elenco	Si No

CLASSE DI CONSEGUENZA DELL'OPERA					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Classe di conseguenza dell'opera			*	Elenco	CC3 CC2 CC1

## Caratteristiche geometriche e strutturali

STRUTTURA E GEOMETRIA					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Tipologia ponte			*	Elenco	Travate appoggiate Travata continua Telaio Arco massiccio Arco sottile Travata Gerber Ponti a stampella con travi tampone Soletta appoggiata Soletta incastrata Altro
Schema statico			*	Elenco	Isostatico Iperstatico
Numero di campate			*	Numero	
Numero di pile			*	Numero	
Presenza di dispositivi antisismici			*	Elenco	Si No
Se presenti dispositivi antisismici:					
Tipologia dispositivi antisismici			*	Testo	
Sezione longitudinale quotata					
			*	Documento	
Sezioni trasversali quotate					
			*	Documento	
Planimetrie quotate					
			*	Documento	
<b>Per travate appoggiate o soletta appoggiata</b>					
Lunghezza totale opera		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 agli appoggi di Spalla 2	*	Numero	
Se presenti pile:					
Distanza Spalla 1-Pila 1		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 al baricentro di Pila 1	*	Numero	
Se presente più di una pila, per ognuna specificare:					
Distanza tra Pila i e i+1		Interasse pile	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Spalla (solitamente una fila di appoggi sulla spalla)</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi per ogni spalla			*	Numero	
Distanza appoggi da estremità spalla		misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Pila (solitamente due file di appoggi sulla pila, uno per ogni impalcato)</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi per ogni pila			*	Numero	
Distanza appoggi da asse trasversale baricentrico pila (per ogni fila di appoggi)		misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per i giunti</b>					
Numero giunti			*	Numero	
Tipologia giunti					
Coordinata giunto da estremità Spalla 1		Coordinata longitudinale misurata da estremità di Spalla 1 (misurata sulla linea d'asse del ponte)			

<b>Per travate continue</b>					
Lunghezza totale opera		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 agli appoggi di Spalla 2	*	Numero	
Se presenti pile:					
Distanza Spalla 1-Pila 1		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 al baricentro di Pila 1	*	Numero	
Se presente più di una pila, per ognuna specificare:					
Distanza tra Pila i e i+1		Interasse pile	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Spalla (solitamente una fila di appoggi sulla spalla)</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi per ogni spalla			*	Numero	
Distanza appoggi da estremità spalla		misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Spalla (solitamente una fila di appoggi sulla pila)</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi per ogni pila			*	Numero	
Distanza appoggi da asse trasversale baricentrico pila		misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per i giunti</b>					
Numero giunti			*	Numero	
Coordinata giunto da estremità Spalla 1		Coordinata longitudinale misurata da estremità di Spalla 1 (misurata sulla linea d'asse del ponte)			
<b>Per telaio o soletta incastrata</b>					
Lunghezza totale opera		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 agli appoggi di Spalla 2	*	Numero	
Se presenti pile:					
Distanza Spalla 1-Pila 1		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 al baricentro di Pila 1	*	Numero	
Se presente più di una pila, per ognuna specificare:					
Distanza tra Pila i e i+1		Interasse pile	*	Numero	
<b>Per arco massiccio (come definito dalle Istruzioni Operative di Anfsisa n. 4.2.2.6)</b>					
Lunghezza totale opera		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 agli appoggi di Spalla 2	*	Numero	
Se presenti pile:					
Distanza Spalla 1-Pila 1		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 al baricentro di Pila 1	*	Numero	
Se presente più di una pila, per ognuna specificare:					
Distanza tra Pila i e i+1		Interasse pile	*	Numero	
<b>Arco</b>					
Materiale			*	Elenco	Muratura C.a. Calcestruzzo
Luce di calcolo		Luce riferita alla linea d'asse dell'arco	*	Numero	
Curva d'asse dell'arco/degli archi			*	Documento	
Freccia di calcolo		Freccia riferita alla linea d'asse dell'arco	*	Numero	
Spessore chiave			*	Numero	
Spessore imposta			*	Numero	
Altezza ricoprimento		Altezza del ricoprimento misurata dall'estradosso della chiave	*	Numero	

<b>Per arco sottile (come definito dalle Istruzioni Operative di Ansfisa n. 4.2.2.6)</b>					
Presenza viadotto accesso lato spalla 1			*	Elenco	Si No
Presenza viadotto accesso lato spalla 2			*	Elenco	Si No
Lunghezza totale opera		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 agli appoggi di Spalla 2 se non presenti viadotti di accesso, altrimenti distanza tra le imposte dell'arco	*	Numero	
Numero archi paralleli			*	Numero	
<b>Per ogni campata:</b>					
Materiale			*	Elenco	C.a. C.a.p. Acciaio Muratura
Luce di calcolo		Luce riferita alla linea d'asse dell'arco	*	Numero	
Curva d'asse dell'arco			*	Documento	
Freccia di calcolo		Freccia riferita alla linea d'asse dell'arco	*	Numero	
Spessore chiave			*	Numero	
Spessore imposta			*	Numero	
Numero stilate			*	Numero	
Distanza stilata 1 da imposta 1		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 al baricentro della stilata	*	Numero	
Interasse tra stilata i e i+1 (da specificare per ogni stilata tranne l'ultima)			*	Numero	
Distanza imposta arco da Spalla 1 o Pila		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 alla linea d'asse dell'arco alle imposte	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Spalla</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi su ogni spalla			*	Numero	
Distanza appoggi da estremità spalla		Misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulle stilate</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi su ogni stilata			*	Numero	
Distanza appoggi da baricentro stilata		Misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per i giunti</b>					
Numero giunti			*	Numero	
Coordinata giunto da estremità Spalla 1		Coordinata longitudinale misurata da estremità di Spalla 1 (misurata sulla linea d'asse del ponte)			

<b>Per travate Gerber</b>					
Lunghezza totale opera		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 agli appoggi di Spalla 2	*	Numero	
Distanza Spalla 1-Pila 1		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 al baricentro di Pila 1	*	Numero	
Se presente più di una pila, per ognuna specificare:					
Distanza tra Pila i e i+1		Interasse pile	*	Numero	
<b>Numero selle Gerber</b>					
Distanza sella da Spalla 1 (per tutte le selle)		Misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Spalla (solitamente una fila di appoggi sulla spalla)</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi su ogni spalla			*	Numero	
Distanza appoggi da estremità spalla (per ogni fila di appoggi)		Misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Pila (solitamente una fila di appoggi sulla pila)</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi su ogni pila			*	Numero	
Distanza appoggi da baricentro pila (per ogni fila di appoggi)		Misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
<b>Per gli appoggi sulla Selle (solitamente una fila di appoggi sulla selle)</b>					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi su ogni sella			*	Numero	
<b>Per i giunti</b>					
Numero giunti			*	Numero	
Coordinata giunto da estremità Spalla 1		Coordinata longitudinale misurata da estremità di Spalla 1 (misurata sulla linea d'asse del ponte)			
<b>Per Ponte a stampella con trave tampone/Altro</b>					
Lunghezza totale opera		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 agli appoggi di Spalla 2	*	Numero	
Distanza Spalla 1-Pila 1		Distanza misurata sulla linea d'asse del ponte dagli appoggi di Spalla 1 al baricentro di Pila 1	*	Numero	
Se presente più di una pila, per ognuna specificare:					
Distanza tra Pila i e i+1		Interasse pile	*	Numero	
Numero di appoggi su ogni spalla			*	Numero	
Numero di appoggi per ogni pila			*	Numero	

Per gli appoggi sulla Spalla (solitamente una fila di appoggi sulla spalla)					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi su ogni spalla			*	Numero	
Distanza appoggi da estremità spalla (per ogni fila di appoggi)		misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
Per gli appoggi sulla Pila (solitamente due file di appoggi sulla pila, uno per ogni impalcato)					
Tipologia appoggi			*	Elenco	Neoprene Acciaio Elastomerico armato Scorrimento con superficie curva
Numero di appoggi su ogni pila			*	Numero	
Distanza appoggi da baricentro pila (per ogni fila di appoggi)		misurata sulla linea d'asse del ponte	*	Numero	
Per i giunti					
Numero giunti			*	Numero	
Coordinata giunto da estremità Spalla 1		Coordinata longitudinale misurata da estremità di Spalla 1 (misurata sulla linea d'asse del ponte)			

SPALLE					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Materiale			*	Elenco	c.a. c.a.p. muratura altro
Spalla iniziale					
Posizione spalla			*	Elenco	Alveo inciso Golena Altro
Tipologia spalla iniziale			*	Testo	
Rotazione spalla iniziale		Rotazione della spalla rispetto la perpendicolare alla linea d'asse del ponte	*	Numero	
Tipologia fondazioni spalla iniziale			*	Elenco	Superficiale Plinto su pali Pozzo
Quota piano posa fondazioni spalla iniziale (plinto)		Rispetto livello del mare	*	Numero	
Lunghezza pali spalla iniziale (per plinti su pali)			*	Numero	
Aggetto spalla		Aggetto spalla nella golena o nell'alveo	*	Numero	
Altezza			*	Numero	
Larghezza			*	Numero	
Spessore in sommità			*	Numero	
Spessore alla base (sopra intradosso fondazione)			*	Numero	
Spalla finale					
Posizione spalla			*	Elenco	Alveo inciso Golena Altro
Tipologia spalla finale			*	Testo	
Rotazione spalla finale		Rotazione della spalla rispetto la perpendicolare alla linea d'asse del ponte	*	Numero	
Tipologia fondazioni spalla finale			*	Elenco	Superficiale Plinto su pali Pozzo
Quota piano posa fondazioni spalla finale (plinto)		Rispetto livello del mare	*	Numero	
Lunghezza pali spalla finale (per plinti su pali)			*	Numero	
Aggetto spalla		Aggetto spalla nella golena o nell'alveo	*	Numero	
Altezza			*	Numero	
Larghezza			*	Numero	
Spessore in sommità			*	Numero	
Spessore alla base (sopra intradosso fondazione)			*	Numero	

<b>PILE</b>					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
<b>Per ogni pila</b>					
Posizione pila			*	Elenco	Alveo inciso Golena Altro
Materiale			*	Elenco	c.a. c.a.p. muratura acciaio altro
Tipologia sezione pila			*	Elenco	Singola colonna Colonna multipla
Geometria sezione pila		Specificare se rettangolare, circolare, ottagono regolare/irregolare...	*	Testo	
Altezza pila		Distanza estradosso fondazione-estradosso pulvino	*	Numero	
Dimensione asse maggiore sezione pila			*	Numero	
Dimensione asse minore sezione pila			*	Numero	
Allegare sezione pila				Documento	
Rotazione pila rispetto linea d'asse ponte		Rotazione della pila rispetto la perpendicolare alla linea d'asse del ponte (positivo in senso antiorario)	*	Numero	
Tipologia fondazioni pila			*	Elenco	Superficiale Plinto su pali Pozzo
Quota piano posa fondazione		Rispetto livello del mare. Nel caso caso di fondazione superficiale, indicare base del plinto. Nel caso di plinto su pali, indicare quota fondo pali. Nel caso di pozzi, indicare quota inferiore dell'elemento.		Numero	
Altezza plinto (se presente)				Numero	
Lunghezza pali (per plinti su pali)			*	Numero	
Evoluzione eventuale rispetto al fondo alveo			*	Testo	

<b>IMPALCATO (per ogni impalcato) (opzione di inserire come precedente)</b>					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Materiale impalcato			*	Elenco	c.a. c.a.p. acciaio misto (acc cls) muratura metallo (ponti storici) legno altro
Larghezza impalcato			*	Numero	
Larghezza cordolo destro		Larghezza del cordolo destro (se presente)	*	Numero	
Larghezza cordolo sinistro		Larghezza del cordolo sinistro (se presente)	*	Numero	
Quota intradosso impalcato (per ogni impalcato)		Rispetto al livello del mare (da chiedere solo se presente corso d'acqua in prossimità dell'opera)	*	Numero	
Impalcato sghembo			*	Elenco	Si No

<b>Per impalcati in c.a., c.a.p., acciaio, misto (acc cls), legno, metallo di ponti a travata appoggiata, travata continua, telaio, travate Gerber, Ponti a stampella, arco sottile, altro</b>					
Tipologia		Per sezioni aperte si intende ponti con travi non collegate all'estradosso da elementi orizzontali. Per sezioni chiuse si intendono cassoni o impalcati con travi collegate inferiormente da elementi orizzontali di controventatura	*	Elenco	sezione aperta sezione chiusa
<b>Per sezioni aperte</b>					
Materiale nervature		Materiale travi	*	Elenco	c.a. c.a.p. acciaio metallo (ponti storici) legno altro
Numero nervature			*	Numero	
Interasse nervatura		Distanza tra le linee d'asse della travi	*	Numero	
Altezza nervatura		Altezza delle travi	*	Numero	
Materiale soletta			*	Elenco	c.a. c.a.p. altro
Dimensione sbalzi		Distanza tra linea d'asse della trave d'estremità e l'estremità dello sbalzo	*	Numero	
Altezza soletta			*	Numero	
Numero traversi			*	Numero	
Disegno con dimensione della sezione (opzionale)					
<b>Per sezioni chiuse</b>					
Materiale cellule			*	Elenco	c.a. c.a.p. acciaio metallo (ponti storici) legno altro
Numero cellule			*	Numero	
Dimensione totale inferiore cassone			*	Numero	
Dimensione totale superiore cassone			*	Numero	
Altezza cassone		Altezza del cassone al netto della soletta	*	Numero	
Materiale soletta			*	Elenco	c.a. c.a.p. altro
Spessore soletta			*	Numero	
Dimensione sbalzi		Distanza tra estremità sbalzo-estremità cassone	*	Numero	
Disegno con dimensione della sezione (opzionale)					
<b>Per tipologie di ponti con arco massiccio</b>					
Presenza soletta			*	Elenco	Si No
Materiale soletta			*	Elenco	c.a. c.a.p. altro
Spessore soletta			*	Numero	
Dimensione sbalzi			*	Numero	
<b>Per tipologie di ponti con soletta appoggiata o incastrata</b>					
Materiale soletta			*	Elenco	c.a. c.a.p. altro
Spessore soletta			*	Numero	

Difettosità della struttura					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
	<p><b>Livello di difettosità strutturale e fondazionale</b></p> <p>Sarebbe opportuno che venisse fornito per ogni elemento, così come le schede difettologiche di ogni elemento. Al fine della CdA, basta il livello di difettosità complessivo</p>	<p>Determinato come specificato nelle LG e nelle istruzioni operative ANSFISA</p>	*	Elenco	<p>Basso</p> <p>Medio-Basso</p> <p>Medio</p> <p>Medio-Alto</p> <p>Alto</p>
	<p><b>Livello di difettosità sismica</b></p> <p>Sarebbe opportuno che venisse fornito per ogni elemento, così come le schede difettologiche di ogni elemento. Al fine della CdA, basta il livello di difettosità complessivo</p>	<p>Determinato come specificato nelle LG e nelle istruzioni operative ANSFISA</p>	*	Elenco	<p>Basso</p> <p>Medio-Basso</p> <p>Medio</p> <p>Medio-Alto</p> <p>Alto</p>

## Dati di contesto

CARATTERISTICHE GEOGNOSTICHE					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
Numero strati			*	Numero	
Per ogni strato:					
Profondità strato		Profondità top dello strato			
Spessore strato					
Peso specifico			*	Numero	
Coesione			*	Numero	
Angolo d'attrito			*	Numero	
Vsi		Velocità onde s nello strato		Numero	
Categoria di sottosuolo fini sismici		secondo NTC 2018	*	Elenco	A B C D E

DATI PER RISCHIO FRANA					
L'area da prendere in considerazione per le analisi deve far riferimento al sub-bacino idrografico che afferrisce alla sezione del viadotto					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione	Origine	Tipologia	
	Presenza di evidenze di crolli	Presenza di grandi blocchi in corrispondenza del viadotto,	*	Elenco	Si No
	Presenza di evidenze riconducibili a dissesti	Avvallamenti manto stradale o fratture con pattern definito (es. fratture allinate), avvallamenti zone prossime viadotto	*	Elenco	Si No
	Presenza fenomeni erosivi e di alluvionamento?		*	Elenco	Si No Da verificare
	Sono noti fenomeni franosi?		*	Elenco	Si No Da verificare
In caso di presenza di fenomeni franosi noti, compilare:					
	Numero frane	Numero di siti in frane che possono interessare l'opera	*	Numero	
Per ogni frana:					
	Classificazione frana		*	Elenco	Riconosciuta Potenziale
	Stato di attività per frana riconosciuta/potenziale		*	Elenco	Stabilizzata o scarsamente critica Inattiva o critica Attiva o altamente critica
	Velocità frana		*	Elenco	$V < 1.6 \text{ m/anno}$ $1.6 \text{ m/anno} \leq V < 13 \text{ m/mese}$ $13 \text{ m/mese} \leq V < 1.8 \text{ m/h}$ $1.8 \text{ m/h} \leq V < 3 \text{ m/min}$ $V > 3 \text{ m/min}$
	Magnitudo frana		*	Elenco	$M \leq 100 \text{ m}^3$ $10^2 \text{ m}^3 < M \leq 10^4 \text{ m}^3$ $10^4 \text{ m}^3 < M \leq 2.5 \cdot 10^5 \text{ m}^3$ $2.5 \cdot 10^5 \text{ m}^3 < M \leq 10^6 \text{ m}^3$ $M > 10^6 \text{ m}^3$
	Affidabilità valutazione		*	Elenco	Limitata Buona
	Presenza interventi di mitigazione rischio frane		*	Elenco	Assenti Monitorato Stabilizzato
	La frana interessa le pile?		*	Elenco	Si No
	Pile interessate dalla frana		*	Elenco (si possono scegliere più opzioni)	Compaiono tutte le pile
	La frana interessa le spalle?		*	Elenco	Si No
	Spalle interessate dalla frana		*	Elenco (si possono scegliere più opzioni)	Compaiono tutte le spalle

DATI PER RISCHIO IDRAULICO					
Dato statico	Dato dinamico	Descrizione		Tipologia di dato	
Presenza corso d'acqua in prossimità dell'opera			*	Elenco	Si No
<b>In caso affermativo, compilare i campi del rischio idraulico</b>					
Tipologia alveo			*	Elenco	Arginato Non arginato
Solo se arginato:					
Quota sommitale argine 1		Quota Slm.	*	Numero	
Quota sommitale argine 2		Quota Slm.	*	Numero	
Solo se non arginato:					
	Quota sponda 1	Quota slm piano campagna lato 1.	*	Numero	
	Quota sponda 2	Quota slm piano campagna lato 2.	*	Numero	
	Larghezza alla base dell'alveo inciso		*	Numero	
	Quota fondo alveo inciso	Quota Slm.	*	Numero	
<b>Informazioni sull'alveo inciso</b>					
	Larghezza superiore alveo inciso	Parametro Wa delle LG 22. Figure C.7 e C.8 Istruzioni operative Ansfisa.	*	Numero	
	Larghezza complessiva dell'alveo inciso occupata dagli elementi del ponte	Parametro Wal delle LG 22.	*	Numero	
<b>Informazioni sulle golene</b>					
Sono presenti le golene?			*	Elenco	Si No
Se presenti, compilare:					
	Larghezza area golenale 1	Parametro Wg1 delle LG 22. Figura C.8 Istruzioni operative Ansfisa.	*	Numero	
	Larghezza area golenale 2	Parametro Wg2 delle LG 22. Figura C.8 Istruzioni operative Ansfisa.	*	Numero	
	Larghezza complessiva delle golene occupata dagli elementi del ponte	Parametro Wgl delle LG 22.	*	Numero	
Se il corso d'acqua non è arginato chiedere:					
	Larghezza piano golena 1	Larghezza al netto della sponda.	*	Numero	
	Larghezza piano golena 2	Larghezza al netto della sponda.	*	Numero	
	Quota piano golena 1	Quota Slm.	*	Numero	
	Quota piano golena 2	Quota Slm.	*	Numero	
<b>Informazioni aggiuntive:</b>					
	Geometria della sezione dell'alveo		*	Documento	
	Geometria in pianta dell'alveo		*	Documento	
<b>Dati relativi alla portata (solo se l'alveo non è arginato):</b>					
Alluvione poco frequente Tr=100-200 anni (scenario P2)					
Portata piena P2		Specificare il dato più aggiornato di cui si è a disposizione	*	Numero	
Anno in cui è stato calcolato il dato Portata piena P2			*	Numero	
Alluvione frequente Tr=20-50 anni (scenario P3)					
Portata piena P3		Specificare il dato più aggiornato di cui si è a disposizione	*	Numero	
Anno in cui è stato calcolato il dato Portata piena P3			*	Numero	
In assenza di tali dati, si fornisca:					
Dati pluviometrici		Specificare il dato più aggiornato di cui si è a disposizione			

<b>Caratteristiche del corso d'acqua:</b>					
Angolo di attacco		Angolo tra direzione filone principale corrente e linea d'asse del ponte (Positivo se in senso antiorario)		Numero	
Tratto di alveo con sensibile curvatura		Es. meandro.	*	Elenco	Si No
Tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica			*	Elenco	Si No
<b>Dati relativi ai fenomeni di erosione:</b>					
	Presenza di fenomeni di erosione dell'alveo		*	Elenco	Si No
Se presenti fenomeni di erosione:					
	Entità dell'erosione		*	Elenco	Accentuata Significativa
	Massima profondità di scavo	Scavo dovuto all'eventuale erosione localizzata. Parametro ds delle LG 22.	*	Numero	
	Presenza fenomeni di abbassamento generalizzato a monte		*	Elenco	Si No
	Presenza fenomeni di abbassamento generalizzato a valle		*	Elenco	Si No
<b>Informazioni circa il trasporto e l'accumulo sedimenti:</b>					
	Presenza fenomeni di deposito di sedimenti		*	Elenco	Si No
Se presenti fenomeni di deposito:					
	Entità deposito sedimenti		*	Elenco	Accentuati Significativi
	Presenza di accumulo di detriti a monte delle pile		*	Elenco	Si No
	Presenza di trasporto di materiale vegetale		*	Elenco	Si No
Se presente fenomeno di trasporto					
	Presenza di materiale flottante a monte delle pile		*	Elenco	Si No
<b>Interventi di protezione idraulica:</b>					
	Presenza briglia a valle dell'opera		*	Elenco	Si No
	Presenza di protezione al piede delle pile e delle spalle		*	Elenco	Si No