



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E DELL'ARCHITETTURA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN: INGEGNERIA CIVILE

PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO  
DELLA SALUTE STRUTTURALE DEL PONTE STRALLATO  
IN ACCIAIO "FILOMENA DELLI CASTELLI" A PESCARA

DESIGN OF THE STRUCTURAL HEALTH MONITORING  
SYSTEM OF THE STEEL CABLE-STAYED BRIDGE  
"FILOMENA DELLI CASTELLI" IN PESCARA

Tesi di laurea di:  
HEDI BENNOURI

Relatore:  
PROF.ING. FABRIZIO GARA

Correlatore:  
ING. DAVIDE AREZZO

ANNO ACCADEMICO 2020-2021



# SOMMARIO

ELENCO DELLE TABELLE .....	3
ELENCO DELLE FIGURE .....	4
INTRODUZIONE.....	8
1.1 Monitoraggio della salute strutturale .....	11
1.1.1 Obiettivi del monitoraggio della salute strutturale .....	12
1.1.2 Metodi e sistemi per il monitoraggio della salute strutturale .....	12
CAPITOLO 2 STATO DELL'ARTE .....	13
2.1 Sistemi di monitoraggio di ponti strallati.....	13
2.1.1 Jindo Bridge .....	13
2.1.2 Ting Kau Bridge .....	18
2.1.3 Ponte di Marghera .....	21
2.2 Optimal Sensor Placement .....	25
2.2.1 Xinghai Bay Bridge.....	25
2.2.2 Dalian International Trade Mansion (DITM).....	29
2.2.3 Ponte strallato (modello numerico) .....	34
CAPITOLO 3 CASO STUDIO: PONTE FILOMENA DELLI CASTELLI A PESCARA ...	39
3.1 Descrizione.....	39
3.1.1 Impalcato .....	40
3.1.2 Piloni .....	40
3.1.3 Spalle .....	42
3.1.4 Sistema di cavi.....	44
3.1.5 Appoggi e dispositivi di protezione sismica.....	45
3.2 Caratterizzazione dinamica .....	47
3.2.1 Strumentazione e configurazione di misura .....	49
3.2.2 Rielaborazione dei dati accelerometrici .....	51
3.2.3 Risultati .....	52

CAPITOLO 4 MODELLAZIONE .....	56
4.1 Descrizione generale del modello .....	56
4.2 Modello in geometria solida .....	58
4.2.1 Impalcato .....	59
4.2.2 Piloni e trave di collegamento .....	60
4.3 Modello con elementi shell .....	61
4.3.1 Modellazione delle travi e dei traversi .....	61
4.3.2 Modellazione piloni, travi di collegamento e stralli.....	61
4.4 Model updating .....	63
4.4.1 Sistema di connessione.....	63
4.4.2 Modulo elastico del calcestruzzo .....	67
4.4.3 Carichi permanenti non strutturali.....	68
4.4.4 Sistema dei vincoli .....	70
4.4.5 Mesh .....	71
4.5 Analisi modale .....	72
4.5.1 Confronto dei risultati .....	75
CAPITOLO 5 OPTIMAL SENSOR PLACEMENT .....	79
5.1 Introduzione .....	79
5.2 Effective Independence method .....	79
5.3 Applicazione del metodo EI.....	83
5.4 Sistema di monitoraggio della salute strutturale .....	90
CONCLUSIONI .....	92
APPENDICE .....	94
BIBLIOGRAFIA.....	97

## ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1 Quote progressive degli accelerometri al di sopra dell'impalcato .....	51
Tabella 2 Frequenze, smorzamenti e spostamenti modali identificati con la prova P1 .....	53
Tabella 3 Frequenze, smorzamenti e spostamenti modali identificati con la prova P1 .....	53
Tabella 4 Valori caratteristici dei pioli .....	64
Tabella 5 Descrizione dei valori assegnati ai pioli equivalenti .....	67
Tabella 6 Carichi soletta monte .....	69
Tabella 7 Carichi soletta centro .....	69
Tabella 8 Carichi soletta valle .....	70
Tabella 9 Peso di volume assegnato alle tre aree.....	70
Tabella 10 Confronto tra le frequenze sperimentali e numeriche.....	77
Tabella 11 Coordinate FEM nodi V1-V43 .....	94
Tabella 12 Coordinate FEM nodi M1-M43 .....	95

## ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1.1 Ponte sul Magra.....	8
Figura 1.2 Ponte Morandi prima del crollo.....	9
Figura 1.3 Crollo del Ponte Morandi.....	9
Figura 1.4 Condizione dei ponti americani.....	10
Figura 2.1 Jindo Bridges, a sinistra il Secondo Jindo Bridge e a destra il Primo Jindo Bridge.....	13
Figura 2.2 Posizionamento dei sensori sul Jindo Bridge.....	14
Figura 2.3 Installazione dei sensori sulle diverse componenti del ponte.....	15
Figura 2.4 Esempio di accelerogrammi.....	15
Figura 2.5 PSD del sistema cablato e del sistema wireless.....	16
Figura 2.6 Confronto delle frequenze proprie del Jindo Bridge.....	16
Figura 2.7 Confronto tra le forme modali identificate dal sistema wireless (a sinistra) e il modello FE (a destra).....	17
Figura 2.8 Posizione dei sensori sugli stralli.....	17
Figura 2.9 Confronto dei valori di trazione sugli stralli.....	18
Figura 2.10 Ting Kau Bridge.....	19
Figura 2.11 Sistema dei sensori del Ting Kau Bridge.....	20
Figura 2.12 Ponte di Marghera.....	22
Figura 2.13 Modello agli elementi finiti del Ponte di Marghera.....	23
Figura 2.14 Disposizione dei sensori.....	23
Figura 2.15 Disposizione dei sensori nello strallo.....	24
Figura 2.16 Deformate ottenute in fase di collaudo.....	25
Figura 2.17 Xinghai Bay Bridge.....	26
Figura 2.18 Modello FE dello Xinghai Bay Bridge.....	26
Figura 2.19 Modi di vibrare dello Xinghai Bay Bridge.....	27
Figura 2.20 Posizione dei sensori con il metodo EI.....	27

Figura 2.21 Posizione dei sensori con il metodo EI-DPR .....	28
Figura 2.22 Posizione dei sensori con il metodo EI-DPR .....	28
Figura 2.23 Posizione dei sensori con il metodo PSS-EI .....	29
Figura 2.24 Comparazione dei quattro metodi .....	29
Figura 2.25 Dalian International Trade Mansion (DITM).....	30
Figura 2.26 Pianta del piano standard.....	30
Figura 2.27 Pianta dei primi piani .....	31
Figura 2.28 Primi sei modi di vibrare del DITM.....	31
Figura 2.29 Diagramma di flusso di un algoritmo genetico .....	32
Figura 2.30 Andamento della funzione fitness per GGA e SGA.....	33
Figura 2.31 Confronto dell'OSP da GGA e SGA .....	33
Figura 2.32 Modello agli elementi finiti del ponte .....	34
Figura 2.33 Modi di vibrare a) 1°, b) 2°, c) 6°, d) 11°, e) 14°, f) 54°.....	35
Figura 2.34 Massimo dei valori fuori dalla diagonale della matrice MAC .....	36
Figura 2.35 Scarto quadratico medio dei valori fuori dalla diagonale della matrice MAC .....	36
Figura 2.36 Evoluzione dei tre algoritmi .....	37
Figura 2.37 Tabella delle posizioni dei sensori .....	37
Figura 2.38 Posizione dei sensori in pianta .....	37
Figura 2.39 Matrice MAC ottenuta del DSC-MPSO.....	38
Figura 3.1 Vista aerea del Ponte Filomena delli Castelli.....	39
Figura 3.2 Vista trasversale dei piloni .....	41
Figura 3.3 Sezione antenna: (sx) con riempimento in cls, (dx) sezione cava.....	42
Figura 3.4 Pianta della spalla.....	43
Figura 3.5 Prospetto della spalla.....	43
Figura 3.6 Schema degli stralli .....	44
Figura 3.7 Schema degli appoggi .....	46
Figura 3.8 Appoggio multidirezionale a carico negativo .....	46
Figura 3.9 Isolatore elastomerico con nucleo in piombo.....	47
Figura 3.10 Schemi delle configurazioni di carico per il collaudo statico .....	48
Figura 3.11 Pc, chassis e schede di acquisizione.....	49
Figura 3.12 Due accelerometri PCB.....	50

Figura 3.13 Configurazione di misura .....	51
Figura 3.14 PSD prova P1 .....	52
Figura 3.15 Diagramma di stabilizzazione prova P1 .....	52
Figura 3.16 1° e 2° modo di vibrare .....	54
Figura 3.17 3° e 4° modo di vibrare .....	54
Figura 3.18 5° modo di vibrare .....	55
Figura 4.1 1° modo sperimentale .....	57
Figura 4.2 1° modo numerico (beam) .....	57
Figura 4.3 2° modo sperimentale .....	57
Figura 4.4 2° modo numerico (beam) .....	57
Figura 4.5 3° modo sperimentale .....	58
Figura 4.6 3° modo numerico (beam) .....	58
Figura 4.7 Modello ad elementi solidi del Ponte Filomena delli Castelli.....	58
Figura 4.8 Reticolato di travi e traversi .....	59
Figura 4.9 Modello dell'impalcato compreso di soletta.....	60
Figura 4.10 Modello solido del pilone.....	60
Figura 4.11 Modello ad elementi shell di travi e traversi .....	61
Figura 4.12 Connessione "bonded" tra sezione in acciaio e riempimento in cls .....	62
Figura 4.13 Modello ad elementi shell .....	63
Figura 4.14 Comportamento non lineare della connessione secondo il modello di Ollgard .....	65
Figura 4.15 Rappresentazione bilineare del comportamento della connessione .....	66
Figura 4.16 Divisione della soletta del ponte .....	69
Figura 4.17 Fixed joint.....	71
Figura 4.18 Mesh prima del model updating.....	71
Figura 4.19 Mesh dopo il model updating.....	72
Figura 4.20 Primo modo di vibrare (modello FE) .....	72
Figura 4.21 Secondo modo di vibrare (modello FE) .....	73
Figura 4.22 Terzo modo di vibrare (modello FE).....	73
Figura 4.23 Quarto modo di vibrare (modello FE).....	74
Figura 4.24 Quinto modo di vibrare (modello FE).....	74

Figura 4.25 Confronto fra le forme modali ottenute dai dati sperimentali e dal modello numerico .....	77
Figura 4.27 MAC 3D .....	78
Figura 5.1 1° modo (FEM) .....	84
Figura 5.2 2° modo (FEM) .....	84
Figura 5.3 3° modo (FEM) .....	84
Figura 5.4 4° modo (FEM) .....	84
Figura 5.5 5° modo (FEM) .....	84
Figura 5.6 Vista in pianta dell'impalcato del ponte con gli 86 punti selezionati .....	86
Figura 5.7 1° modo .....	87
Figura 5.8 2° modo .....	87
Figura 5.9 3° modo .....	87
Figura 5.10 4° modo .....	88
Figura 5.11 5° modo .....	88
Figura 5.12 Vista in pianta delle posizioni ottenute dal metodo dell'Effective Independence .....	89
Figura 5.13 Sistema di monitoraggio della salute strutturale del Ponte Filomena delli Castelli .....	91

## INTRODUZIONE

I ponti sono strutture di importanza fondamentale per il funzionamento di una rete stradale e autostradale e quindi giocano un ruolo primario nel tessuto socio-economico-produttivo di una comunità. Come le altre opere dell'ingegneria civile durante la loro vita sono sottoposti a carichi di carattere antropico ed ambientale. Durante gli anni si manifestano fenomeni di deterioramento e corrosione ed entra in gioco la manutenzione che diventa quindi essenziale.

In Italia sono censiti circa 61000 ponti per una lunghezza complessiva di 38000km, solo a livello autostradale i ponti sono 1068 e coprono 1013km. La gran parte di queste opere è stata costruita nel secondo dopoguerra, negli anni '50 e '60, e negli ultimi anni con una certa regolarità è emersa in maniera drammatica la necessità di manutenzione ed eventuale sostituzione. Negli ultimi dieci anni numerosi ponti sono stati oggetto di dissesti o crolli, ad iniziare dal Viadotto Verdura in provincia di Agrigento nel febbraio 2013 sino ad arrivare al collasso del Ponte sul Magra in provincia di Massa Carrara nell'aprile 2020.



*Figura 1.1 Ponte sul Magra*

Purtroppo, bisogna annoverare tra i collassi dei ponti in Italia quello del Viadotto Polcevera, meglio conosciuto come Ponte Morandi dal nome del suo progettista, che ha provocato 43 morti. Il 14 Agosto del 2018 il Ponte Morandi è crollato probabilmente per la rottura di uno degli stralli in calcestruzzo armato precompresso causata dalla corrosione dei trefoli interni.

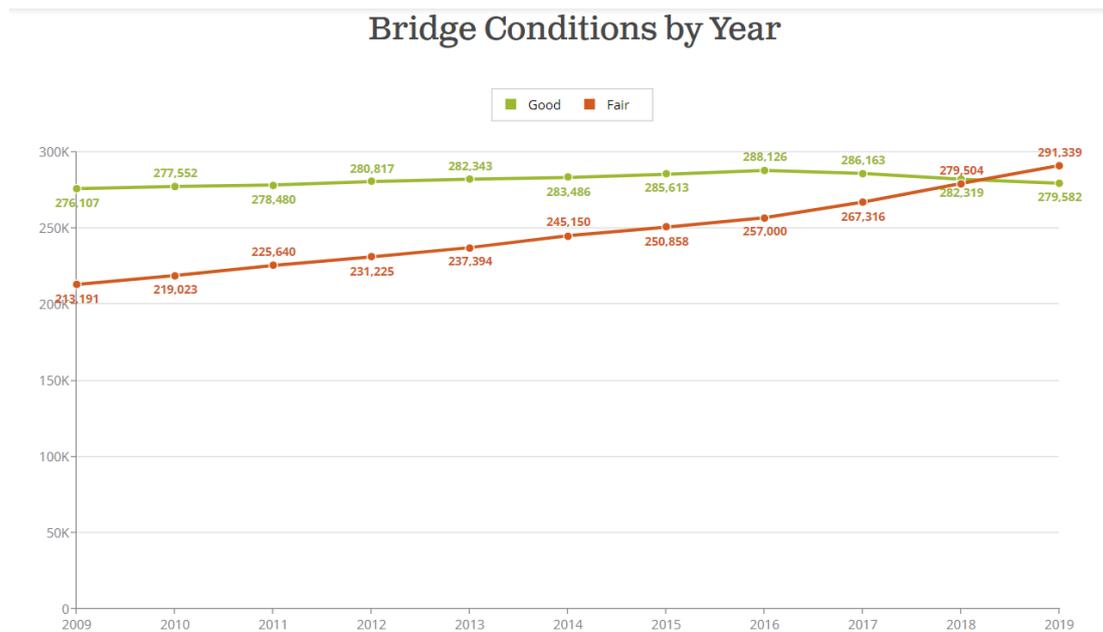


*Figura 1.2 Ponte Morandi prima del crollo*



*Figura 1.3 Crollo del Ponte Morandi*

Non bisogna però pensare che il problema della mancata manutenzione sia soltanto italiano, infatti allargando un po' lo sguardo si può vedere come anche negli Stati Uniti la situazione presenti delle criticità. Secondo il 2021 Infrastructure Report Card, pubblicato dall'American Society of Civil Engineers (ASCE) [1], il 42% dei 617000 ponti americani ha almeno 50 anni di vita e il 7.5%, circa 46000 ponti, presenta carenze strutturali ed è in cattive condizioni.



*Figura 1.4 Condizione dei ponti americani*

Dalle problematiche descritte fin qui nasce l'esigenza del monitoraggio della salute strutturale (Structural Health Monitoring SHM) al fine di valutare e controllare le condizioni di un'opera durante il suo servizio. È stato applicato in molti settori dell'ingegneria, dall'aerospaziale alla meccanica, ma può avere ottime applicazioni anche nell'ingegneria civile. Il monitoraggio della salute strutturale consente di individuare eventuali cambiamenti nella risposta dell'opera che potrebbe indicare un'eventuale rottura o fenomeni di corrosione. Il monitoraggio può portare la manutenzione ad un livello successivo, cioè fare manutenzione dove e quando è necessario. Questo approccio consentirebbe un risparmio nei costi di manutenzione ed un incremento nella sicurezza delle opere.

Questa tesi ha come scopo quello di progettare il sistema di monitoraggio della salute strutturale del Ponte Filomena delli Castelli, situato nel comune di Montesilvano, in

provincia di Pescara. Il ponte attraversa il fiume Saline ed è un ponte strallato con impalcato a sezione composta acciaio calcestruzzo. I quattro piloni a cui si agganciano gli stralli sono anch'essi in acciaio. Il ponte è aperto al traffico dal dicembre 2019.

Il lavoro di tesi è sostanzialmente composto da tre fasi: una prima fase riguarda la ricerca sullo stato dell'arte dei sistemi di monitoraggio strutturale con particolare attenzione al tema dell'Optimal Sensor Placement (OSP); una seconda fase riguarda invece il model updating, vale a dire la calibrazione dei parametri del modello agli elementi finiti; la terza ed ultima fase consiste invece nell'applicazione delle tecniche di OSP al caso studio e nella progettazione del sistema di monitoraggio.

### **1.1 Monitoraggio della salute strutturale**

Il sistema di monitoraggio della salute strutturale comprende una componente di diagnosi, che include il rilevamento e la valutazione di un possibile danno e una componente di prognosi, cioè quella che fornisce informazioni sulle conseguenze di un danno individuato. La componente diagnostica è sviluppata dai sensori.

Il sistema di monitoraggio della salute strutturale può essere di due tipi: passivo o attivo. Un SHM passivo consiste nel misurare vari parametri e nel dedurre poi lo stato della salute strutturale, ad esempio si possono monitorare i parametri di volo di un aereo (turbolenza, livello di vibrazioni, tensioni in sezioni critiche) e poi tramite algoritmi dedurre quanto della vita utile dell'aereo è stato utilizzato e quanto ne resta. Lo SHM attivo invece, si pone come obiettivo quello di individuare direttamente lo stato di salute tramite l'estrazione di caratteristiche sensibili al danno dalle informazioni fornite in real time dai sensori installati permanentemente sulla struttura. Un sistema di monitoraggio della salute strutturale è un insieme di varie componenti:

- Sensori: tipologia, numero e posizionamento.
- Sistema di acquisizione dati
- Sistema di trasmissione dati
- Elaborazione e gestione dati
- Valutazione della salute strutturale

### 1.1.1 *Obiettivi del monitoraggio della salute strutturale*

Come già descritto, gli obiettivi del monitoraggio della salute strutturale sono molteplici, si possono riassumere in:

- Analizzare il comportamento della struttura: valutare se la struttura dal punto di vista dinamico è confrontabile con ciò che era stato progettato.
- Identificare un danno: tramite il monitoraggio si può valutare l'insorgere di un danno.
- Migliorare le tempistiche di manutenzione: capire quando la struttura necessita di manutenzione, questo permette un grande risparmio in termini di costi di manutenzione.

### 1.1.2 *Metodi e sistemi per il monitoraggio della salute strutturale*

I sistemi di monitoraggio possono essere classificati in base alla tipologia di dati che vengono misurati: si può fare un monitoraggio dinamico misurando le accelerazioni della struttura o un monitoraggio di tipo statico, se vengono misurate tensioni o deformazioni di particolari sezioni.

Il monitoraggio può anche essere caratterizzato in base alla frequenza con cui si acquisiscono le misure, può essere quindi periodico o in continuo. Il monitoraggio periodico consiste nell'acquisire misure con intervalli di settimane o mesi. Il monitoraggio in continuo invece viene fatto tramite dei sensori installati permanentemente nella struttura, il vantaggio principale di questa seconda tipologia è quello di poter valutare la risposta della struttura ad eventuali azioni eccezionali quali terremoti ed uragani.

## Capitolo 2

### STATO DELL'ARTE

#### 2.1 Sistemi di monitoraggio di ponti strallati

I ponti sono probabilmente la tipologia di opere dell'ingegneria civile maggiormente monitorata. Nell'ambito del monitoraggio dei ponti è stata condotta una ricerca riguardo lo stato dell'arte nel monitoraggio dei ponti strallati. Nel seguito vengono descritti tre casi studio:

- Jindo Bridge
- Ting Kau Bridge
- Ponte di Marghera

##### 2.1.1 *Jindo Bridge*

Gli Jindo Bridges sono due ponti strallati che collegano la città di Haenam, nella Corea del Sud continentale, con l'isola di Jindo. Ciascuno dei due ponti ha una campata centrale di 344m e due campate laterali lunghe 70m.



*Figura 2.1 Jindo Bridges, a sinistra il Secondo Jindo Bridge e a destra il Primo Jindo Bridge*

Per lo studio del sistema di monitoraggio wireless, effettuato da S.Cho et al. [2], è stato scelto il Secondo Jindo Bridge per due ragioni: la prima è che il ponte già disponeva di un sistema di monitoraggio che poteva essere confrontato con il nuovo e la seconda è che era a completa disposizione tutta la documentazione tecnica di progetto e costruzione.

Il posizionamento dei sensori è stato determinato col fine di garantire una comunicazione affidabile; poiché il range della Imote2 con un'antenna esterna è di circa 200 m è stato quindi necessario suddividere il SHM in due sottogruppi con diversi canali radio: uno dal lato dell'Isola di Jindo e uno dalla parte di Haenam. In totale sono stati disposti 70 punti di misura sul ponte, ogni punto contiene un sensore SHM-A, che misura le accelerazioni nelle 3 direzioni, tranne un punto che contiene il sensore SHM-W con un anemometro. Il sottogruppo Jindo consiste di 33 nodi: 22 sull'impalcato, 3 sul pilone e 8 sugli stralli. Il sottogruppo Haenam consiste invece di 36 nodi: 26 sull'impalcato, 3 sul pilone e 7 sugli stralli. Nella seguente immagine viene riportato il posizionamento dei sensori. I sensori sono stati inseriti in custodia in plastica a tenuta d'acqua per la protezione da polvere ed umidità. Sull'impalcato e sui piloni i sensori sono stati montati tramite dei magneti mentre sui cavi attraverso delle piastre in alluminio. È stato installato anche un anemometro su un'asta in acciaio alta 5m.

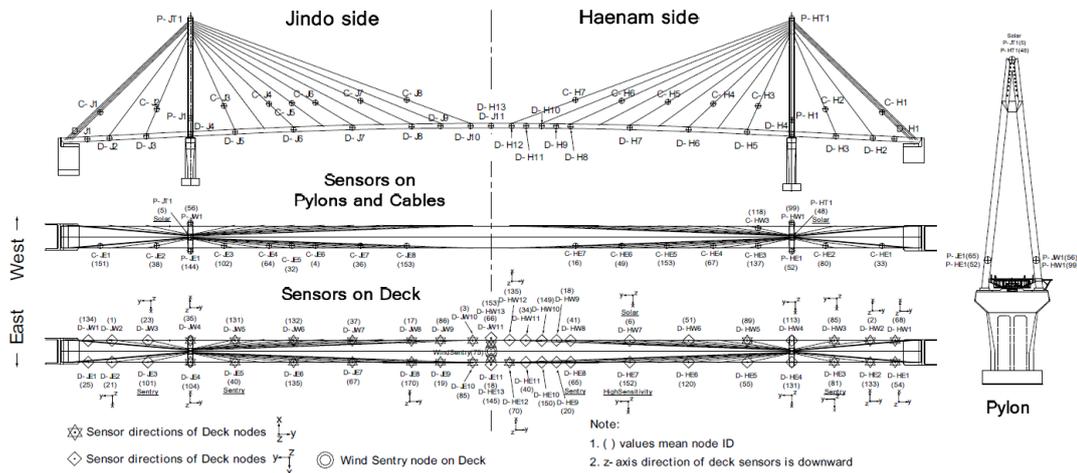


Figura 2.2 Posizionamento dei sensori sul Jindo Bridge

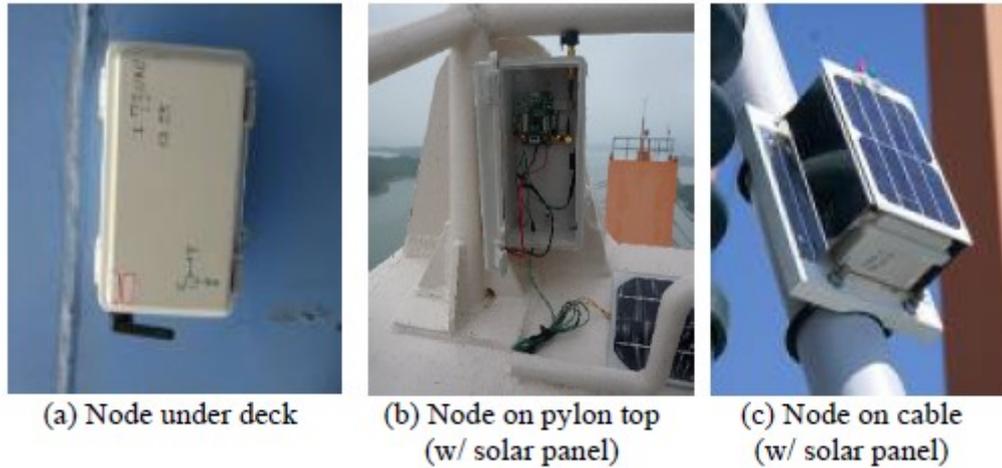


Figura 2.3 Installazione dei sensori sulle diverse componenti del ponte

Ogni sottogruppo è controllato da una stazione base posizionata alla base delle pile in cemento armato su cui poggiano i piloni in acciaio. Sono stati poi individuati due tipi di nodi sentinella: i nodi sentinella di vibrazione e quelli del vento. Sono stati individuati dei valori soglia per vento e accelerazione e vengono individuate due condizioni: normale ed estremo. In condizioni normali viene effettuata una misura al giorno, mentre in condizioni estreme le misure sono continue.

Le misure ottenute dai sensori sono risultate sufficientemente ampie ed è stato possibile utilizzarle per l'estrazione dei modi, specialmente per i modi verticale (asse z).

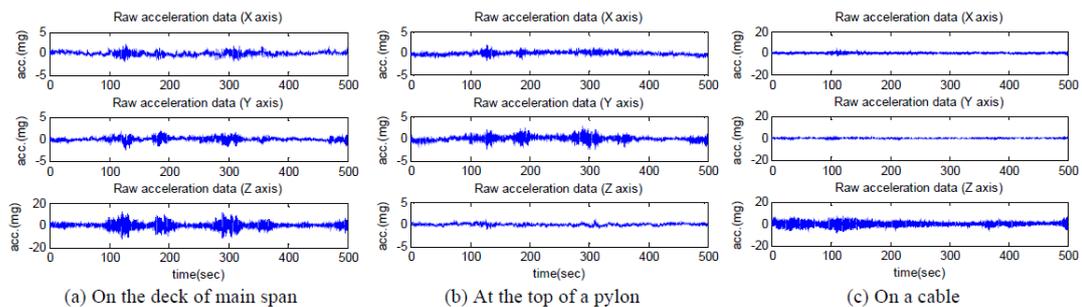


Figura 2.4 Esempio di accelerogrammi

La densità spettrale del sistema cablato (che era già presente sul ponte) è stata confrontata con i risultati del sistema wireless. I risultati sono molto simili, si hanno dei picchi a 0.44, 0.66, 1.05, 1.37 Hz che corrispondono alle frequenze proprie del ponte.

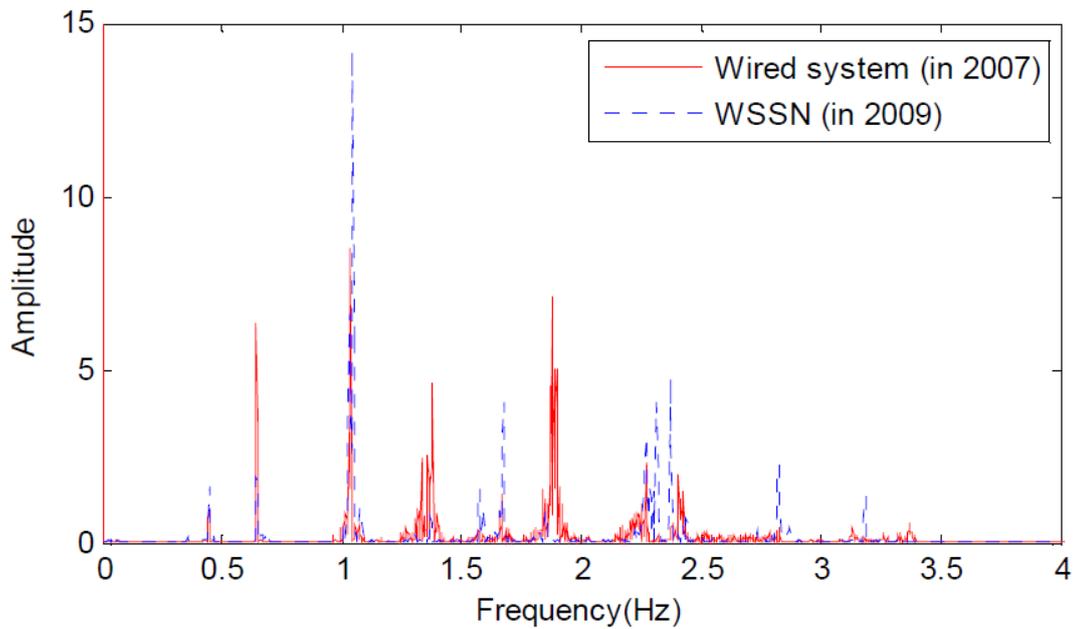


Figura 2.5 PSD del sistema cablato e del sistema wireless

I metodi di identificazione modale output-only che sono stati utilizzati sono la frequency domain decomposition (FDD) e la stochastic subspace identification (SSI). In tabella vengono riportati i valori di frequenza ottenuta con i due metodi confrontandoli con i valori ottenuti dal sistema cablato e dal modello FE. I risultati sono tutti molto vicini anche se la FDD non consente l'identificazione di qualche frequenza. Fino al 3° modo verticale i risultati tra modello FE e sistema wireless sono vicini poi emergono invece differenze fino al 16%.

No.	Modes	Mode Shape	SSI (Hz)		FDD (Hz)		Wired monitoring system (Hz)	FE analysis (Hz)
			Haenam-side	Jindo-side	Haenam-side	Jindo-side		
1	DL1	1 <sup>st</sup> longitudinal	0.2998	0.2985	-	-	-	0.3137
2	DV1	1 <sup>st</sup> vertical	0.4347	0.4380	0.4492	0.4492	0.4395	0.4422
3	DV2	2 <sup>nd</sup> vertical	0.6619	0.6439	-	0.6445	0.6592	0.6471
4	DV3	3 <sup>rd</sup> vertical	1.0371	1.0364	1.0352	1.0352	1.0498	1.0010
5	DV4	4 <sup>th</sup> vertical	1.3481	1.3555	1.3379	1.3379	1.3672	1.2472
6	DV5	5 <sup>th</sup> vertical	1.5755	1.5759	1.5723	1.5723	1.5869	1.3490
7	DV6	6 <sup>th</sup> vertical	1.6618	1.6660	1.6602	1.6699	1.6602	1.4596
8	DT1	1 <sup>st</sup> torsional	1.8278	1.8410	-	-	-	1.7888
9	DV7	7 <sup>th</sup> vertical	1.8844	1.8860	1.8848	1.8848	1.8555	1.5858
10	DV8	8 <sup>th</sup> vertical	2.2712	2.2731	2.2656	2.2754	2.3193	2.1154
11	PB1	1 <sup>st</sup> bending	2.4107	2.3890	2.4121	-	2.3682	2.1392
12	DV9	9 <sup>th</sup> vertical	2.8127	2.8266	2.8027	2.8320	2.8076	2.5612

Figura 2.6 Confronto delle frequenze proprie del Jindo Bridge

È stata eseguita anche una MAC tra il sistema WSSN e il FEM ha dà ottimi risultati con valori tra 0.943 e 0.986.

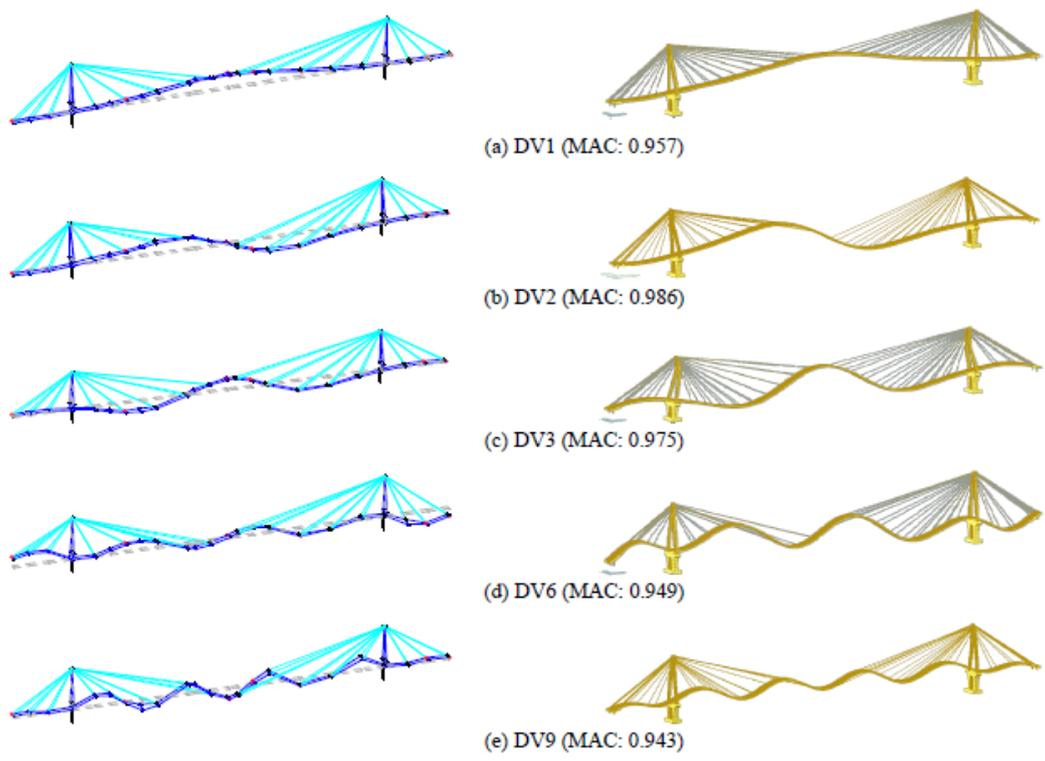


Figura 2.7 Confronto tra le forme modali identificate dal sistema wireless (a sinistra) e il modello FE (a destra)

Il Jindo Bridge ha un totale di 60 stralli, ad ogni pilone se ne ancorano 30 (15 lato est, 15 lato ovest). Gli stralli sono divisi in 4 gruppi a seconda della sezione ( $\phi 7 \times 139$ ,  $\phi 7 \times 109$ ,  $\phi 7 \times 73$ ,  $\phi 7 \times 151$ ). Tra i 60 cavi sono stati scelti i 10 più sollecitati.

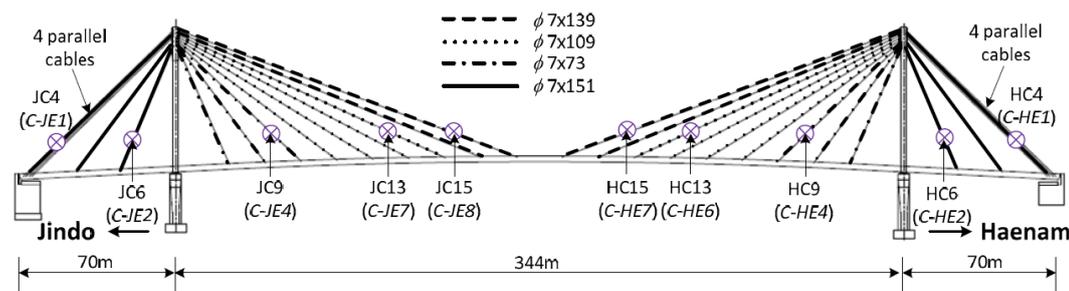


Figura 2.8 Posizione dei sensori sugli stralli

Sono stati determinate le frequenze proprie degli stralli ed è stata stimata la trazione agente. I risultati ottenuti sono molto buoni se confrontati con i valori di trazione misurati nelle precedenti ispezioni.

Cables (East-side)		Estimated tension forces (tonf)			Initial design values (tonf)	Maintenance thresholds (tonf)
		WSSNs in 2009	Previous inspections			
			in 2007	in 2008		
Haenam-side	HC4	274.0 (2.04)*	262.7	268.4	246.2	329
	HC6	294.7 (-3.19)*	304.6	304.1	271.8	329
	HC9	89.3 (0.90)*	86.9	88.5	87.6	158
	HC13	170.2 (3.00)*	164.0	165.1	163.6	237
	HC15	224.9 (2.18)*	219.9	220.0	204.8	303
Jindo-side	JC4	254.0 (1.30)*	245.1	250.7	245.9	329
	JC6	274.5 (-1.09)*	282.0	277.5	271.5	329
	JC9	88.5 (2.15)*	85.5	86.6	88.2	158
	JC13	154.3 (2.33)*	148.3	150.7	164.1	237
	JC15	216.8 (0.14)*	214.1	216.5	201.3	303

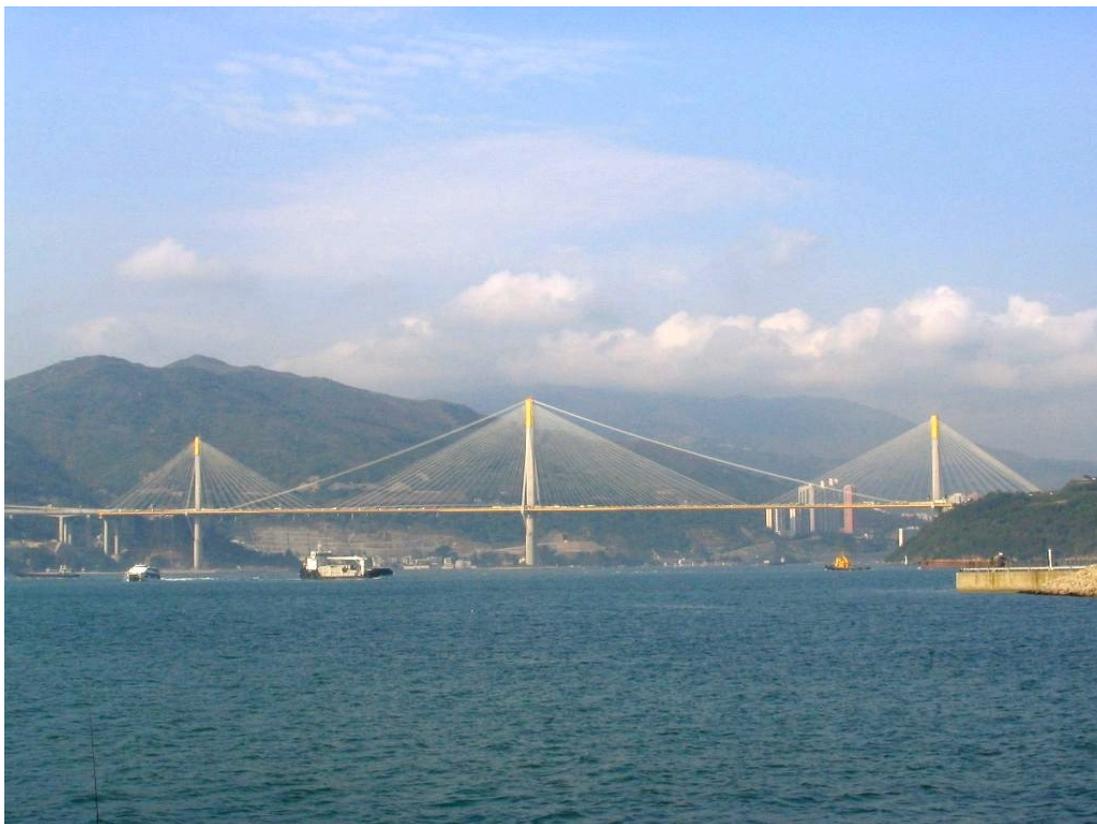
\*The differences from regular inspection in 2008 are shown in the parentheses.

Figura 2.9 Confronto dei valori di trazione sugli stralli

### 2.1.2 Ting Kau Bridge

Il Ting Kau Bridge è un ponte strallato lungo 1177m, si trova ad Hong Kong. Fa parte di una serie di infrastrutture che collegano l'aeroporto Chep Lap Kok, situato sull'isola Lantau a circa 30km da Hong Kong, con la città. Il ponte unisce i Nuovi Territori occidentali e la terraferma con l'autostrada Lantau Fixed Crossing.

Il Ting Kau Bridge è stato progettato dall'ingegnere tedesco Jorg Schlaich ed è stato costruito tra il 1995 e il 1998. Il ponte ha tre piloni, due campate centrali di 448 m e 475 m e due campate laterali di 127 m. l'impalcato è formato da due carreggiate, larghe 18.8 m, separate da 5.2 m, ogni 13.5 m ci sono dei traversi che legano le due carreggiate. L'impalcato di ciascuna carreggiata consiste di due travi in acciaio con traversi ad intervallo di 4.5 m e una soletta prefabbricata in calcestruzzo. L'impalcato è sorretto da 384 stralli disposti su 4 piani. Data la snellezza delle tre torri, sono stati utilizzati dei cavi longitudinali di lunghezza 464.6 m per connettere la torre centrale con le 2 torri laterali e per irrigidire le tre torri anche in direzione trasversale sono stati utilizzati dei cavi.



*Figura 2.10 Ting Kau Bridge*

K.C.Yuen propone uno studio [3] in cui tratta la costruzione, gli aspetti dinamici e il sistema di monitoraggio di cui è fornito il ponte. Nel 1997, ad Hong Kong, è iniziato il programma di monitoraggio della salute strutturale di grandi ponti chiamato “Wind and Structural Health Monitoring System” (WASHMS) e il ponte Ting Kau, sin dalla costruzione, ha fatto parte di questo programma. È stato strumentato dal Highways Department of Hong Kong SAR Government.

Il sistema di monitoraggio della salute strutturale impiegato sul Ting Kau è formato da un'integrazione di sei moduli: sistema dei sensori, sistema di acquisizione e trasmissione dati, sistema di processamento dati e controllo, sistema di valutazione della salute strutturale e sistema di ispezione e manutenzione. La funzione principale del SHMS è di identificare e quantificare qualsiasi danno locale e globale del ponte. Le operazioni del SHMS sono divise in due processi: il processo del monitoraggio della salute strutturale e il processo di valutazione della stessa. Il monitoraggio della salute strutturale ha la funzione di monitorare la risposta del ponte ai carichi ambientali e veicolari, aggiornare e calibrare i modelli numerici. La valutazione della salute

strutturale consiste nel predire la risposta del ponte in specifiche sezioni chiave e predire i potenziali effetti di un danno.

Tra i sei moduli quello dei sensori a sua volta è formato da quattro gruppi. Il primo gruppo è formato dai sensori di monitoraggio ambientale quali termometri, anemometri, celle di corrosione, igrometri, barometri e sensori di pioggia. Il secondo gruppo monitora i carichi del traffico veicolare tramite videocamere e strain gauges. Il terzo gruppo monitora le caratteristiche del ponte con accelerometri, sensori GPS ed altri sensori. Il quarto ed ultimo gruppo monitora la risposta del ponte con estensimetri dinamici e statici, trasduttori di spostamento, GPS e accelerometri. Il totale dei sensori è di 232; in particolare gli accelerometri sono 24 uni-assiali, 20 bi-assiali e 1 tri-assiale. Gli accelerometri sono installati sulle quattro campate, sugli stralli, sui cavi di stabilizzazione, sulle torri e alla base della torre centrale.

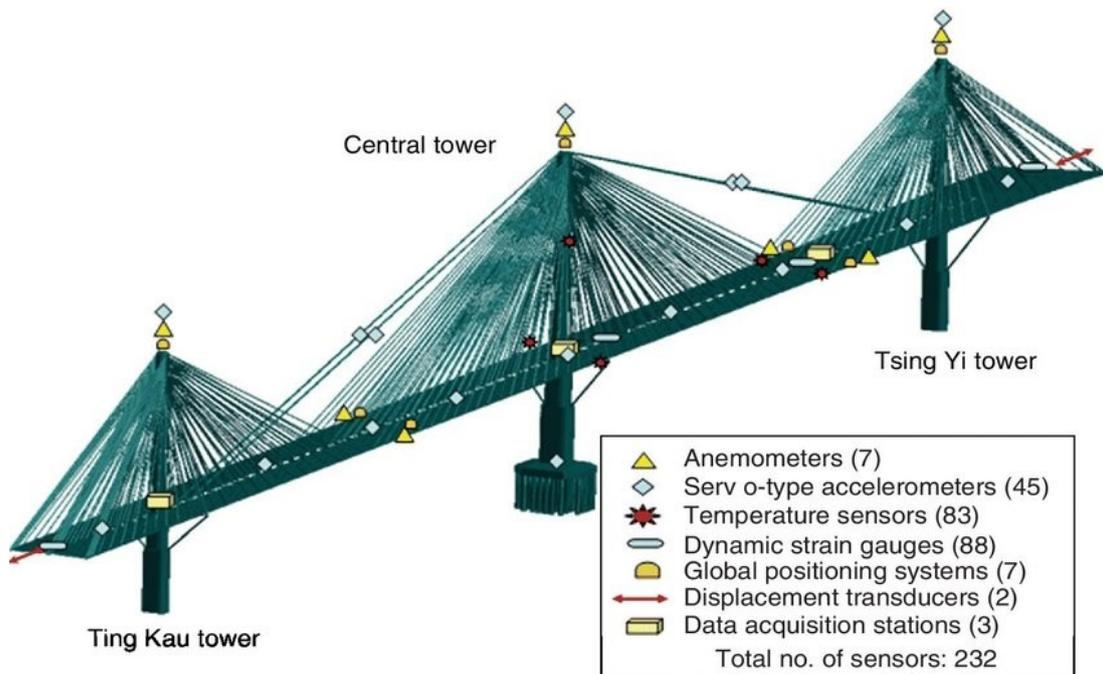


Figura 2.11 Sistema dei sensori del Ting Kau Bridge

Il secondo modulo è l'acquisizione dei dati e la trasmissione ed è composto da molti pc portatili e fissi installati permanentemente sul ponte con lo scopo di ricevere i segnali dai sensori. Il terzo modulo è il processamento dei dati e il controllo, è posizionato all'interno della Bridge Monitoring Room ed è formato da due computer ad alte prestazioni. Il quarto modulo è il sistema di valutazione della salute strutturale che si interfaccia con il quinto modulo. Il sesto è il sistema di ispezione e manutenzione

ed è formato da due computer ed un tool-box, ed ha lo scopo di tenere sotto controllo la manutenzione del SHMS.

Lo studio di K.C.Yuen [3] rimarca la fondamentale importanza dei cavi longitudinali nella dinamica del ponte, è stato fatto un confronto tra un modello FE con e senza cavi longitudinali stabilizzanti e si è ottenuto una variazione della frequenza del primo modo flessionale del 15.6%.

Tramite il software ABAQUS è stato realizzato un modello FE del ponte di tipo ibrido poiché i cavi longitudinali stabilizzanti sono stati modellati come multi-elemento mentre gli stralli come elementi singoli. L'errore massimo tra frequenze sperimentali e numeriche è del 6.82%. Invece si è dimostrato che la modellazione degli stralli come elementi singoli o multi-elemento non incide nella dinamica del modello.

Un altro studio sempre sul Ting Kau di Y.Q.Ni [4] ha invece affrontato l'influenza dei parametri ambientali sulla risposta dinamica del ponte. Y.Q.Ni ha sviluppato un programma di identificazione modale automatico ed è quindi di estrema importanza sapere come varia la risposta del ponte al variare dei carichi e dei parametri ambientali. L'algoritmo è stato tarato sfruttando il monitoraggio di un anno. Al termine dello studio si è giunti alla conclusione che l'influenza dei fattori ambientali è diversa per ciascun modo di vibrare. Il primo e il quinto modo, ad esempio, mostrano una stazionarietà al variare dei fattori ambientali e di traffico, è quindi preferibile monitorare questi due modi per avere informazioni più affidabili sulla salute del Ting Kau. Gli autori hanno anche sottolineato che il Ting Kau Bridge presenta modi accoppiati nelle tre direzioni e interazione tra impalcato, torri e cavi.

### *2.1.3 Ponte di Marghera*

Il ponte di Marghera è un ponte strallato che si trova nella zona del Porto di Marghera, a Venezia. Nel 1997 l'autorità portuale di Venezia mise a bando la progettazione di un collegamento tra Via dell'Azoto e Via dell'Industria con Via dell'Elettricità. Il bando fu vinto dallo studio francese Jean Muller International. La costruzione è partita nel 2002 e terminata nel 2005. Il ponte è un ponte strallato sorretto da un unico pilone, è lungo 421m, le due campate principali sono lunghe 105m e 124m. Il pilone è alto 75.4m, è inclinato di 19° rispetto alla verticale, ha una sezione triangolare cava, a

sezione variabile che si rastrema in altezza. La particolarità del ponte è che il suo asse è un arco di circonferenza con raggio di curvatura pari a 175 m. Il pilone è in calcestruzzo armato, mentre l'impalcato è formato da due travi in acciaio collegate tramite traversi ad un cassone centrale, che ha il fine di aumentare la rigidità torsionale. La soletta è composta da predalles collegate tramite un getto di calcestruzzo in opera. Dal pilone centrale si diramano 18 stralli, 9 per ciascuna campata. Gli stralli hanno diverse sezioni, vanno da un minimo di 31 cavi ad un massimo di 85.

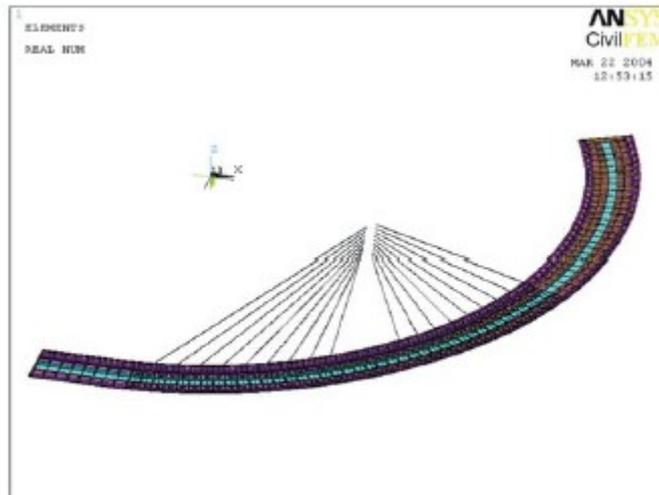


*Figura 2.12 Ponte di Marghera*

Date le caratteristiche del ponte, in particolare la curvatura, si è deciso di progettare ed installare un sistema di monitoraggio permanente in grado di verificare le decisioni progettuali e di fornire informazioni sulla risposta del ponte durante il suo esercizio. Il sistema di monitoraggio viene descritto dallo studio di A. Del Grosso et al [5]. Per la realizzazione del sistema di monitoraggio sono stati scelti sensori di tipo SOFO, sensori a fibra ottica. Il sistema è stato installato già durante la costruzione, principalmente è pensato per un monitoraggio statico continuo ma può anche fare misure di tipo dinamico e di identificazione modale.

Il sistema comprende 48 sensori SOFO di deformazione, 4 inclinometri SOFO e 24 sensori di temperatura. Inoltre, ogni strallo è dotato di un sensore SOFO e durante le fasi di getto sono stati inseriti 12 sensori e 6 termocoppie anche all'interno del pilone. Per la misura del vento è presente un anemometro sulla sommità del pilone. Alla base del pilone trova spazio anche la Centrale Automatica di Acquisizione Dati dove vengono acquisiti i segnali dei vari sensori. I sensori SOFO possono avere lunghezze variabile da 20cm a qualche metro, basano il loro funzionamento sul principio dell'inferenza ottica.

Il sistema di monitoraggio è diviso in tre sottosistemi: impalcato, antenna centrale e stralli. L'impalcato a sua volta è stato diviso in due macroelementi, corrispondenti alle due campate. Per la scelta delle sezioni da monitorare è stato creato un modello agli elementi finiti con cui è stato deciso che era sufficiente monitorare quattro sezioni per ciascuna campata, in ogni sezione di monitoraggio sono state installate quattro celle strumentate con sensori SOFO di deformazione lineare lunghi 1.5m.



*Figura 2.13 Modello agli elementi finiti del Ponte di Marghera*

I sensori sono stati montati sull'anima delle due travi di estremità e sul cassone centrale ad una distanza di 1.10 m.



*Figura 2.14 Disposizione dei sensori*

Il pilone è strumentato con 4 celle, ognuna è composta da tre sensori SOFO di deformazione lineare di lunghezza pari a 7.5 m. I sensori sono stati collegati ad un ferro di armatura inserito nel getto. In corrispondenza delle due sezioni di monitoraggio più elevate sono state inserite anche delle termocoppie sulle tre superfici dell'antenna.

I 18 stralli sono strumentati con estensimetro SOFO di lunghezza 25cm, l'inserimento dei sensori è avvenuto dopo le operazioni di montaggio e di prima tesatura degli stralli. Il sensore è stato accoppiato ad uno dei trefoli esterni che compongono lo strallo.



*Figura 2.15 Disposizione dei sensori nello strallo*

Lo scopo di questi estensimetri è di monitorare variazioni nello stato tensionale degli stralli che possono indicare malfunzionamenti dei cavi. Dopo l'installazione dei sensori, è stata portata a termine la tesatura finale degli stralli.

Il sistema di monitoraggio è stato utilizzato durante la fase di costruzione ed anche durante le fasi di collaudo. Le prove di collaudo del ponte sono consistite in quattro prove di carico realizzate tramite camion da 42t posizionati sull'impalcato in modo da ottenere le massime sollecitazioni flessionali in varie sezioni. I risultati ottenuti dalla misura del sistema di monitoraggio sono stati congruenti con le misure topografiche eseguite contestualmente e con le deformate attese.

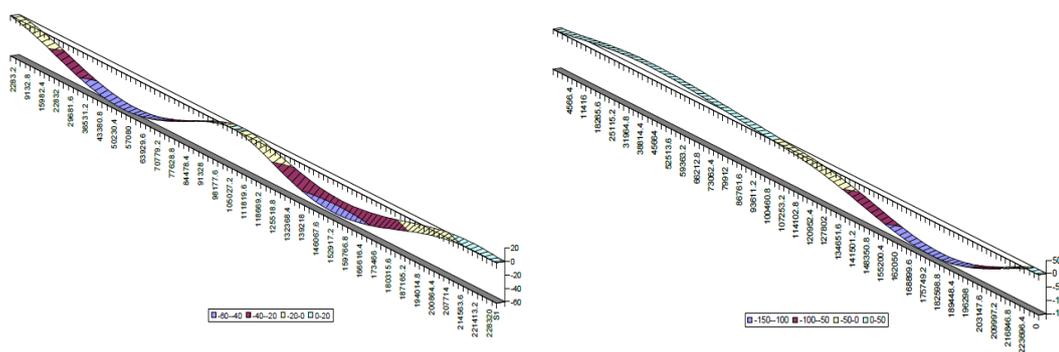


Figura 2.16 Deformate ottenute in fase di collaudo

È stato effettuato anche un collaudo dinamico, utilizzando i due sensori di estremità dell'impalcato in tre sezioni per campata. L'elaborazione dei dati è stata realizzata utilizzando la Frequency Domain Decomposition (FDD). Sono state ottenute le frequenze proprie dell'impalcato; confrontandole con una tecnica classica di acquisizione mediante accelerometri si è constatato che i risultati ottenuti sono buoni ma non sono stati colti alcuni modi trasversali probabilmente poiché il sistema non riesce a coglierli a causa della natura deformativa del dato misurato.

## 2.2 Optimal Sensor Placement

L'Optimal Sensor Placement, posizionamento ottimale dei sensori, è una tematica di ricerca all'interno del più ampio tema del monitoraggio strutturale. La ricerca sullo stato dell'arte dell'OSP anche in questo caso è stata fatta tramite l'approfondimento di diversi casi, non solo relativi a ponti ma anche riguardo edifici.

### 2.2.1 Xinghai Bay Bridge

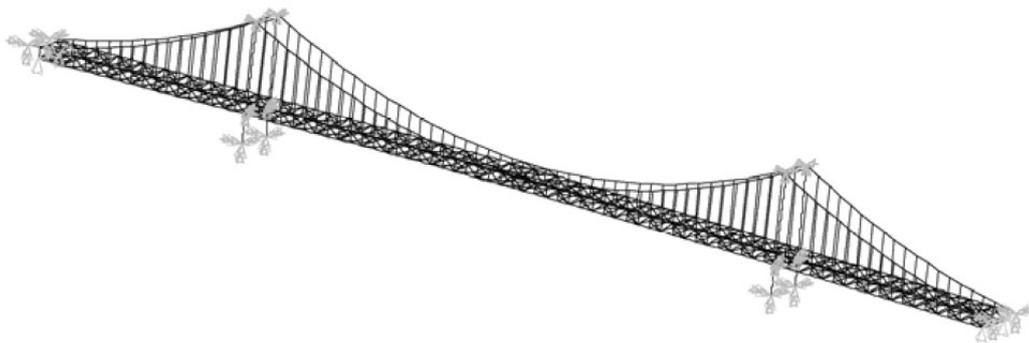
Lo Xinghai Bay Bridge, in italiano Ponte sulla Baia di Xinghai, è un ponte sospeso a tre campate. La campata centrale è lunga 460m mentre le campate laterali 180m

ciascuna. Il ponte è situato nella città di Dalian ed è parte della Dalian Southern Highway Project, un'autostrada che attraversa la Heishi Reef Bay ed è lunga 5710 m. Il ponte ha un impalcato su due livelli composto da una travatura reticolare in acciaio. La carreggiata ha una larghezza di 24 m. Le due torri sono alte 112.30 m e hanno una sezione a D per ridurre i carichi dovuti al vento. Ai due cavi di sospensione si agganciano 166 coppie di pendini con passo di 10 m. Il ponte è stato scelto come banco di prova L.BinBin et al. [6] per confrontare diverse tecniche di optimal sensor placement (OSP).



*Figura 2.17 Xinghai Bay Bridge*

Innanzitutto, è stato realizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti tramite il software ANSYS. Le travi reticolari e le due torri sono state modellate come travi di Timoshenko utilizzando l'elemento BEAM188. I cavi e i pendini sono stati modellati con l'elemento LINK10. Alla base delle due torri e dei cavi è stato modellato un incastro, ignorando l'influenza terreno-fondazione-struttura.



*Figura 2.18 Modello FE dello Xinghai Bay Bridge*

Al termine della modellazione è stata condotta l'analisi modale da cui sono stati ricavati modi e frequenza proprie.

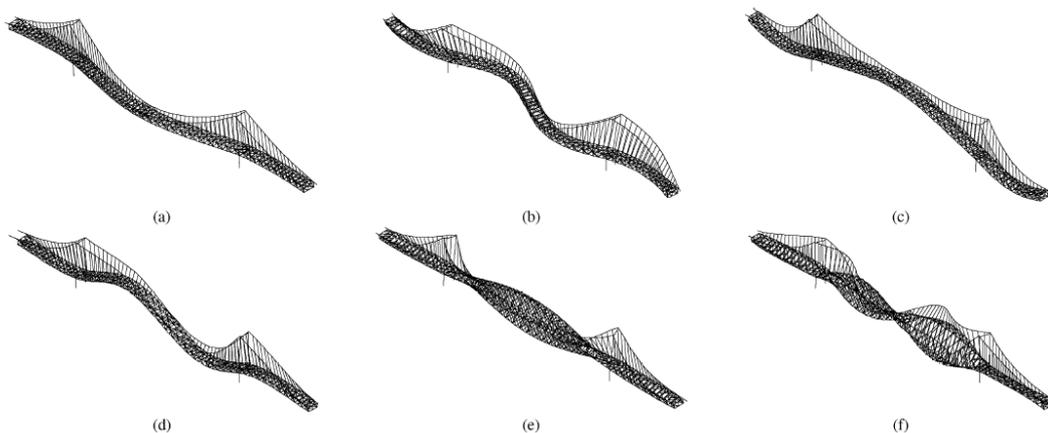


Figura 2.19 Modi di vibrare dello Xinghai Bay Bridge

Per la progettazione del sistema di monitoraggio dello Xinghai Bay Bridge sono stati presi come modi target i primi 5 modi flessionali e trasversali, non sono stati considerati i modi torsionali. L'optimal sensor placement si pone come obiettivo quello di installare sul ponte 10 accelerometri verticali e 10 laterali. Le tecniche utilizzate sono quattro: EI, EI-DPR, minMAC e PSS-EI.

Il metodo EI, Effective Independence, è stato proposto da Kammer, si basa sul minimizzare la matrice di covarianza, che corrisponde a massimizzare la matrice d'informazione di Fisher. Il risultato di questo metodo è una distribuzione dei sensori piuttosto uniforme e simmetrica rispetto al centro del ponte.



Figura 2.20 Posizione dei sensori con il metodo EI

Il metodo EI-DPR (Driving Point Residue), cerca di migliorare il metodo EI che talvolta seleziona posizioni a bassa energia. Il metodo EI-DPR pesa quindi l'indice EI con il fattore DPR. Il risultato ottenuto è simile al metodo EI, si nota che i punti si spostano verso il centro della campata alla ricerca di maggiore energia e il posizionamento perde simmetria rispetto al metodo EI.



*Figura 2.21 Posizione dei sensori con il metodo EI-DPR*

Il terzo metodo utilizzato è il metodo minMAC basato sul Modal Assurance Criterion (MAC), che consiste nel valutare la correlazione fra due modi di vibrare. Il metodo è iterativo, parte da un set di 6 punti nella campata principale e in quelle laterali e poi uno alla volta tutti i punti candidati vengono valutati calcolando la matrice MAC. Il metodo conduce a un posizionamento dei sensori in cui c'è una concentrazione al centro delle campate, i sensori verticali sono posizionati antisimmetricamente, quelli laterali sono posizionati per lo più sull'impalcato superiore simmetricamente.



*Figura 2.22 Posizione dei sensori con il metodo EI-DPR*

L'ultimo metodo utilizzato è il metodo PSS-EI che si basa su una decomposizione ai valori singolari. Il posizionamento dei sensori è uniforme e simmetrico, a causa della differenza di rigidità flessionale e trasversale dell'impalcato i sensori verticali e orizzontali non sono esattamente nella stessa posizione. Il posizionamento dei sensori verticali è identico a quello ottenuto col metodo EI, c'è un'unica differenza nel sensore laterale al centro della campata principale.



Figura 2.23 Posizione dei sensori con il metodo PSS-EI

Per determinare quale dei quattro metodi dà un miglior OSP, per la progettazione del sistema di monitoraggio della salute strutturale del ponte, sono stati utilizzati tre criteri: root mean square (RMS) e massimo dei valori fuori della diagonale della matrice MAC (MOD), condition number (CN) e il determinante della Matrice dell'Informazione di Fisher (DET).

Methods	Vertical Modes				Lateral Modes			
	RMS	MOD	CN	DET( $\times 10^{-32}$ )	RMS	MOD	CN	DET( $\times 10^{-32}$ )
EI	0.3959	0.2469	1.5774	2.015	0.2412	0.1476	1.3733	3.429
EI-DPR	0.4427	0.281	1.5825	1.985	0.6251	0.303	1.5126	2.314
minMAC	0.2965	0.1325	1.602	1.512	0.2157	0.1308	1.3531	4.159
PSS-EI	0.3959	0.2469	1.5774	2.015	0.2451	0.1501	1.3784	5.143
ALL DOFs	0.4564	0.3208	1.42	212131	0.142	0.0738	1.2604	422883

Figura 2.24 Comparazione dei quattro metodi

In conclusione, per la progettazione del SHMS dello Xinghai Bay Bridge viene adottata il posizionamento ottenuto col metodo PSS-EI poiché ottiene il DET più alto, in combinazione con RMS, MOD e CN bassi. Inoltre, il posizionamento dei sensori ottenuto è anche uniformemente distribuito e simmetrico.

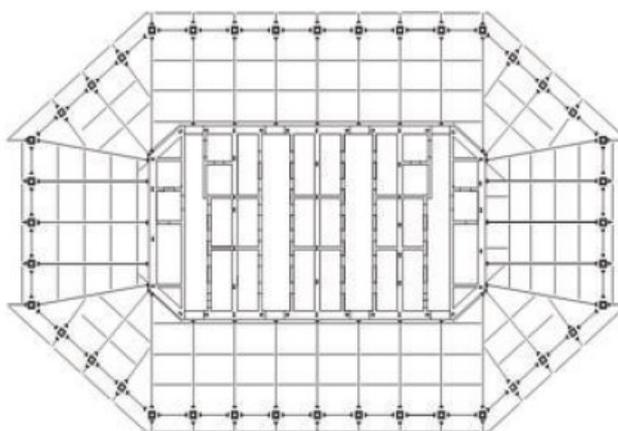
### 2.2.2 Dalian International Trade Mansion (DITM)

Il Dalian International Trade Mansion (DITM) è un grattacielo situato nella città di Dalian, in Cina. Il DITM è stato progettato dallo studio americano HOK. La costruzione è iniziata nel 2003 ed è terminata nel 2017, ma solo nel 2019 l'edificio è stato aperto al pubblico. Il DITM ha 86 piani per un'altezza complessiva di 330 m. È uno degli edifici più alti nel nord della Cina.

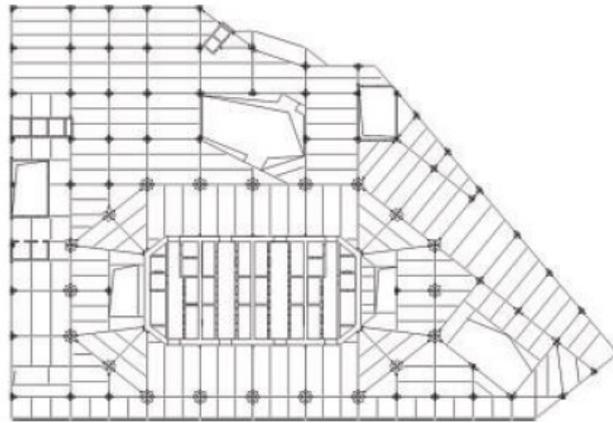


*Figura 2.25 Dalian International Trade Mansion (DITM)*

Il piano standard ha una lunghezza di 77.70 m in direzione est-ovest ed una larghezza di 44.00 m in direzione nord-sud, l'altezza di interpiano è di 3.8 m. I primi dieci piani hanno una pianta differente, di forma triangolare. Il 10°, 23°, 37°, 50°, 62° e 79° piano sono piani "rifugio" ed hanno un'altezza di 5.10 m.

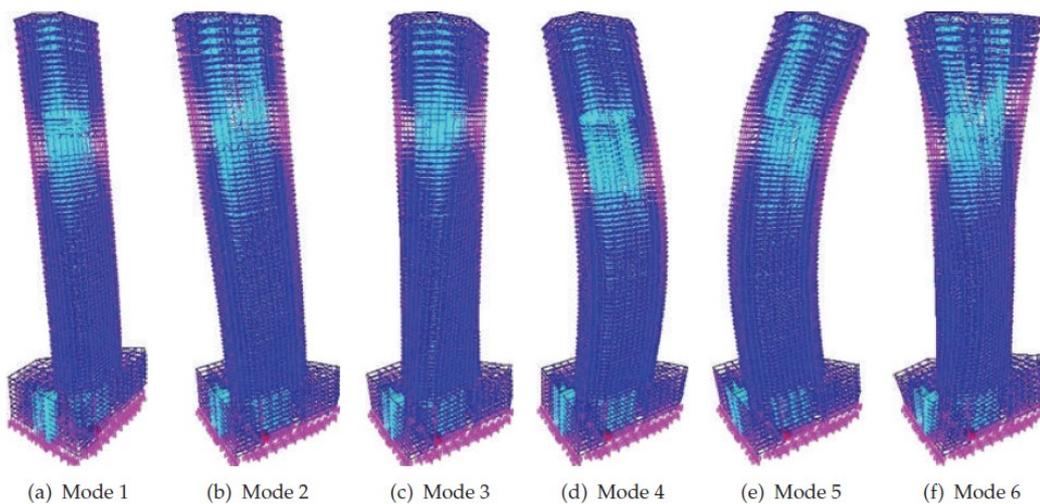


*Figura 2.26 Pianta del piano standard*



*Figura 2.27 Pianta dei primi piani*

Il DITM è stato strumentato con dei sensori per avere un monitoraggio della salute strutturale, la scelta del posizionamento e del numero di sensori è e stata oggetto di studio da parte di Ting-Hua Yi et al. [7]. Come prima cosa il DITM è stato modellato nel software ETABS. Il modello FE tiene conto della deformazione a taglio e flessione per travi e pilastri e della deformazione assiale soltanto per i pilastri. È stata utilizzata l'ipotesi di piano rigido. Al termine della modellazione in totale erano presenti 34308 nodi, 34791 elementi frame e 29071 elementi shell, 36 tipologie di sezioni e 11 materiali differenti. A questo punto è stata effettuata un'analisi modale che ha consentito di individuare i primi 6 modi.



*Figura 2.28 Primi sei modi di vibrare del DITM*

Per il posizionamento ottimale dei sensori è stato utilizzato un algoritmo genetico migliorato chiamato “generalized genetic algorithm GGA” ed è stato confrontato con un algoritmo genetico standard. Un algoritmo genetico è basato sulla teoria dell’evoluzione biologica di Darwin e prova ad imitare la selezione naturale. A ciascuna possibile soluzione viene assegnato un valore della funzione fitness e al termine la soluzione sarà quella “sopravvissuta” all’evoluzione. All’inizio si parte con la creazione di una popolazione random di candidati, questi vengono valutati tramite una funzione fitness, vengono poi applicati gli operatori genetici come selezione, crossover e mutazione per ottenere nuovi candidati da quelli già esistenti. Questo ciclo viene ripetuto fino a che non si giunge alla soluzione.

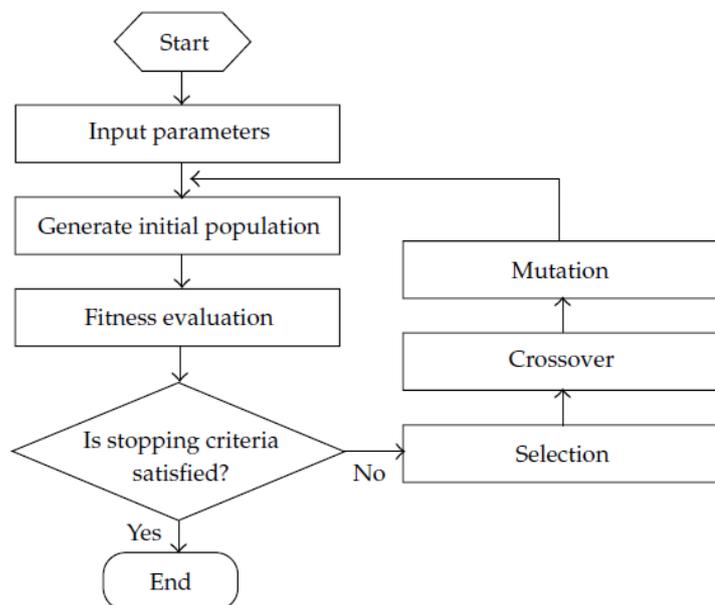


Figura 2.29 Diagramma di flusso di un algoritmo genetico

Gli algoritmi genetici hanno mostrato dei limiti nell’OSP, ad esempio potrebbe succedere che due o più sensori vengono posizionati nello stesso nodo. Per superare questi limiti sono stati sviluppati algoritmi genetici migliorati come il GGA. Il GGA è basato su teorie biologiche più moderne come la teoria genetica di Morgan. L’algoritmo genetico semplice SGA e il GGA differiscono per il processo evolutivo. L’SGA seleziona i due “genitori”, poi applica crossover e mutazione, seleziona il miglior candidato e ottiene la generazione successiva; il GGA invece consente ai “genitori” di competere con i “figli” nel processo di crossover e mutazione e la selezione viene quindi fatta tra quattro candidati e non due. Il processo evolutivo di un

algoritmo genetico può essere composto da cambiamenti gradualmente e cambiamenti improvvisi. Il cambiamento graduale è basato su crossover e selezione, il cambiamento improvviso invece è basato su mutazione e selezione ed è necessario per la ricerca dell'ottimo globale e non locale.

Il metodo di coding con cui sono scritti i cromosomi dei candidati è un metodo dual-structure, cioè di due righe, per far sì che il numero di sensori possa essere fissato. Come funzione fitness, che valuta la qualità e la performance di un sensore, è stato utilizzato il criterio MAC.

Il primo step del GGA è creare una popolazione, nel caso del DITM le posizioni candidate sono 79, ma dopo varie simulazioni è stato riscontrato che la popolazione più adeguata dovesse essere di 200. Per impedire di trovare minimi locali sono stati selezionati anche 10 cambiamenti improvvisi. Il numero di sensori da posizionare era pari a 20. Sono stati messi a confronto i due algoritmi GGA e SGA, il GGA arriva ad un miglior valore della fitness function pari a 0,0056 con 111 iterazioni mentre l'SGA arriva ad un valore di 0,0173 con 326 iterazioni. Questo significa che il GGA con meno iterazioni conduce ad un risultato migliore perché tramite il posizionamento dei sensori con il GGA, le forme modali individuate sono linearmente indipendenti tra loro in misura maggiore rispetto all'SGA.

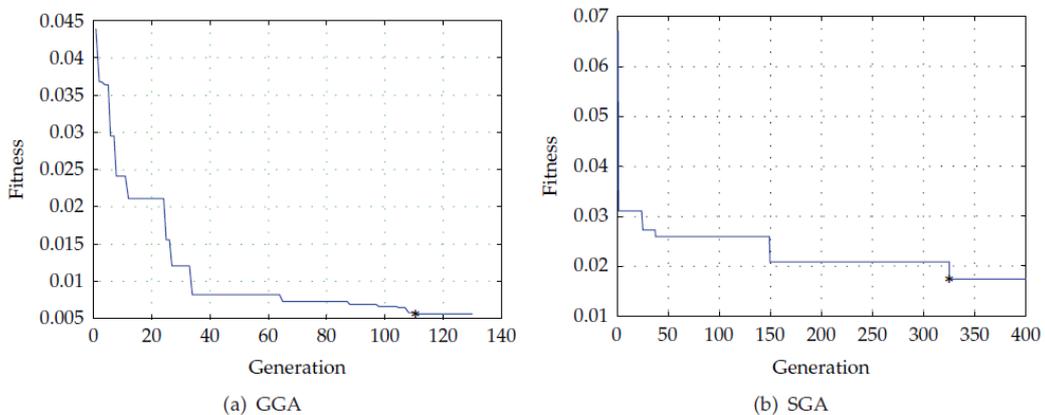


Figura 2.30 Andamento della funzione fitness per GGA e SGA

Sensor no.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
GGA	4	6	7	9	10	12	13	15	16	29	34	43	45	49	51	60	65	66	75	77
SGA	2	3	6	8	10	11	18	21	23	25	26	32	36	55	57	61	67	68	69	71

Figura 2.31 Confronto dell'OSP da GGA e SGA

### 2.2.3 Ponte strallato (modello numerico)

Il ponte preso come caso studio da Juelong Li et al. [8] è un ponte strallato a tre campate in calcestruzzo armato precompresso. Il ponte è lungo 800 m e la campata principale 400 m. I cavi sono disposti su due piani e sono ancorati alle due antenne in calcestruzzo armato. Per lo studio dell'OSP gli autori hanno utilizzato il solo modello numerico. Il modello agli elementi finiti è stato creato con il software ANSYS 14.0.

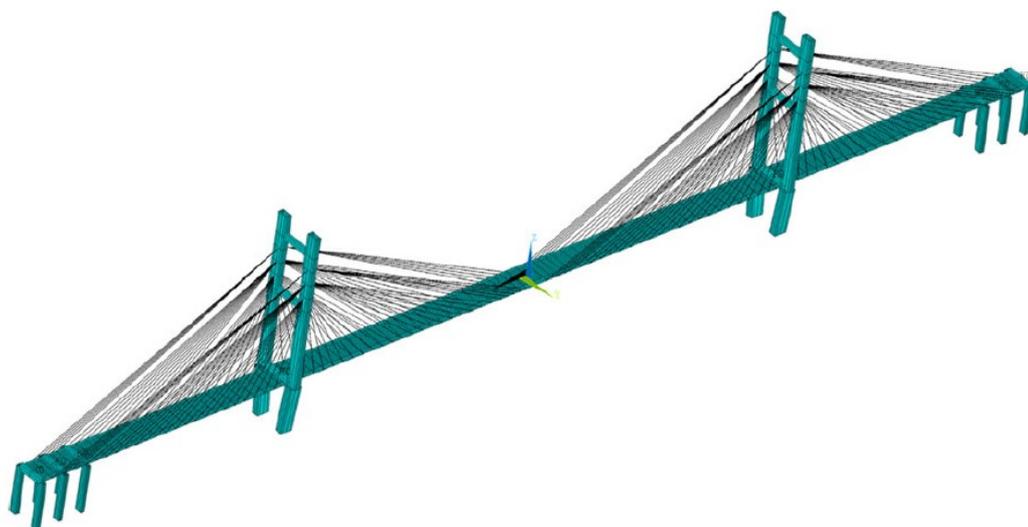


Figura 2.32 Modello agli elementi finiti del ponte

Questo ponte è stato preso come caso studio per valutare un particle swarm optimization algorithm utilizzato per risolvere il problema del posizionamento dei sensori del sistema di monitoraggio della salute strutturale.

Il particle swarm optimization algorithm PSO simula il comportamento di uno stormo di uccelli o uno sciame di particelle. La singola particella ricerca la soluzione ottimale tramite i suoi sforzi e la cooperazione con le particelle vicine. Supponendo che ciascuna particella cerchi il valore ottimale nello spazio del problema di dimensione  $D$ ,  $X_i = (X_{i1}, X_{i2}, \dots, X_{iD})$  rappresenta la posizione della  $i$ -esima particella mentre  $V_i = (V_{i1}, V_{i2}, \dots, V_{iD})$  è la velocità della particella.  $P_i = (P_{i1}, P_{i2}, \dots, P_{iD})$  è la posizione migliore della  $i$ -esima particella e  $P_g = (P_{g1}, P_{g2}, \dots, P_{gD})$  è la miglior posizione dello sciame. Una volta trovati  $P_i$  e  $P_g$  si ricalcolano velocità e posizione della particella:

$$V_{id}^{t+1} = wV_{id}^t + c_1r_{1id}(P_{id} - X_{id}^t) + c_2r_{2id}(P_{gd} - X_{id}^t)$$

$$X_{id}^{t+1} = X_{id}^t + V_{id}^{t+1}$$

Dove  $w$  il fattore di inerzia,  $c_1$  e  $c_2$  sono fattori di apprendimento e  $r_1$  e  $r_2$  sono costanti. Per l'inizializzazione ad ogni particella viene assegnata una posizione e una velocità. In questo caso la velocità è assegnata in maniera random mentre la posizione è data tramite un dual structure coding DSC. Talvolta, a causa della poca diversità nelle particelle che compongono lo sciame il PSO può cadere in minimi locali, per evitare ciò gli autori hanno pensato di applicare un operatore mutazione di velocità.

La funzione obiettivo è basata sulla matrice MAC, ed è stato utilizzato lo scarto quadratico medio degli elementi fuori dalla diagonale:

$$f = \sqrt{\frac{1}{k(k-1)} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k MAC_{ij}^2 (i \neq j)}$$

Con  $k$  dimensione della matrice MAC.

Dopo aver terminato la modellazione del ponte, viene eseguita un'analisi modale da cui si ottengono frequenze e modi di vibrare. Sono stati estratti i primi 60 modi. Per considerare il 90% della massa partecipante sarebbe stato necessario considerare 26 modi, ma dal punto di vista computazionale sarebbe stato uno sforzo troppo alto, sono stati quindi considerati sei modi che hanno un  $R$  (fattore di massa partecipante cumulativo) pari a 0.706. Questi modi sono il 1°, 2°, 6°, 11°, 14° e 54°.

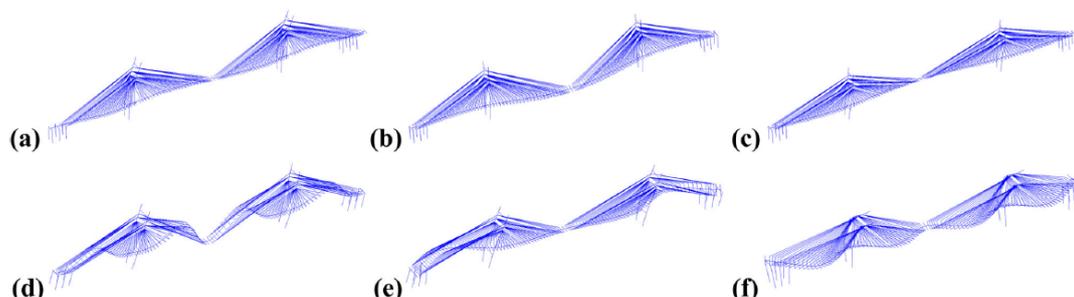


Figura 2.33 Modi di vibrare a) 1°, b) 2°, c) 6°, d) 11°, e) 14°, f) 54°.

Il DSC-MPSO (Dual Structure Coding-Mutation Particle Swarm Optimization) è stato confrontato con il metodo EI, con un GA e con un SPSO (Standard Particle Swarm Optimization).

Facendo variare il numero dei sensori tra 6 e 20 sono stati ottenuti i 4 diversi schemi di posizionamento dei sensori dei differenti metodi ed è stata calcolata la MAC.

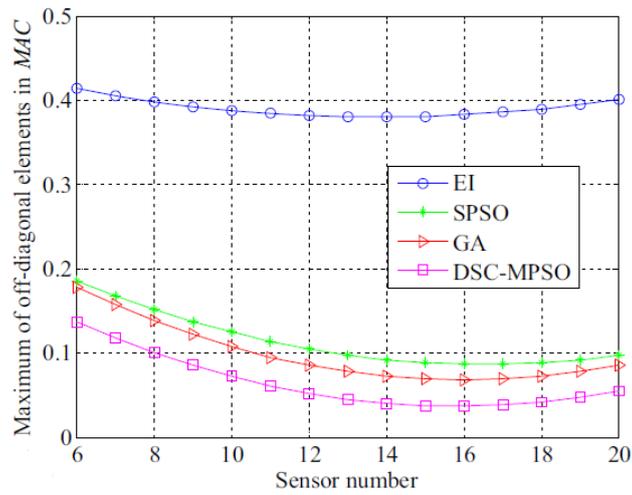


Figura 2.34 Massimo dei valori fuori dalla diagonale della matrice MAC

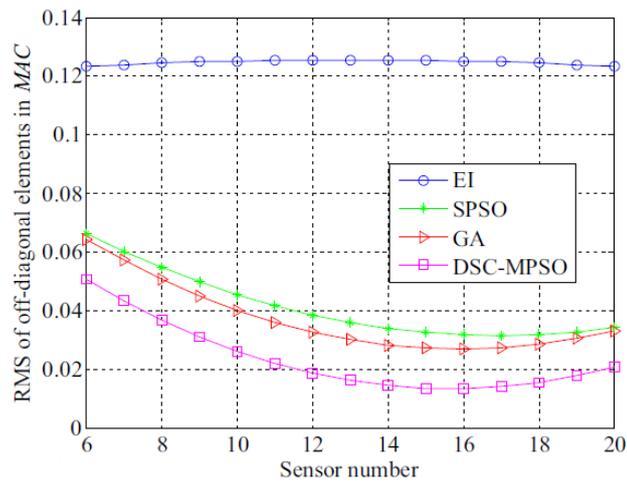


Figura 2.35 Scarto quadratico medio dei valori fuori dalla diagonale della matrice MAC

Il DSC-MPSO dà i valori migliori ed il minimo si colloca quando il numero dei sensori è pari a 15, viene quindi scelto questo numero di sensori per il sistema di monitoraggio. Il DSC-MPSO viene con confrontato con il GA e con il SPSO per valutare quale dei tre arrivi alla miglior funzione obiettivo col minimo delle iterazioni.

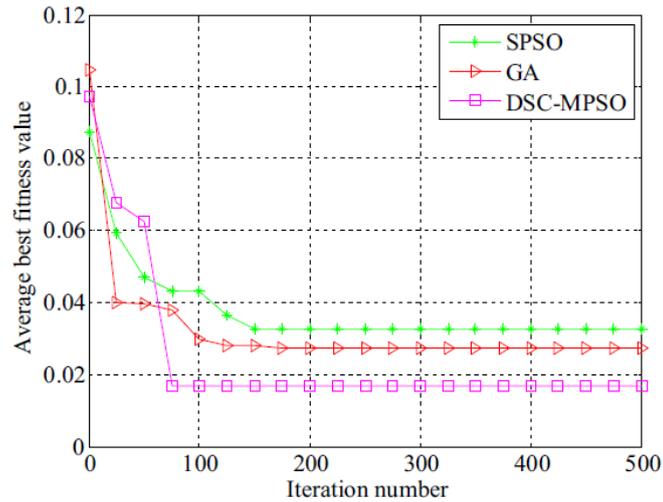


Figura 2.36 Evoluzione dei tre algoritmi

Il DSC-MPSO è quello che ottiene il valore migliore della funzione obiettivo e con un numero di iterazioni inferiore rispetto al GA e al SPSO, ha quindi una maggiore velocità di convergenza e precisione. L'OSP è stato quindi ottenuto con il DSC-MPSO.

Sensor	Node	Direction
1	5	x
2	21	x
3	56	y
4	69	z
5	89	z
6	116	x
7	158	z
8	159	y
9	212	z
10	214	z
11	271	z
12	293	z
13	301	x
14	346	z
15	347	x

Figura 2.37 Tabella delle posizioni dei sensori

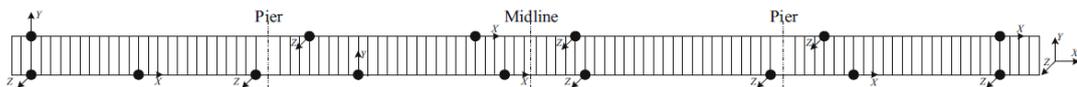


Figura 2.38 Posizione dei sensori in pianta

Viene riportata anche la MAC dei modi di vibrare ottenuti con il posizionamento calcolato con il DSC-MPSO, la matrice MAC ha tutti i valori sulla diagonale vicini ad

1 e quelli fuori quasi nulli, questo significa che i sei modi vengono ben individuati con quel posizionamento dei sensori.

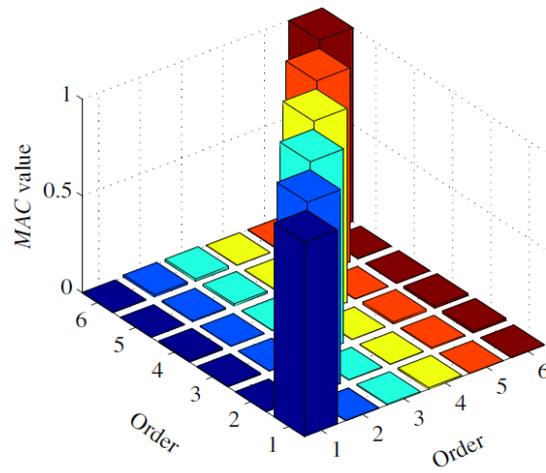


Figura 2.39 Matrice MAC ottenuta del DSC-MPSO

# Capitolo 3

## CASO STUDIO: PONTE FILOMENA DELLI CASTELLI A PESCARA

### 3.1 Descrizione

Il Ponte Filomena delli Castelli attraversa il fiume Saline in prossimità della sua foce e collega i comuni di Montesilvano e Città Sant'Angelo, nelle vicinanze di Pescara. Il ponte realizza sia un collegamento stradale sia un collegamento ciclo-pedonale tra le due città.



*Figura 3.1 Vista aerea del Ponte Filomena delli Castelli*

Il ponte è strallato ed è lungo in totale 189 m suddivisi su tre campate. La campata centrale misura 103.40 m mentre le due campate laterali hanno una lunghezza di 42.60 m. Gli stralli sono disposti su due piani e sono ancorati a delle antenne in acciaio.

La progettazione preliminare del ponte è iniziata nel 2009, la costruzione delle pile e delle spalle è stata effettuata tra il 2016 e il 2017, mentre la restante parte dei lavori si è svolta tra il dicembre 2018 e il settembre 2019. Il ponte è stato aperto al traffico negli ultimi mesi del 2019.

### 3.1.1 *Impalcato*

Il ponte è costituito da un impalcato bi-trave a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Le travi metalliche longitudinali si sviluppano per tutta la lunghezza del ponte, hanno una sezione a doppio T con altezza pari a 1.2 m. Le due travi hanno un interasse pari a 14.10 m. La piattabanda superiore ha una larghezza di 40 cm mentre quella inferiore è pari ad 80 cm, viene ridotta a 70 cm nella campata centrale. Lo spessore di anima e piattabande è variabile lungo lo sviluppo longitudinale del ponte, in corrispondenza dei piloni vi è un importante ispessimento che porta la piattabanda inferiore ad uno spessore di 80 mm e quella superiore a 53 mm.

Le due travi longitudinali sono collegate tra loro da traversi metallici a doppio T con altezza variabile da 0.8 m a 1.2 m. I traversi sono disposti con interasse pari a 4.70 m in campata centrale mentre sulle campate laterali l'interasse è di 4.26 m. Le piattabande dei traversi hanno una larghezza di 40 cm sia inferiormente che superiormente. I traversi presentano anche degli sbalzi sia lato monte sia lato valle, in particolare dal lato valle gli sbalzi hanno luci differenti, che vanno da 4 m a 7.5 m, e consentono la realizzazione del percorso ciclo-pedonale.

In corrispondenza dei piloni vengono realizzati dei traversi diversi con altezza minima pari a 120 cm e altezza massima di 136 cm. Viene inoltre aggiunto un traverso longitudinale proprio dove l'impalcato incontra l'appoggio.

La soletta in calcestruzzo di spessore pari a 25 cm è gettata in opera con l'impiego di predalles ed è connessa alle travi longitudinali ed ai traversi tramite pioli di tipo Nelson. I pioli sono elementi in acciaio con diametro di 19 mm posti ad interasse di 10 cm.

### 3.1.2 *Piloni*

I piloni sono formati da due antenne metalliche a sezione circolare di diametro 1.9 m. L'antenna lato valle è alta 36.40 m mentre quella lato monte 33.45 m.

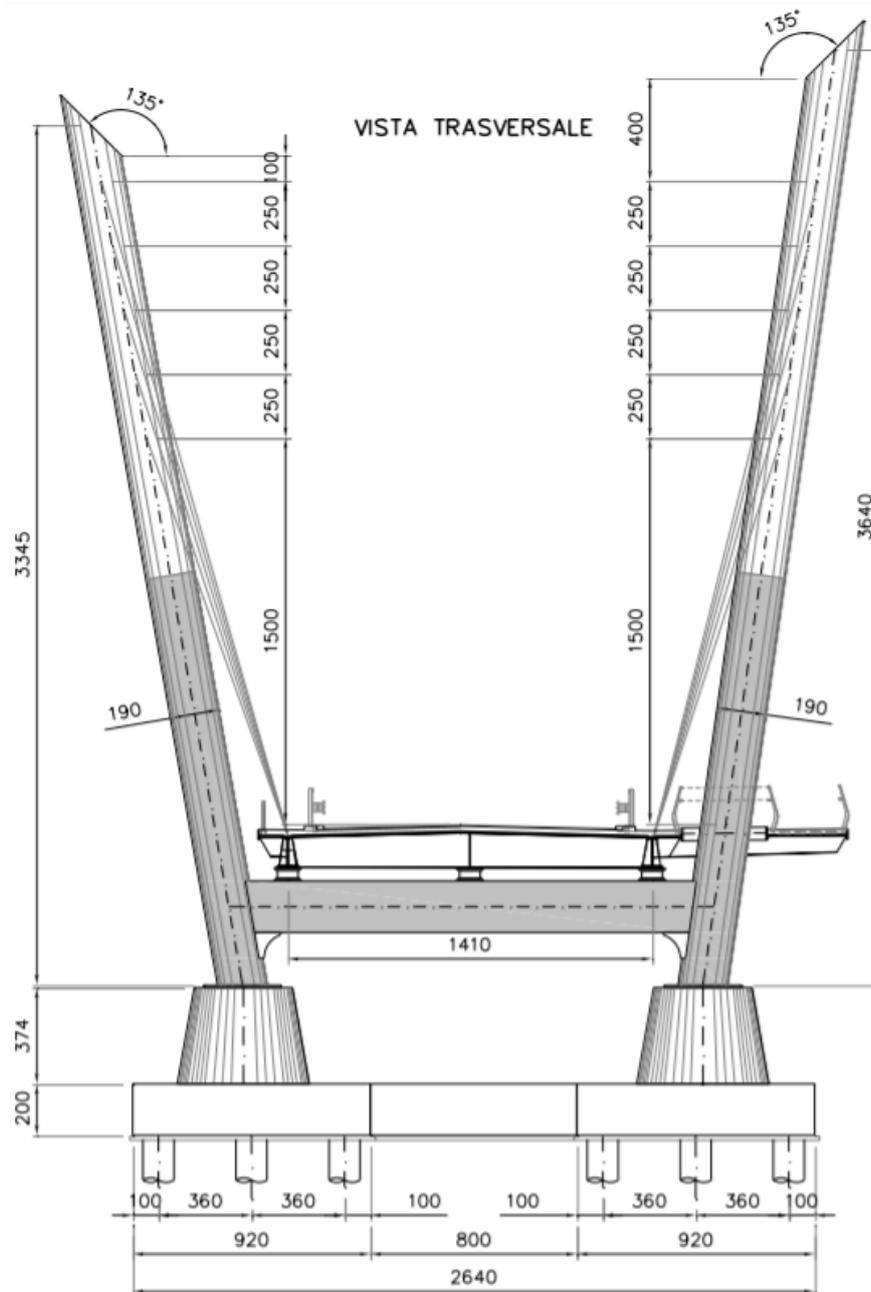


Figura 3.2 Vista trasversale dei piloni

Per i primi 16 m di altezza le antenne sono riempite di calcestruzzo reso collaborante tramite 20 pioli di tipo Nelson disposti all'interno della sezione.

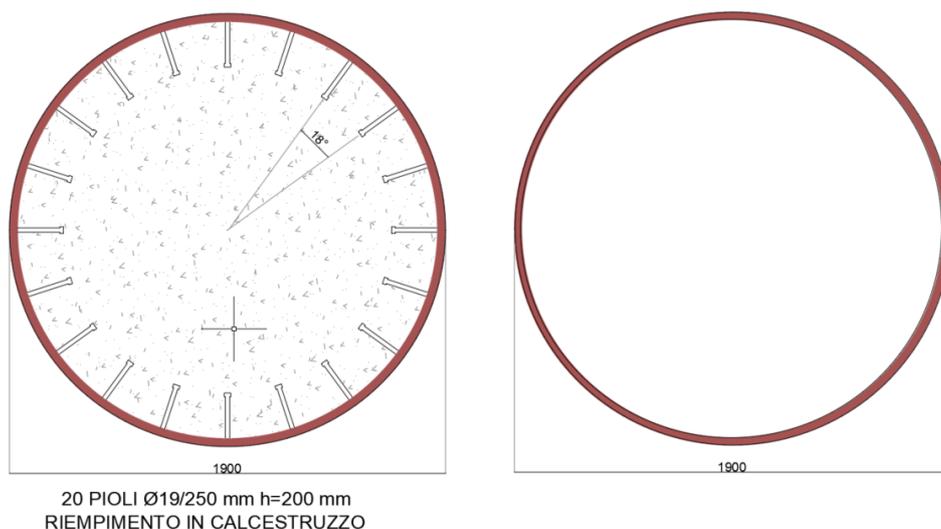


Figura 3.3 Sezione antenna: (sx) con riempimento in cls, (dx) sezione cava

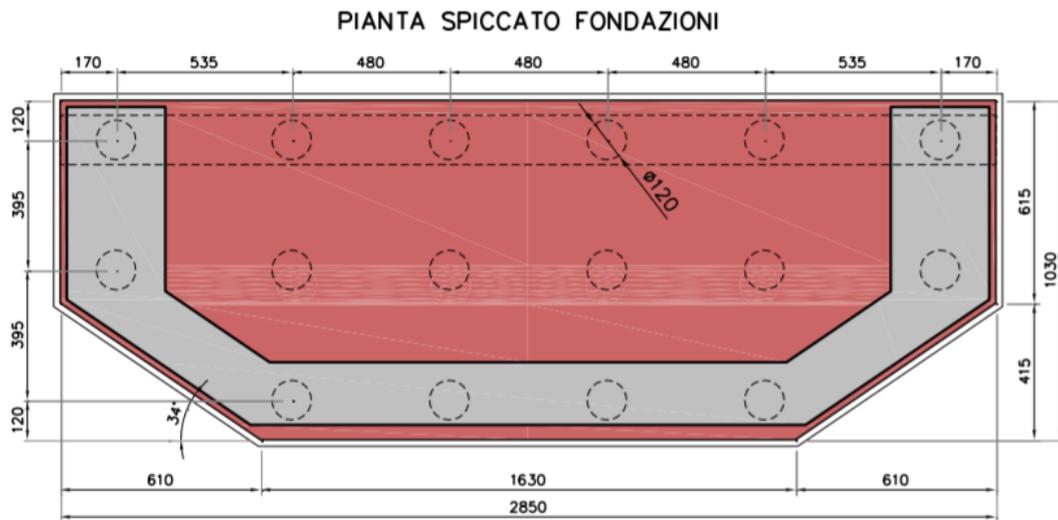
Le antenne presentano una doppia inclinazione rispetto alla verticale: trasversalmente sono inclinate di  $10^\circ$  mentre longitudinalmente di  $2^\circ$ . Le antenne di valle attraversano l'impalcato mediante un foro di 3 m di diametro e sono collegate tra loro da un traverso metallico a sezione scatolare largo 1 m e alto 2 m, posto al di sotto dell'impalcato. Al suo interno questo traverso presenta una serie di piastre di rinforzo verticali ed anche degli elementi di irrigidimento orizzontali.

Ogni antenna è fissata alla sua base di forma tronco-conica mediante 20 barre di tipo DYWIDAG di diametro 40 mm e 4 dispositivi di taglio. La base tronco-conica finisce poi in un plinto fondato su 9 pali di diametro pari ad 1 m.

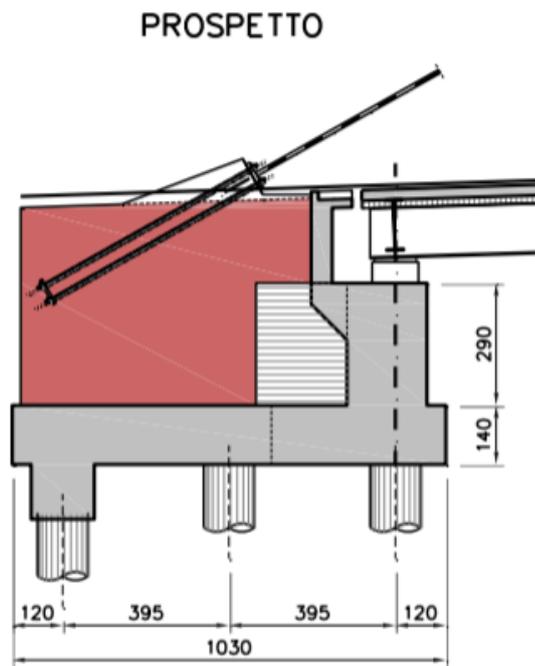
### 3.1.3 Spalle

Le spalle, anche loro fondate su pali, hanno un'altezza dalla zattera di fondazione pari a 5 m, data dalla somma delle pareti frontali e dei muri paraghiaia. Le pareti frontali hanno uno spessore di 1.9 m, i muri paraghiaia sono arretrati di 2.25 m rispetto alla parete frontale ed hanno uno spessore di 0.5 m.

Le pareti laterali si raccordano con le pareti frontali con un tratto inclinato di  $34.2^\circ$ , hanno uno spessore di 3 m e sono lunghi 5.85 m. Nelle pareti laterali si vanno ad agganciare gli stralli più esterni.



*Figura 3.4 Pianta della spalla*



*Figura 3.5 Prospetto della spalla*

### 3.1.4 Sistema di cavi

Gli stralli sono disposti a ventaglio e sono ancorati ai piloni tramite delle forche imperniate su orecchie saldate alle antenne disposte su 5 file distanziate l'una dall'altra circa 2.5 m. Alla base sono dotati di una ghiera regolabile inserita all'interno di un tubo metallico connesso ad una piastra rigida, saldata direttamente all'anima delle travi longitudinali ad eccezione dei 4 stralli esterni che vengono ancorati ai muri laterali delle spalle tramite 8 barre in acciaio di diametro 40 mm lunghe 7 m.

Ogni strallo è composto da un fascio di trefoli, in numero variabile in base al tasso di lavoro. I fasci sono composti da 19, 25, 30 o 37 trefoli. I trefoli sono cerati e viplati per prevenire la corrosione, sono formati da 7 fili zincati in acciaio armonico a basso rilassamento. Lo strallo è protetto a sua volta dalla corrosione da una guaina esterna in polietilene ad alta densità.

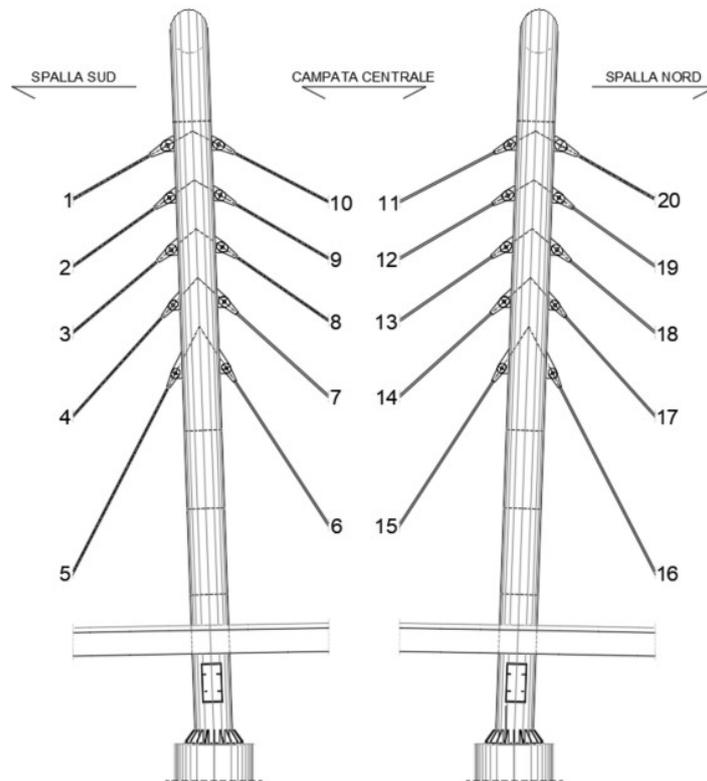


Figura 3.6 Schema degli stralli

In tabella vengono riportati il numero di trefoli utilizzati per ciascuno strallo:

STRALLO	Trefoli
	n°
DX_01	37
DX_02	25
DX_03	25
DX_04	19
DX_05	19
DX_06	19
DX_07	25
DX_08	30
DX_09	25
DX_10	30
DX_11	30
DX_12	25
DX_13	30
DX_14	25
DX_15	19
DX_16	19
DX_17	19
DX_18	25
DX_19	25
DX_20	37

STRALLO	Trefoli
	n°
SX_01	37
SX_02	25
SX_03	25
SX_04	19
SX_05	19
SX_06	19
SX_07	25
SX_08	30
SX_09	25
SX_10	30
SX_11	29
SX_12	25
SX_13	30
SX_14	25
SX_15	19
SX_16	19
SX_17	19
SX_18	25
SX_19	25
SX_20	37

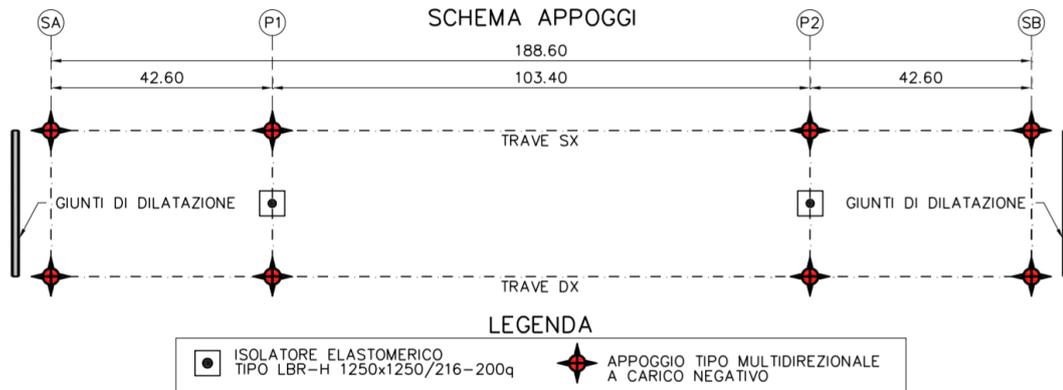
I trefoli indicati con DX sono i trefoli di valle mentre con SX sono indicati quelli di monte. La numerazione segue quella illustrata nella Figura 3.6.

### 3.1.5 Appoggi e dispositivi di protezione sismica

Le travi longitudinali sono appoggiate sui traversi di collegamento delle antenne e sulle spalle tramite degli appoggi di tipo multidirezionale in PTFE a carico negativo.

Tra i traversi di collegamento delle antenne e i traversi di collegamento delle travi longitudinali sono posizionati degli isolatori elastomerici con nucleo in piombo di tipo

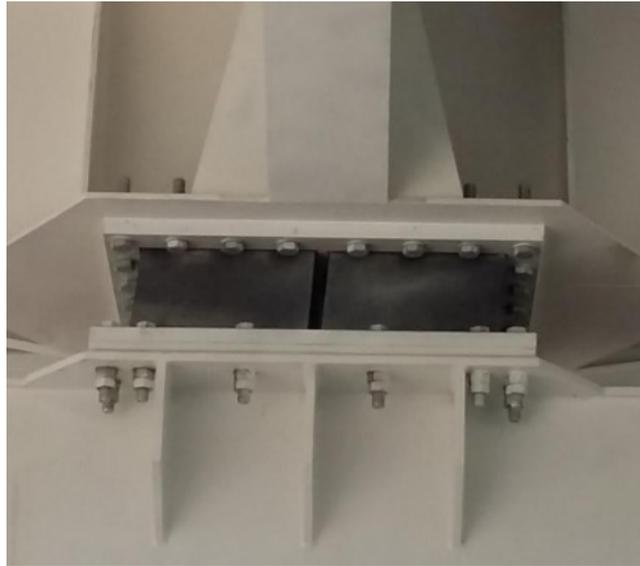
LBR. Questi isolatori impediscono gli spostamenti dell'impalcato nel piano orizzontale ed assicurano la protezione sismica del ponte.



*Figura 3.7 Schema degli appoggi*



*Figura 3.8 Appoggio multidirezionale a carico negativo*



*Figura 3.9 Isolatore elastomerico con nucleo in piombo*

### **3.2 Caratterizzazione dinamica**

Oltre al collaudo statico, il ponte Filomena delli Castelli è stato sottoposto ad un collaudo dinamico. Il collaudo sia statico sia dinamico è avvenuto nei giorni 11 e 12 ottobre 2019. Lo scopo del collaudo dinamico è quello di individuare i parametri modali della struttura (frequenze, forme modali e smorzamenti) tramite prove di vibrazione ambientale, quindi in assenza di un input appositamente imposto e misurato. L'utilizzo delle vibrazioni ambientali come fonte di eccitazione per l'identificazione dinamica delle strutture civili consente di determinare i parametri dinamici in maniera passiva, non intrusiva e rapida.

Il rumore ambientale è prodotto sia da fonti naturali sia da fonti antropiche: le fonti naturali sono i microsismi dovuti alle maree, le onde marine che frangono sulla costa, i venti, ecc..., le fonti antropiche sono invece i microtremiti prodotti da auto, macchinari ed altre attività svolte dall'uomo. Il contenuto in frequenza è differente: le basse frequenze (<1 Hz) sono prodotte da fattori naturali, le frequenze intermedie (1-5 Hz) sono prodotte sia da fonti naturali che fonti antropiche, le alte frequenze soltanto da fonti artificiali.

Nel collaudo dinamico del ponte Filomena delli Castelli le componenti naturali sono state originate dai microtremiti ed anche dalla presenza di vento, mentre quelle artificiali probabilmente dal traffico veicolare e ferroviario nelle vicinanze del ponte. Durante le due giornate di prova sono state effettuate 6 prove di vibrazione ambientale denominate come di seguito elencate:

- P1 Venerdì 11 Ottobre: ponte scarico
- P2 Sabato 12 Ottobre: ponte scarico prima delle operazioni di collaudo
- P3 Sabato 12 Ottobre: ponte a pieno carico nella configurazione C1
- P4 Sabato 12 Ottobre: ponte scarico, dopo la configurazione C1
- P5 Sabato 12 Ottobre: ponte a pieno carico nella configurazione C2
- P6 Sabato 12 Ottobre: ponte scarico, dopo la configurazione C2

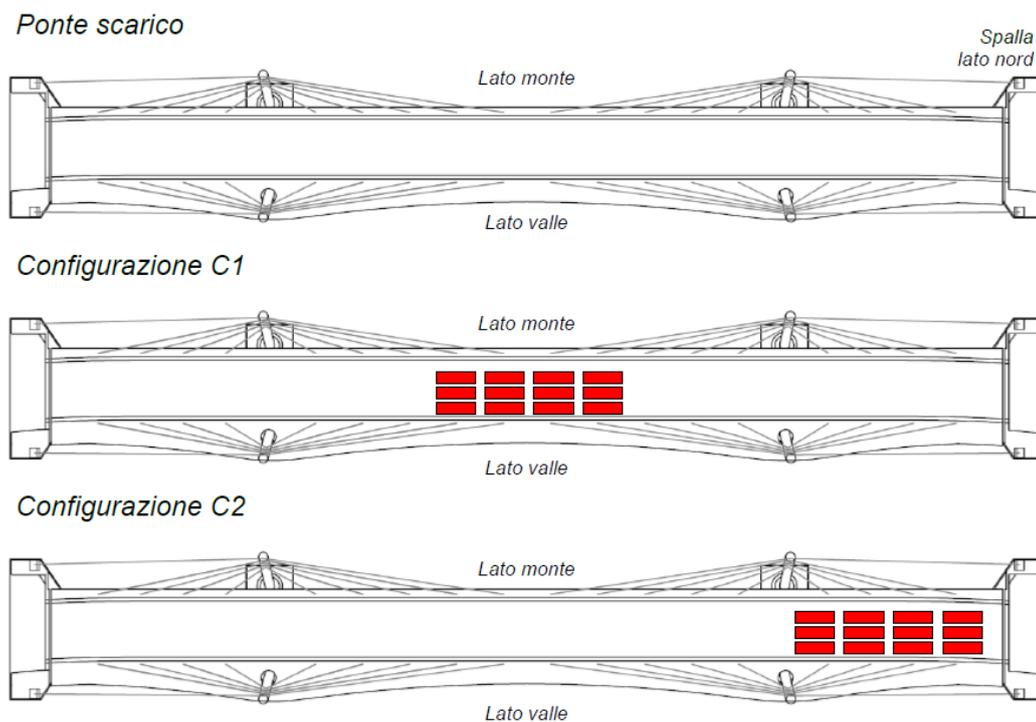


Figura 3.10 Schemi delle configurazioni di carico per il collaudo statico

La prova P1 è quella di maggiore interesse in questa sede perché ha permesso di identificare dinamicamente il ponte scarico in maniera accurata. La durata delle misurazioni è stata di 26 minuti, un tempo adeguato all'indicazione di avere un intervallo di misura pari a 1000-2000 volte il primo periodo della struttura.

### 3.2.1 Strumentazione e configurazione di misura

Per la misura delle vibrazioni sulla struttura sono stati utilizzati accelerometri ad elevata sensibilità e basso rumore di fondo. I sensori sono stati collegati tramite cavi coassiali ad una centralina con schede di acquisizione a più canali. Il sistema consente l'acquisizione sincrona dei segnali. La catena di misura si compone di:

- 16 accelerometri monoassiali piezoelettrici PCB modello 393B31
- 3 accelerometri monoassiali piezoelettrici B&K tipo 8306
- 1 accelerometro monoassiale PCB modello 393C
- Cavi coassiali
- 4 schede di acquisizione NI 9234 24 bit a 4 canali
- 2 schede di acquisizione NI 9230 24 bit a 3 canali
- 1 chassis NI Cdaq-9178
- 1 computer portatile con software dedicato



*Figura 3.11 Pc, chassis e schede di acquisizione*



*Figura 3.12 Due accelerometri PCB*

La configurazione di misura è caratterizzata da 20 accelerometri. 16 sensori sono posizionati al di sopra dell'impalcato: 15 sono suddivisi in 5 sezioni trasversali differenti, ognuna delle quali caratterizzata da 3 accelerometri, due con direzione di misura verticale lato valle e lato monte, il terzo con direzione di misura trasversale verso l'esterno del ponte, posizionato lato valle; 1 accelerometro viene posizionato nella mezzeria dell'impalcato con direzione di misura longitudinale. 4 accelerometri sono stati fissati alle due antenne lato valle, in prossimità dell'attacco dello strallo più basso, due per ciascuna antenna. Un sensore è posizionato con direzione di misura parallela a quella trasversale dell'impalcato, verso l'interno del ponte, il secondo con direzione di misura parallela a quella longitudinale dell'impalcato rivolto verso l'antenna opposta. Le 5 sezioni di misura degli accelerometri sono state scelte in maniera non simmetrica rispetto alla mezzeria dell'impalcato, cercando di evitare i nodi delle forme modali, al fine di cogliere il maggior numero possibile di modi di vibrazione. Assumendo come origine il giunto dell'impalcato lato sud sono state calcolate le progressive delle sezioni in cui sono stati posizionati gli accelerometri.

Tabella 1 Quote progressive degli accelerometri al di sopra dell'impalcato

	Sez. 1 (1Ax, 1Az, 1Bz)	Sez. 2 (2Ax, 2Az, 2Bz)	Sez. 3 (3Ax, 3Az, 3Ay, 3Bz)	Sez. 4 (4Ax, 4Az, 4Bz)	Sez. 5 (5Ax, 5Az, 5Bz)
Progressiva [m]	26	72	95	128	172

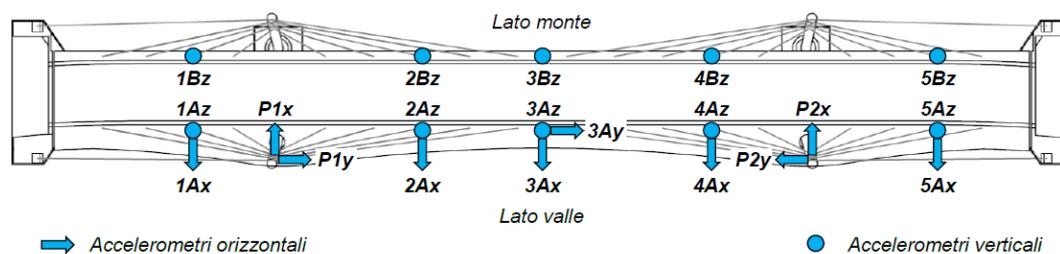


Figura 3.13 Configurazione di misura

### 3.2.2 Rielaborazione dei dati accelerometrici

Prima di eseguire l'identificazione dinamica, il segnale è stato pre-processato. In particolare, sono state effettuate le seguenti operazioni:

- Rimozione della linea base, tramite sottrazione del contributo ottenuto tramite un "fit" del segnale stesso con un polinomio di 3° grado
- Applicazione di un filtro passa-basso con frequenza di taglio pari a 25 Hz, per eliminare i contributi delle alte frequenze ed evitare fenomeni di aliasing
- Ricampionamento alla frequenza di 51.2 Hz al fine di ridurre il numero dei dati

L'identificazione completa è stata eseguita tramite la tecnica Principal Component - Subspace Stochastic Identification (SSI-PC) che opera nel dominio del tempo.

Per la ricostruzione delle forme modali si è ipotizzato che in corrispondenza dei vincoli lo spostamento fosse nullo e che la sezione trasversale dell'impalcato fosse infinitamente rigida in modo da poter rappresentare compiutamente in funzione di tre parametri di spostamento.

### 3.2.3 Risultati

Dall'identificazione dinamica tramite metodo SSI-PC sono stati ottenuti le frequenze proprie, i modi di vibrare e gli smorzamenti.

Limitando l'attenzione alla prova P1, a ponte scarico, è stato ottenuto il diagramma della PSD (Power Spectral Density), riportato in Figura 3.14, e il diagramma di stabilizzazione, riportato in Figura 3.15, dove sono evidenti i picchi in corrispondenza delle frequenze proprie della struttura.

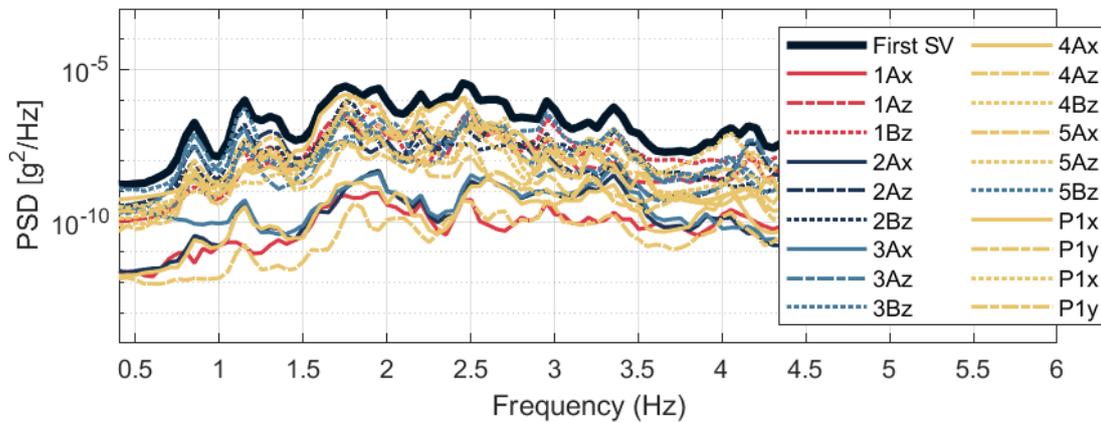


Figura 3.14 PSD prova P1

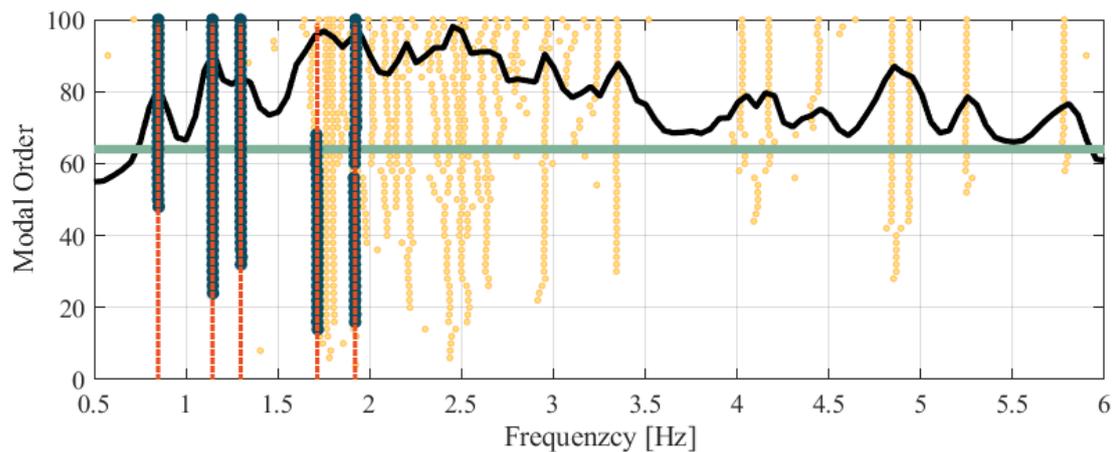


Figura 3.15 Diagramma di stabilizzazione prova P1

Vengono poi riportate le tabelle con i valori di frequenza propria, smorzamento viscoso equivalente associato per ciascun modo identificato e i valori degli spostamenti modali per ciascun punto di misura, normalizzati rispetto al valore massimo.

*Tabella 2 Frequenze, smorzamenti e spostamenti modali identificati con la prova P1*

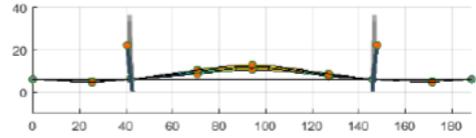
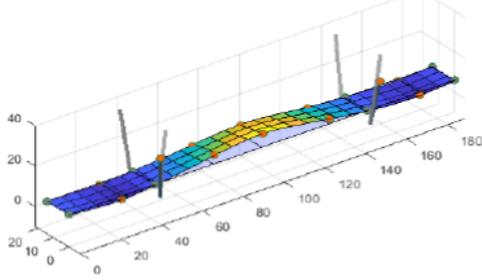
modo	f [Hz]	$\xi$ [%]	1Ax	1Az	1Bz	2Ax	2Az	2Bz	3Ax	3Az	3Bz	4Ax
1	0.85	0.96	-0.0034	-0.2158	-0.1126	-0.0189	0.6536	0.3259	-0.0859	1.0000	0.6575	-0.0209
2	1.15	0.92	0.0021	-0.0904	0.1845	-0.0240	0.2671	-0.5204	-0.0666	0.4397	-1.0000	-0.0248
3	1.31	1.04	-0.0081	-0.4093	-0.1456	-0.0161	1.0000	0.3717	0.0077	0.0300	0.0137	0.0389
4	1.77	0.88	-0.0197	-0.2345	-0.4767	-0.0073	-0.3576	0.6909	-0.0129	-0.0999	0.0453	-0.0395
5	2.03	0.60	0.0299	0.4919	0.6272	0.0256	-0.5934	-0.4523	-0.0854	1.0000	0.2869	0.0048

*Tabella 3 Frequenze, smorzamenti e spostamenti modali identificati con la prova P1*

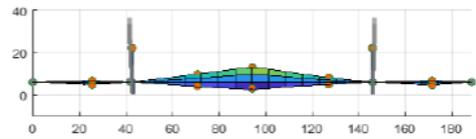
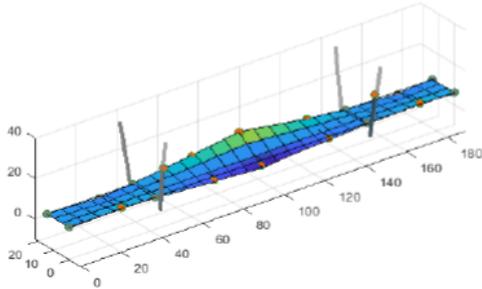
modo	f [Hz]	$\xi$ [%]	4Az	4Bz	5Ax	5Az	5Bz	P1x	P1y	P2x	P2y
1	0.85	1.20	0.3790	0.1978	-0.0002	-0.2079	-0.1475	-0.1061	-0.2304	-0.0675	-0.1997
2	1.15	0.86	0.1827	-0.3012	0.0040	-0.0938	0.1805	-0.0458	-0.0881	-0.0302	-0.0828
3	1.31	0.94	-0.7841	-0.3519	0.0010	0.4453	0.2401	-0.1945	-0.3667	0.0688	0.3420
4	1.77	0.65	0.3416	-0.5032	0.0003	-0.2870	0.2885	1.0000	0.1237	0.1539	-0.1714
5	2.03	0.60	-0.6961	-0.2161	-0.0170	0.8982	0.8612	0.3789	0.3498	0.8740	0.3060

I primi 5 modi di vibrare del ponte sono stati rappresentati, in vista assonometrica e in prospetto, tramite un metodo di interpolazione di tipo “v4” implementato in MATLAB.

1° modo:  $f = 0.85 \text{ Hz}$ ;  $\xi = 0.96 \%$

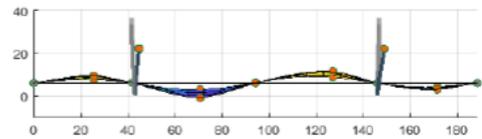
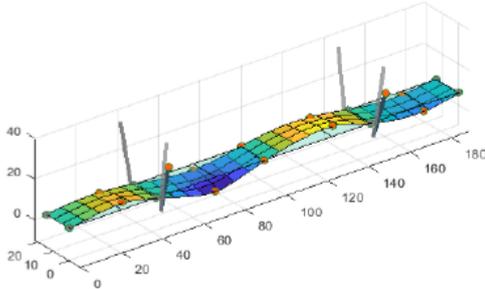


2° modo:  $f = 1.15 \text{ Hz}$ ;  $\xi = 0.92 \%$

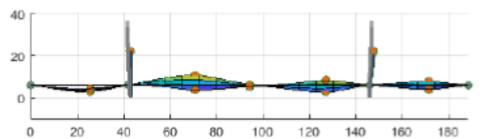
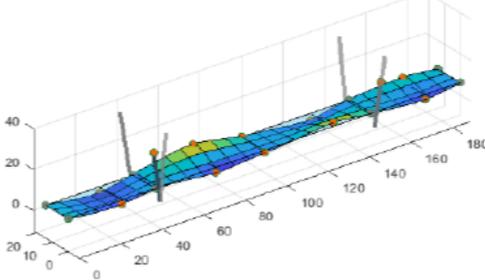


*Figura 3.16 1° e 2° modo di vibrare*

3° modo:  $f = 1.31 \text{ Hz}$ ;  $\xi = 1.04 \%$

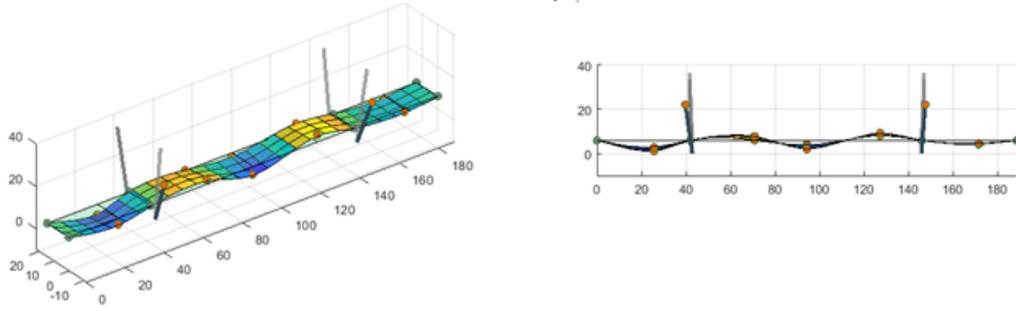


4° modo:  $f = 1.77 \text{ Hz}$ ;  $\xi = 0.88 \%$



*Figura 3.17 3° e 4° modo di vibrare*

5° modo:  $f = 2.03 \text{ Hz}$ ;  $\xi = 0.60 \%$



*Figura 3.18 5° modo di vibrare*

## Capitolo 4

### MODELLAZIONE

#### 4.1 Descrizione generale del modello

Per modellare la struttura è stato utilizzato il software ANSYS. In una prima fase è stato creato un modello in geometria solida tramite il software SpaceClaim, in una seconda fase è stato estratto dal modello solido un modello composto da elementi shell su cui poi è stata eseguita un'analisi modale. La modellazione shell consente di ottenere un modello più raffinato della struttura rispetto alla modellazione beam.

La modellazione di elementi a piastra, come la soletta del ponte in esame, può non essere sufficientemente raffinata se modellata tramite elementi frame/beam perché porta a considerazioni errate sulla rigidezza e quindi ad ottenere frequenze non corrette. Questo fenomeno è stato riscontrato nella studio di V.Nicoletti et al [9], proprio per il Ponte Filomena delli Castelli. È stato realizzato un modello FE con elementi beam, le forme modali sono molto simili a quelle ottenute sperimentalmente mentre sulle frequenze c'è un certo grado di errore, ciò è dovuto proprio alla modellazione beam che trascura la rigidezza data dall'effetto piastra dovuto alla soletta.

MODI SPERIMENTALI

1<sup>st</sup> mode:  $f = 0,85$  Hz

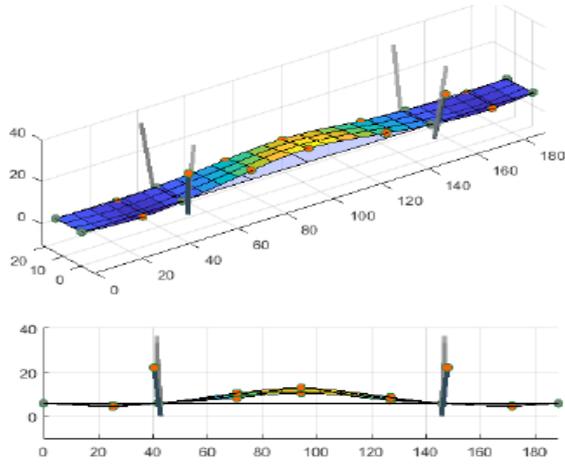


Figura 4.1 1° modo sperimentale

MODELLO NUMERICO BEAM

1<sup>st</sup> mode:  $f = 0,845$  Hz

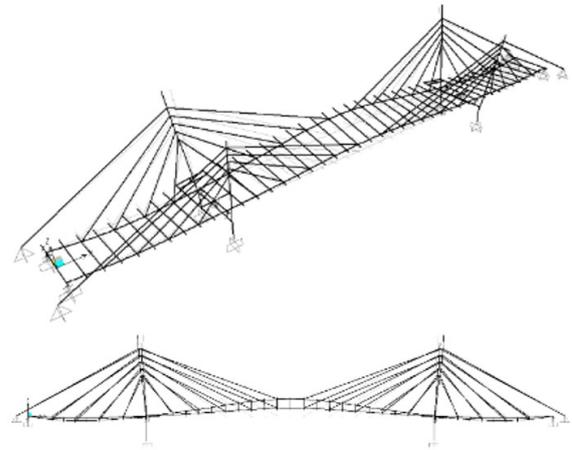


Figura 4.2 1° modo numerico (beam)

2<sup>nd</sup> mode:  $f = 1,15$  Hz

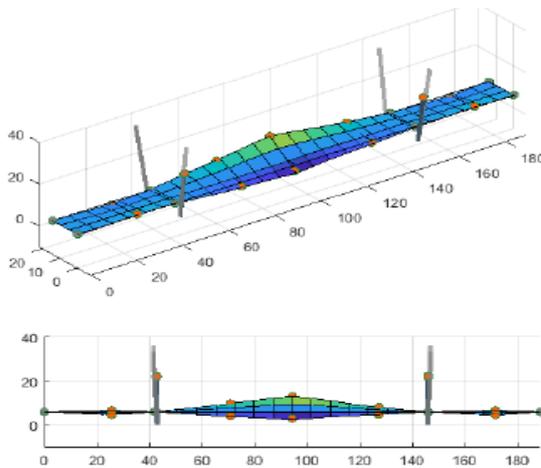


Figura 4.3 2° modo sperimentale

2<sup>nd</sup> mode:  $f = 0,96$  Hz

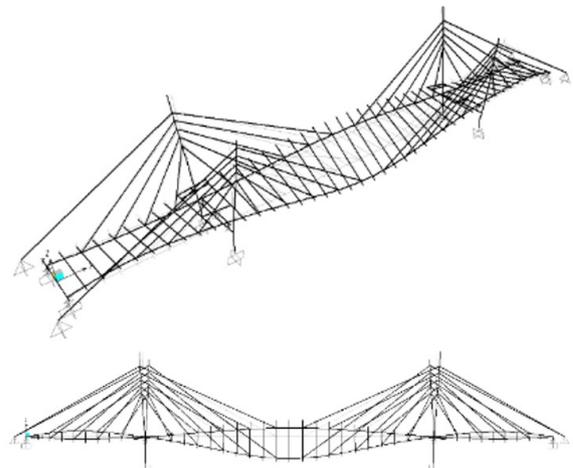
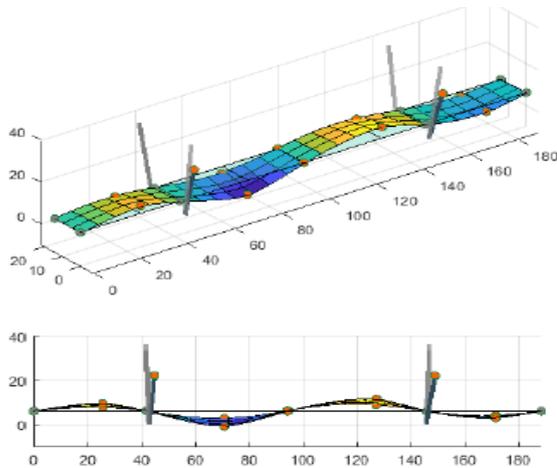


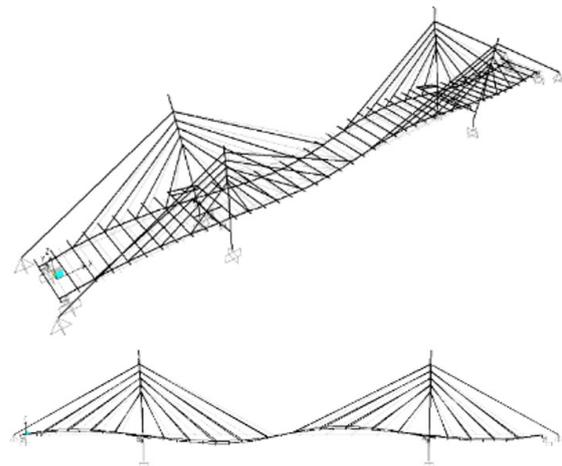
Figura 4.4 2° modo numerico (beam)

**3<sup>rd</sup> mode:  $f = 1,31$  Hz**



*Figura 4.5 3° modo sperimentale*

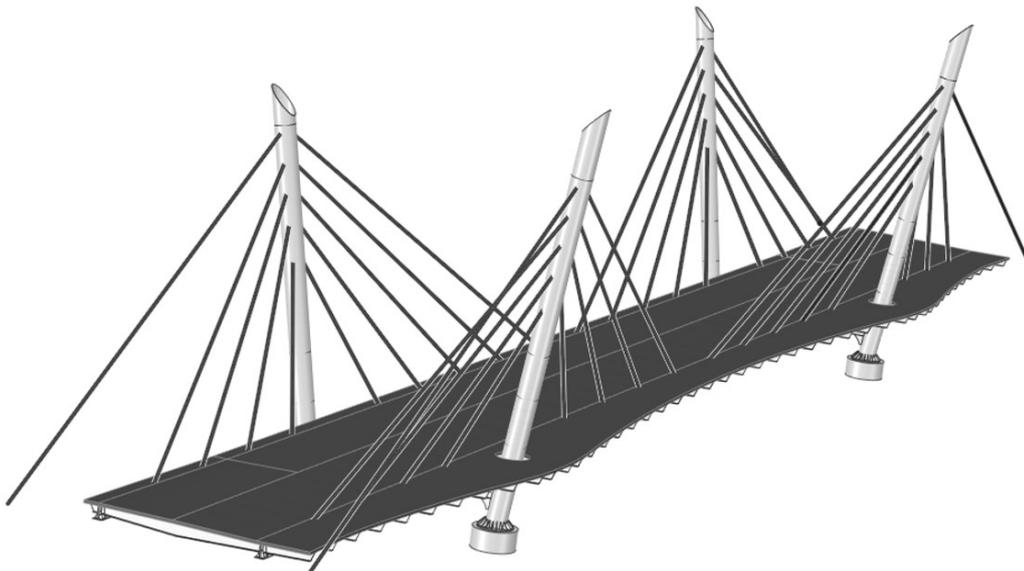
**3<sup>rd</sup> mode:  $f = 0,88$  Hz**



*Figura 4.6 3° modo numerico (beam)*

## 4.2 Modello in geometria solida

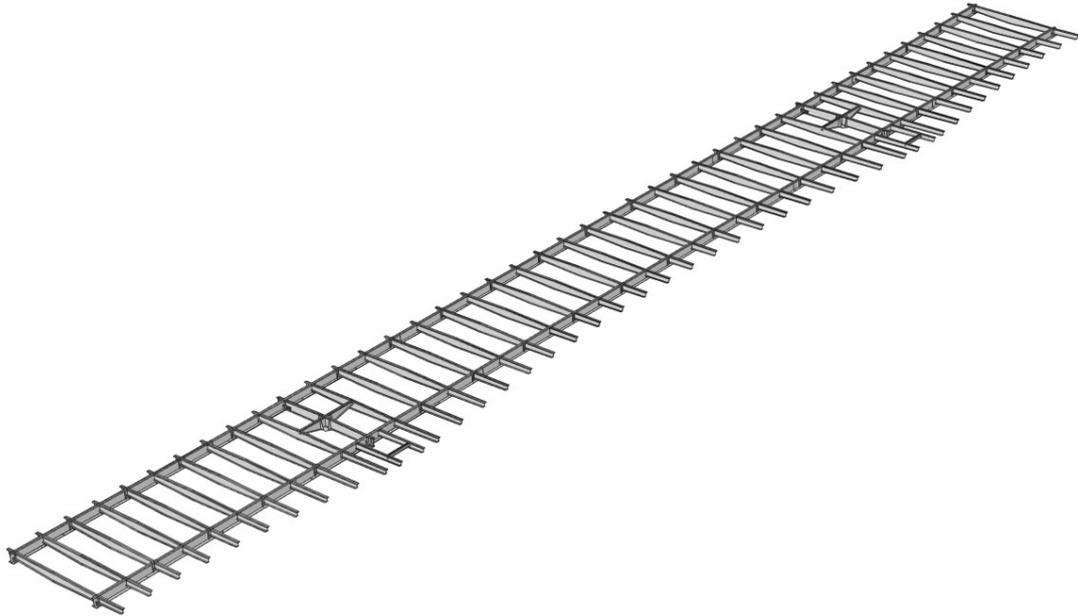
In una prima fase il ponte è stato modellato in geometria solida in modo da poter cogliere tutti gli aspetti e i dettagli costruttivi.



*Figura 4.7 Modello ad elementi solidi del Ponte Filomena delli Castelli*

#### 4.2.1 Impalcato

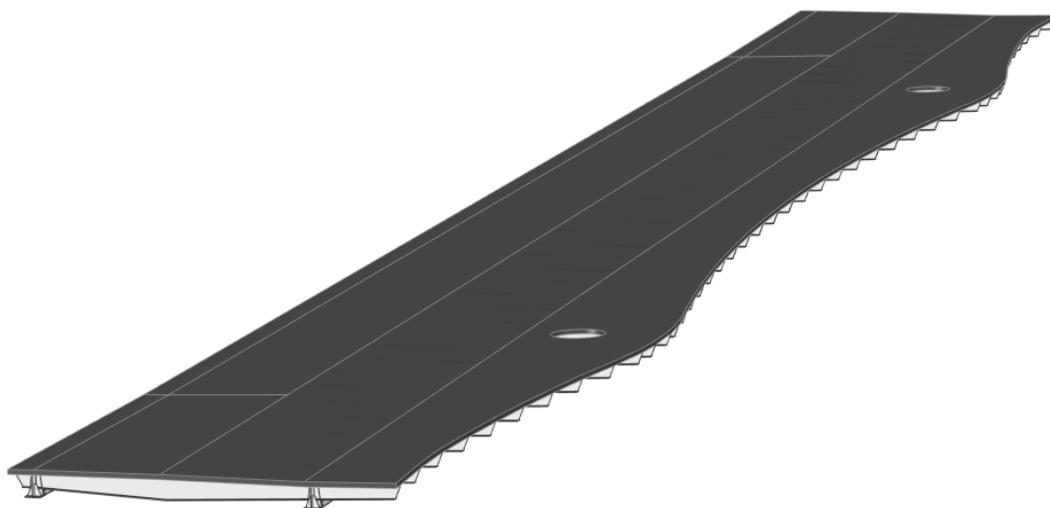
È stato realizzato dapprima il reticolato di travi longitudinali e trasversi che compongono l'impalcato del ponte.



*Figura 4.8 Reticolato di travi e trasversi*

Dopo aver completato il reticolo di travi modellando le piastre di rinforzo ed altri dettagli è stata modellata la soletta in calcestruzzo dello spessore di 25 cm. La soletta è composta da lastre predalles dello spessore di 7 cm, tralicciate. La pendenza trasversale è pari al 2.5% per il tracciato stradale e all'1% per il percorso ciclo-pedonale.

Nel lato di valle la soletta presenta due fori del diametro di 3 m, questi fori già descritti in precedenza consentono il passaggio delle due antenne di valle.



*Figura 4.9 Modello dell'impalcato compreso di soletta*

#### *4.2.2 Piloni e trave di collegamento*

Una volta modellato l'impalcato sono stati modellati i piloni e le travi di collegamento tra le due antenne.



*Figura 4.10 Modello solido del pilone*

### 4.3 Modello con elementi shell

Una volta completato il modello ad elementi solidi si è passato al modello ad elementi shell. Questo tipo di modellazione utilizza come elementi delle superfici in cui lo spessore diventa una proprietà.

#### 4.3.1 Modellazione delle travi e dei traversi

Il software Spaceclaim su cui è stato creato il modello ad elementi solidi offre la possibilità di un comando “midsurface” tramite il quale l’elemento solido viene convertito in una superficie, un elemento shell, e ad esso viene attribuito lo spessore dell’elemento solido di partenza.

Una particolare attenzione è stata rivolta alle piattabande delle travi longitudinali che non hanno spessore costante ma variabile lungo lo sviluppo longitudinale della trave. L’allineamento delle piattabande è stato ottenuto tramite il comando “offset”.

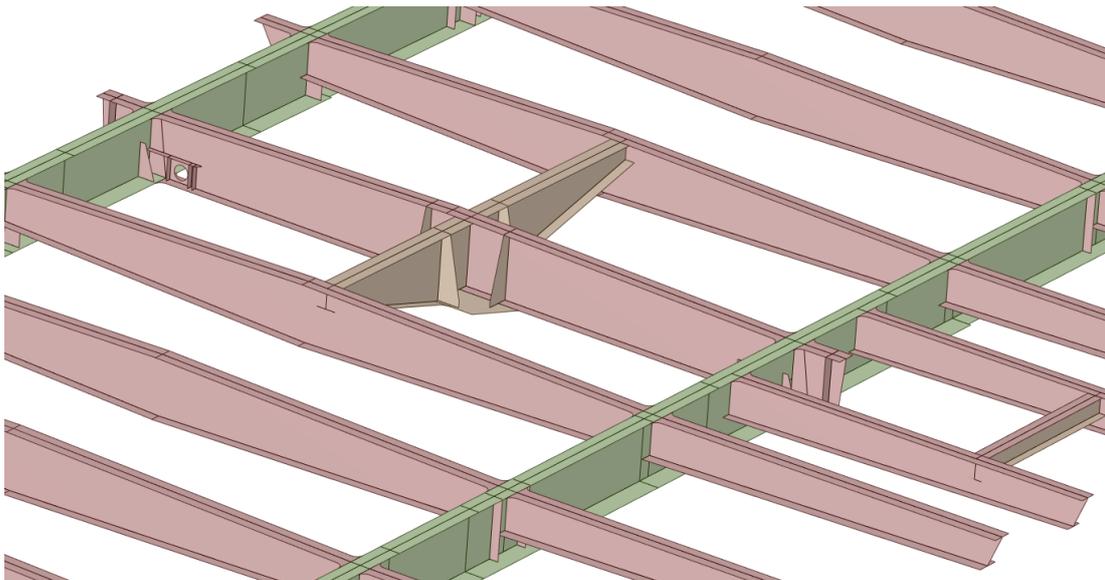


Figura 4.11 Modello ad elementi shell di travi e traversi

#### 4.3.2 Modellazione piloni, travi di collegamento e stralli

Dopo aver modellato con elementi shell il reticolo di travi e traversi che formano l’impalcato la stessa operazione è stata fatta per i piloni.

Come le travi longitudinali anche i piloni hanno una sezione a spessore variabile, per questo è servita particolare accuratezza nell'allineare tutte le sezioni che formano le antenne rispetto alla superficie esterna, perché la variazione di diametro avviene all'interno.

Un altro dettaglio della modellazione è quello del riempimento di calcestruzzo dei primi 16 m dei piloni. Il riempimento è stato modellato sempre con un elemento shell ed è stato poi vincolato alla sezione in acciaio del pilone tramite una connessione chiamata "bonded". Questa connessione assicura una perfetta aderenza tra i due materiali e l'assenza di scorrimenti relativi o distacchi.

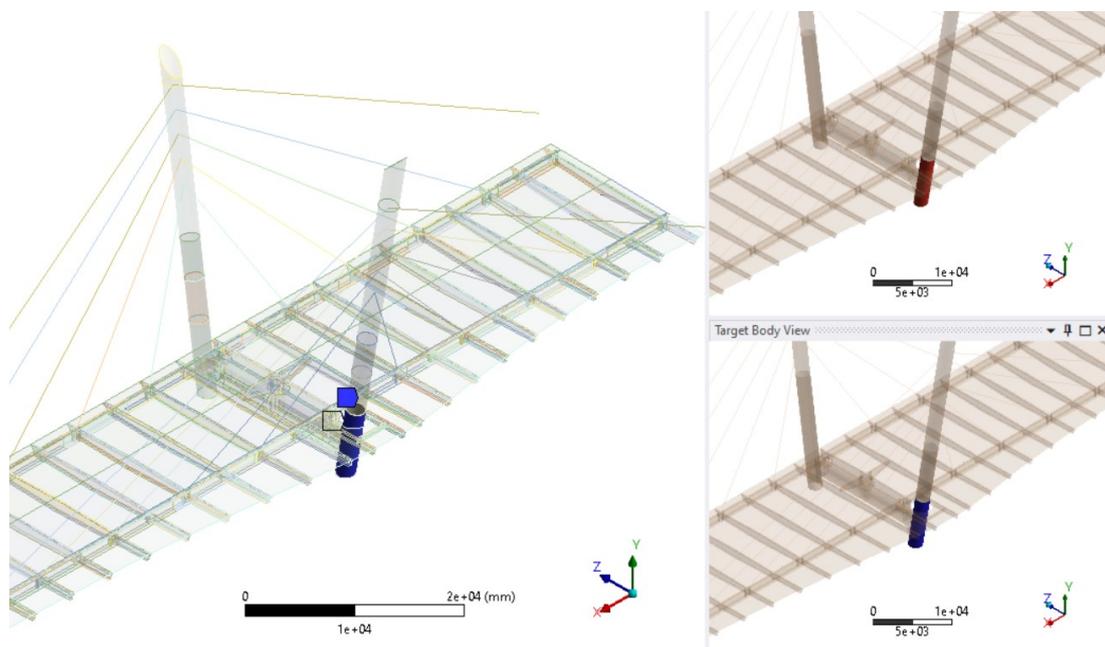


Figura 4.12 Connessione "bonded" tra sezione in acciaio e riempimento in cls

La trave di collegamento è stata modellata allo stesso modo delle travi longitudinali e dei trasversi, anch'essa presenta delle variazioni di spessore lungo il suo asse. Gli isolatori elastomerici e gli appoggi a carico negativo sono stati modellati in questa fase come elementi beam.

Anche gli stralli sono stati modellati come elementi beam; in base al numero di trefoli che compone lo strallo è stata assegnata una diversa sezione all'elemento beam. Inoltre, il vincolo che lega gli stralli e alle antenne è stato rilasciato nei confronti del momento, in modo da simulare il reale comportamento dei cavi.

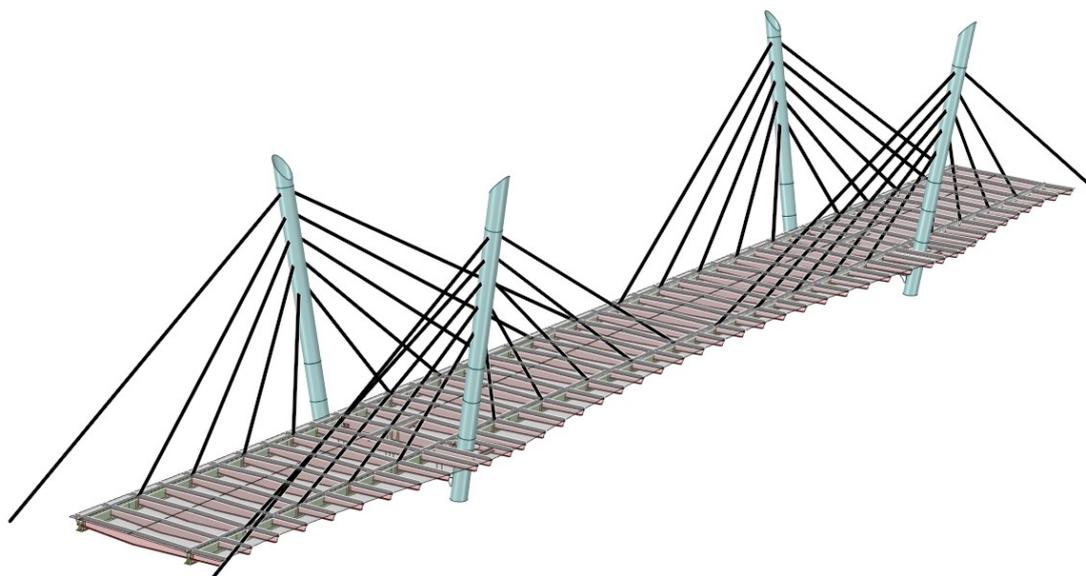


Figura 4.13 Modello ad elementi shell

#### 4.4 Model updating

In una seconda fase il modello ha subito delle modifiche e degli aggiornamenti che vengono trattati nei paragrafi seguenti. Queste modifiche fanno parte del processo che viene definito “model updating”.

##### 4.4.1 Sistema di connessione

La connessione, come descritto in precedenza, è formata da pioli di tipo Nelson saldati sulle travi longitudinali e sui trasversi. Nella modellazione realizzare tutti i pioli avrebbe generato un onere computazionale troppo elevato, è stato deciso quindi di modellare i pioli utilizzando un piolo equivalente, cioè un elemento beam che rappresenta le proprietà e il comportamento di un gruppo di pioli nella loro area di influenza.

In primo luogo, è stato necessario scegliere un modello che rappresentasse il comportamento del singolo piolo, a questo fine è stato scelto il modello di Ollgard [10], che per rappresentare il comportamento del piolo immerso nel calcestruzzo ha elaborato la seguente formula sperimentale:

$$Q = Q_u(1 - e^{-\beta\delta})^\alpha$$

Dove con

$Q_u$  = carico limite a rottura della connessione

$\alpha$  = 0,558

$\beta$  = 1

Il carico limite della connessione viene calcolato con le formule indicate dalla normativa, ovvero

$$Q_u = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$$

Dove

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

Con

$$\alpha = 0,2 \left( 1 + \frac{h_{sc}}{d} \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$\gamma_v = 1,25$$

Come spostamento ultimo invece viene assunto il valore pari a 6 mm, fornito dall'EC4; tale valore rappresenta il minimo valore di scorrimento per la quale un connettore può essere considerato duttile.

Tabella 4 Valori caratteristici dei pioli

<b>CONNETTORI</b>	
$\emptyset$ [mm]	$h_{sc}$ [mm]
19	180
<b>CARATTERISTICHE MATERIALI</b>	
Connessione	Calcestruzzo
$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
450	25
$\gamma_v$	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1,25	30500

RESISTENZA CONNESSIONE	
$P_{Rd,a}$ [kN]	$P_{Rd,c}$ [kN]
81,66	73,13

$Q_u$ [kN]	73,1
$\delta_u$ [mm]	6
alfa [ $\alpha$ ] =	0,558
beta [ $\beta$ ] =	1

È stato così costruito il diagramma di carico-spostamento del singolo piolo della connessione.

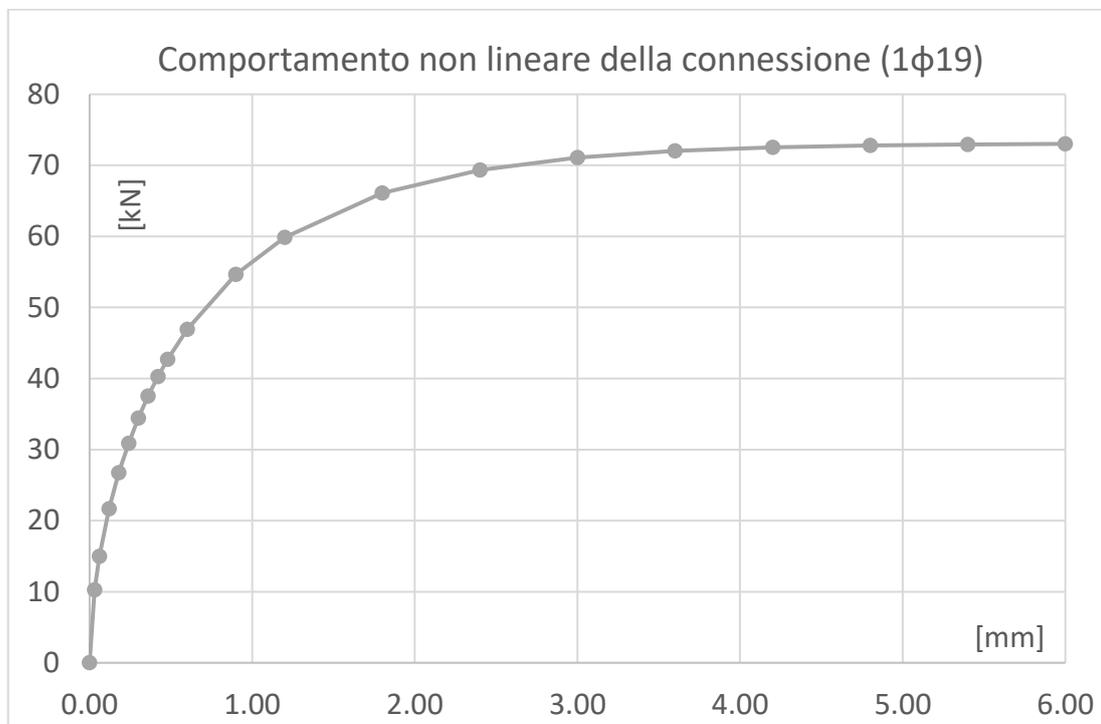


Figura 4.14 Comportamento non lineare della connessione secondo il modello di Ollgard

Il comportamento ottenuto dal modello di Ollgard è un comportamento non lineare che viene poi bilinearizzato. Come rigidezza si sceglie quella ottenuta dalla retta passante per l'origine e per il punto con ordinata pari a  $0,4 P_{Rd}$ .

La rigidezza del singolo piolo è quindi pari a:

$$k = 135972 \text{ N/mm}$$

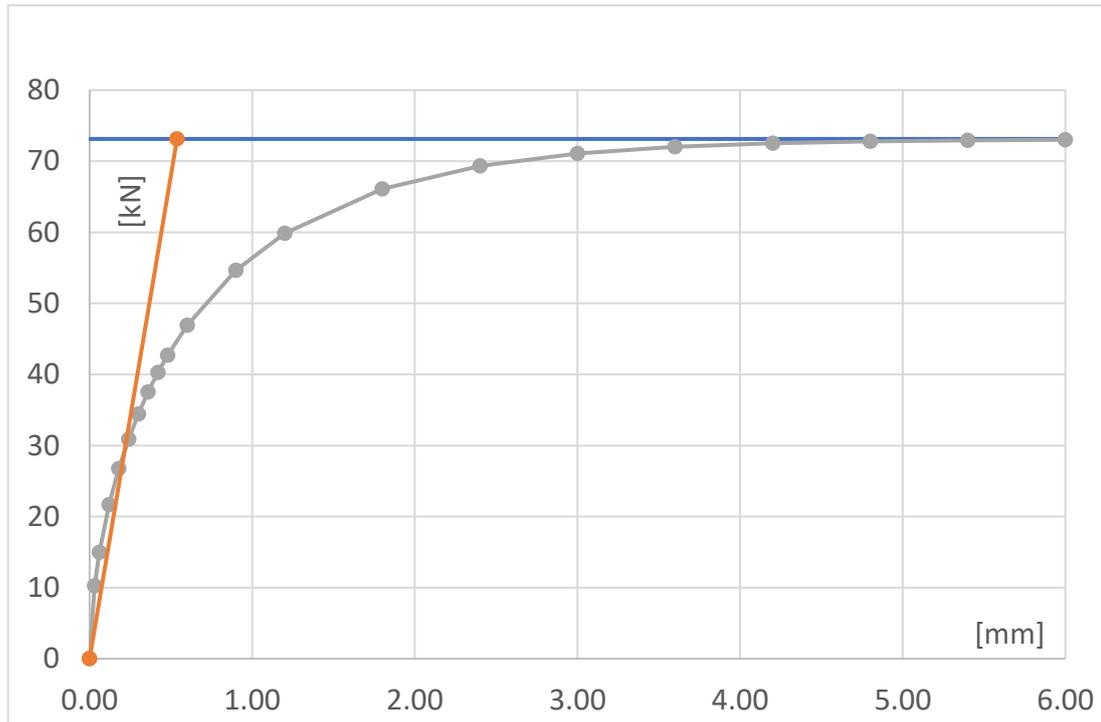


Figura 4.15 Rappresentazione bilineare del comportamento della connessione

Ipotizzando che il piolo sia incastrato da entrambe le estremità, il legame fra taglio e spostamento può essere descritto come di seguito:

$$V = \frac{12EJ}{L^3} \delta$$

Dato che la rigidezza  $k$  è uguale a:

$$k = \frac{V}{\delta}$$

Essendo nota la rigidezza  $k$ , l'altezza  $L$ , il modulo di Young  $E$ , possiamo quindi ottenere  $J$ , momento di inerzia della sezione:

$$J = \frac{k L^3}{12 E}$$

Dal momento di inerzia, essendo la sezione circolare, in maniera semplice è possibile ottenere il diametro:

$$D = \sqrt[4]{\frac{64 * J}{\pi}}$$

In questo modo variando la sezione del piolo equivalente si può modellare il gruppo di un numero definito di pioli. In tabella vengono indicati i diversi raggi utilizzati nel modello per rappresentare i diversi gruppi di pioli:

Tabella 5 Descrizione dei valori assegnati ai pioli equivalenti

n°pioli	1	2	4	5	6	10	12
L [mm]	125	125	125	125	125	125	125
E [MPa]	2.10E+05						
K [N/mm]	135972	271943.8	543887.6	679859.6	815831.5	1359719	1631663
J [mm <sup>4</sup> ]	105385	210770	421540	526925	632310	1053850	1264620
D [mm]	38.3	45.5	54.1	57.2	59.9	68.1	71.3
r [mm]	19.1	22.8	27.1	28.6	30.0	34.0	35.6

#### 4.4.2 Modulo elastico del calcestruzzo

Il calcestruzzo utilizzato nella costruzione del ponte è di classe C32/40, i suoi parametri caratteristici sono i seguenti:

- Resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale:

$$R_{ck} = 40,00 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media cilindrica a compressione uniassiale:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41,20 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 33,64 \text{ GPa}$$

Bisogna tuttavia considerare che quello fornito dalla norma è un modulo elastico secante, poiché il modello numerico deve ben rappresentare il ponte, appena ultimato e sottoposto alle forzanti ambientali, è opportuno considerare un modulo elastico maggiore che rispecchia meglio il comportamento del calcestruzzo alle bassissime deformazioni. Il modulo elastico è stato quindi incrementato di un 10%.

$$E_c = 33,64 \text{ GPa} \cdot 1.2 = 37 \text{ GPa}$$

Inoltre, se la soletta viene modellata con spessore di 25 cm si sta trascurando la rigidità della pavimentazione. La pavimentazione in conglomerato bituminoso ha uno spessore di 10 cm, per tenere in conto la rigidità offerta da questo materiale senza dover modellare un secondo strato al di sopra della soletta in cls è stata fatta un'omogeneizzazione rispetto al calcestruzzo.

Dapprima è stato individuato il coefficiente di omogeneizzazione n:

	s [m]	E [Mpa]
pavimentazione	0.1	4000
soletta cls	0.25	37000

$$n = \frac{E_{pav}}{E_c} = 0.11$$

Una volta calcolato n è stato calcolato lo spessore della soletta se fosse solo in calcestruzzo:

$$s = n * s_{pav} + s_c = 0.261 \text{ cm}$$

Viene quindi calcolato la rigidità flessionale EJ della sezione in cls con spessore 0.261 cm e dal momento che si è scelto di non aumentare lo spessore, l'incremento di rigidità diviene un incremento di modulo di Young del calcestruzzo:

$$EJ = \frac{b * s^3}{12} * E_c = 54.71 \text{ cm}^4$$

Il modulo di Young del calcestruzzo inserito nel modello è quindi 42000 Mpa.

#### 4.4.3 Carichi permanenti non strutturali

In una prima fase i carichi permanenti non strutturali come la pavimentazione ed i cordoli non erano stati tenuti in conto. Durante il model updating invece è stata fatta un'attenta analisi dei carichi permanenti non strutturali perché per affinare il modello ed avvicinarlo alla realtà è bene che la massa sia quanto più possibile vicina a quella del ponte reale.

I carichi permanenti di cui si è tenuto conto in fase progettuale sono i seguenti:

- Pavimentazione stradale  $22 \times 11,30 \times 0,10 = 24,86 \text{ kNm}^{-1}$
- Pavimentazione ciclo-pedonale =  $0,66 \text{ kNm}^{-1}$
- Cordoli in cls  $2 \times 25 \times 0,75 \times 0,2 = 7,50 \text{ kNm}^{-1}$

- Parapetto =  $0,80 \text{ kNm}^{-1}$
- Parapetti pista ciclo-pedonale  $2 \times 1,2 = 2,40 \text{ kNm}^{-1}$
- Velette laterali  $2 \times 0,4 = 0,80 \text{ kNm}^{-1}$
- Sicurvia  $1,0 \times 2 = 2,00 \text{ kNm}^{-1}$

Per distribuire in modo quanto più preciso questi carichi, la soletta del ponte è stata divisa in tre zone:

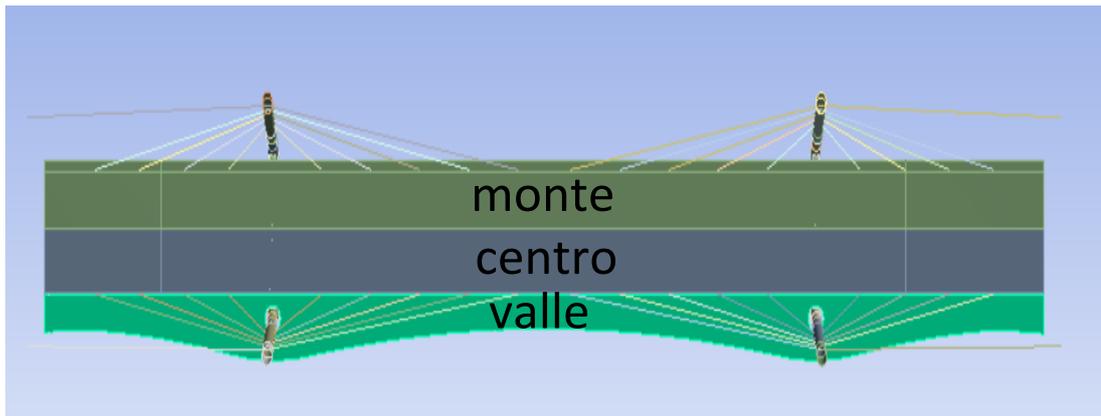


Figura 4.16 Divisione della soletta del ponte

Per ciascuna delle tre zone (monte, centro, valle) sono stati calcolati i carichi permanenti non strutturali presenti ed è stato ottenuto il peso dell'unità di volume da assegnare a quel pezzo di soletta:

Tabella 6 Carichi soletta monte

Soletta monte						
	L	b	h	kN/m	kN/m <sup>3</sup>	kN
soletta	1	7.75	0.25	-	25	48.44
pavimentazione	1	5.25	0.1	-	20	10.50
parapetto	1	-	-	0.8		0.80
sicurvia	1	-	-	1	-	1.00
cordolo	1	0.75	0.2	-	25	3.75
veletta	1	-	-	0.4	-	0.40
totale						64.89

Tabella 7 Carichi soletta centro

Soletta centro						
	L	b	h	kN/m	kN/m <sup>3</sup>	kN
soletta	1	7.65	0.25	-	25	47.81
pavimentazione	1	6.05	0.1	-	20	12.10
sicurvia	1	-	-	1	-	1.00

cordolo	1	0.75	0.2	-	25	3.75
totale						64.66

Tabella 8 Carichi soletta valle

Soletta valle						
	L	b	h	kN/m	kN/m <sup>3</sup>	kN
soletta	1	5.08	0.25	-	25	27
parapetti pista	1	-	-	2.4	-	2
veletta	1	-	-	0.4	-	0
totale						30

Il carico totale di ciascuna zona di soletta è stato poi condensato nello spessore di soletta del solo calcestruzzo, 25 cm, ed ha portato al calcolo dei pesi dell'unità di volume.

Tabella 9 Peso di volume assegnato alle tre aree

	kN/m <sup>3</sup>
Soletta monte	33.49
Soletta centro	33.81
Soletta valle	23.43

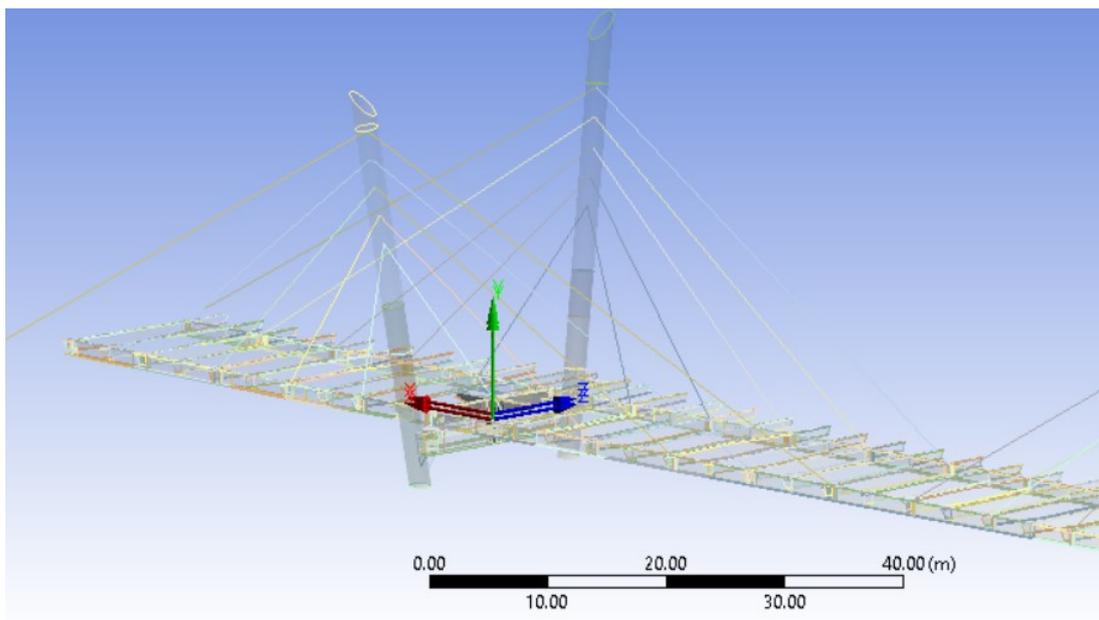
#### 4.4.4 Sistema dei vincoli

Anche i vincoli durante il model updating sono stati parzialmente rivisti e rivalutati. Alla base dei piloni sono stati inseriti degli incastri che nel software ANSYS sono modellati con il comando "fixed support".

Il vincolo tra i 4 stralli più esterni e le due spalle è stato modellato con una cerniera, in grado quindi di ruotare ma assumendo quei punti come fissi, in ANSYS è stato utilizzato il vincolo "simply supported".

Le travi longitudinali sono state vincolate con un "fixed support" alle spalle.

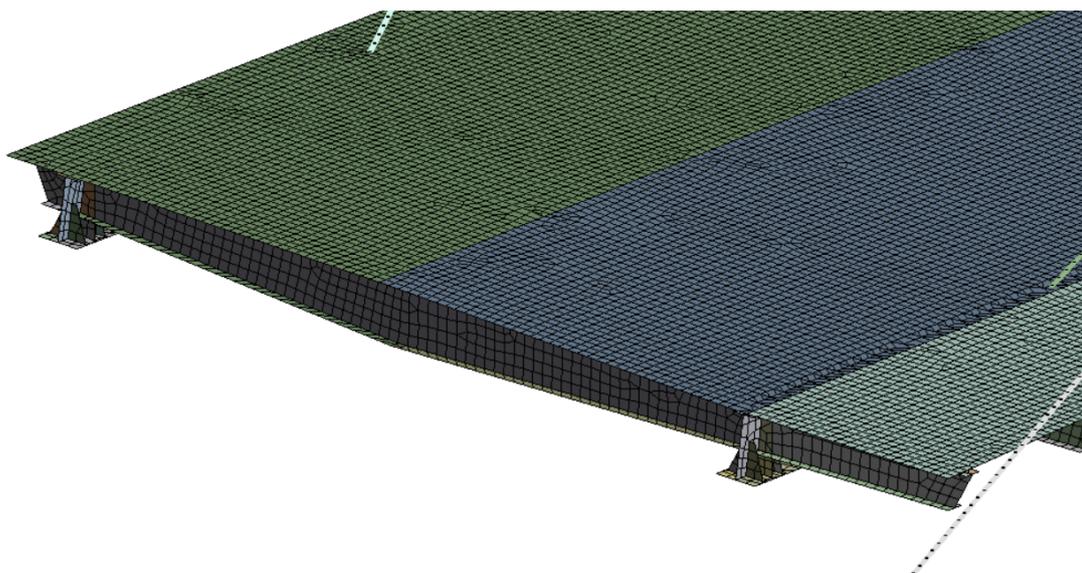
Gli isolatori elastomerici e gli appoggi, dal momento che a bassissime deformazioni quali quelle ambientali risultano molto rigidi, sono stati modellati con il comando "connection-joints-fixed".



*Figura 4.17 Fixed joint*

#### 4.4.5 Mesh

Come ultima fase prima di condurre l'analisi modale anche la mesh ha subito un update. Poiché il modello era estremamente pesante a causa della mesh fatta con passo 20 cm è stato deciso di ingrandire il passo della mesh per diminuire l'onere computazionale e velocizzare le analisi. La mesh è stata raffittita in prossimità della connessione trave-soletta.



*Figura 4.18 Mesh prima del model updating*

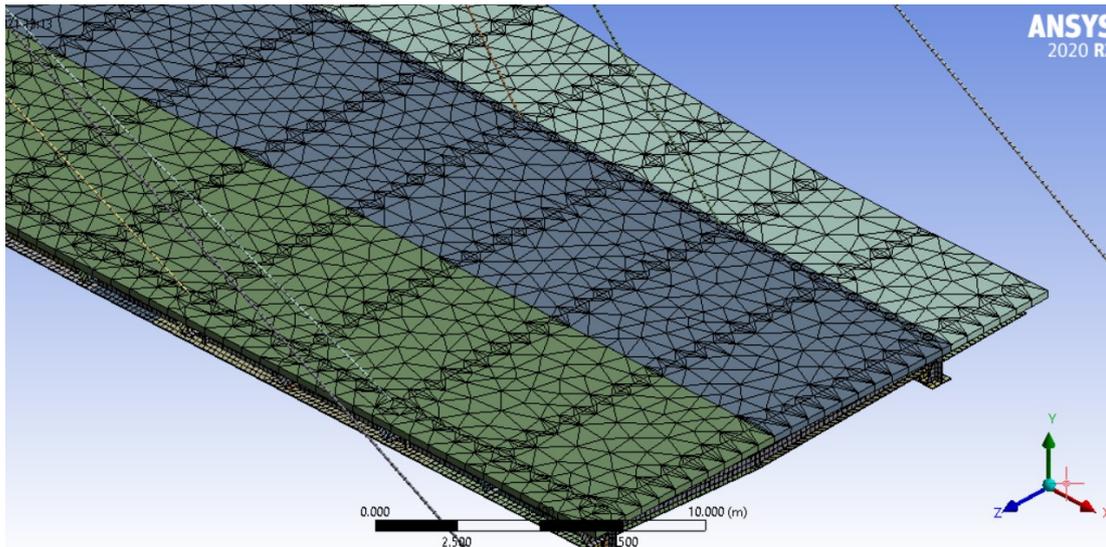


Figura 4.19 Mesh dopo il model updating

#### 4.5 Analisi modale

Una volta terminato il processo di model updating, è stata svolta l'analisi modale del modello da cui sono state ottenute le frequenze proprie e i modi di vibrare del ponte. Nel seguito vengono riportati i primi cinque modi di vibrare ottenuti dall'analisi.

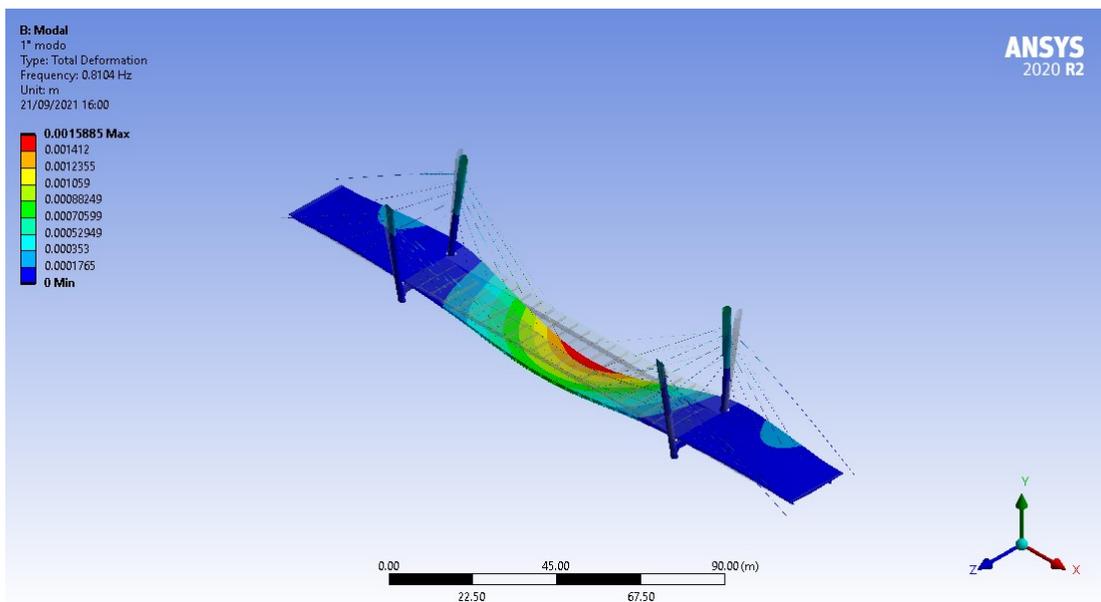


Figura 4.20 Primo modo di vibrare (modello FE)

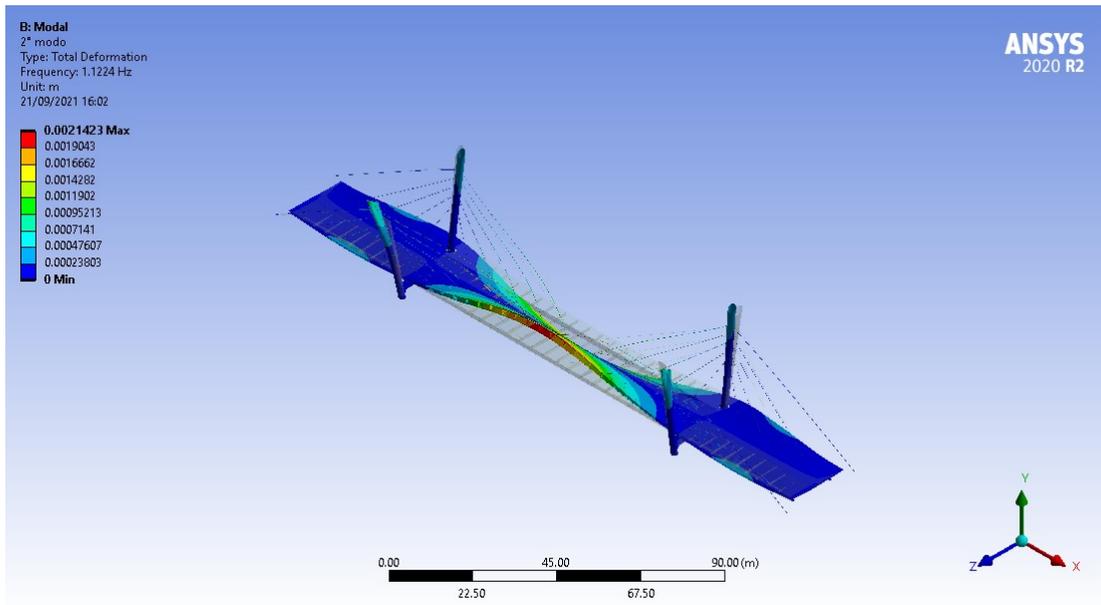


Figura 4.21 Secondo modo di vibrare (modello FE)

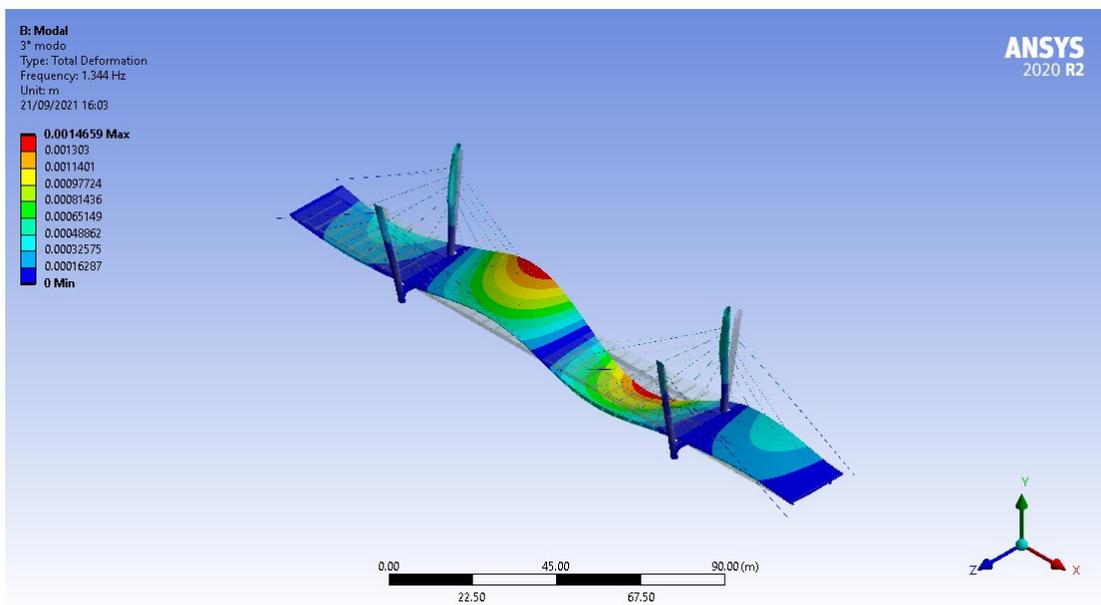


Figura 4.22 Terzo modo di vibrare (modello FE)

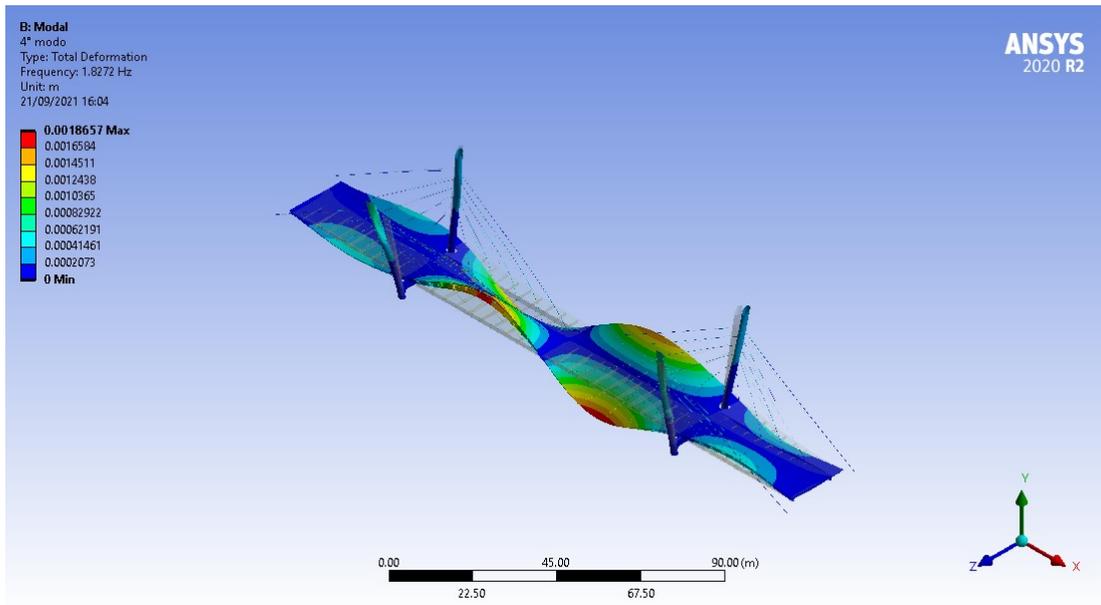


Figura 4.23 Quarto modo di vibrare (modello FE)

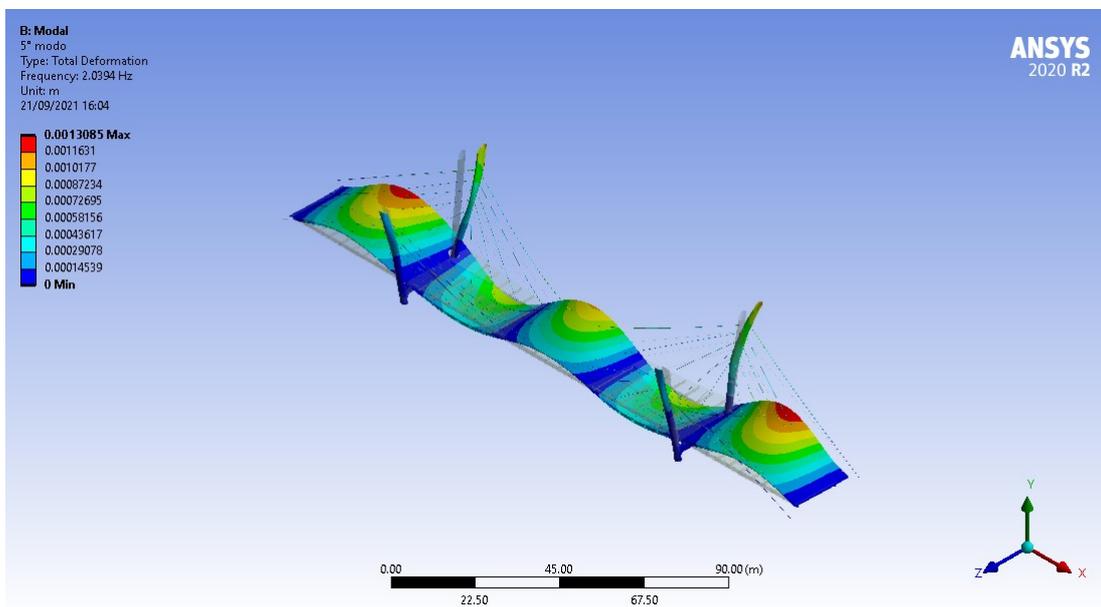


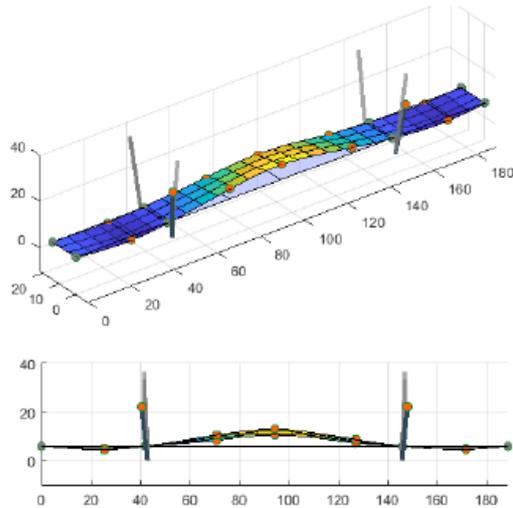
Figura 4.24 Quinto modo di vibrare (modello FE)

### 4.5.1 Confronto dei risultati

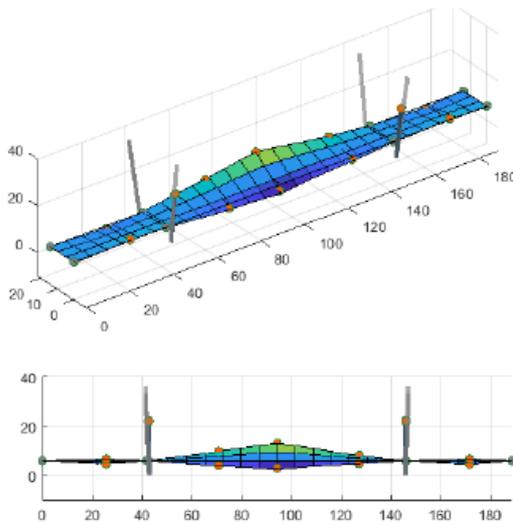
I cinque modi estratti dal modello agli elementi finiti sono stati poi confrontati con i modi individuati mediante il collaudo dinamico. I primi cinque modi, tre flessionali e due torsionali, hanno una corrispondenza molto buona tra modello numerico e misure sperimentali.

#### MODI SPERIMENTALI

**1° modo:**  $f = 0,85$  Hz

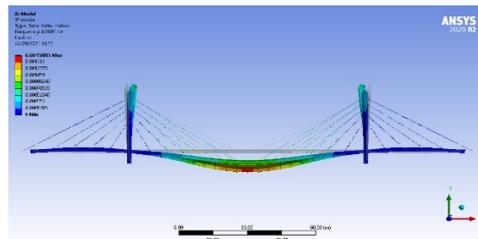
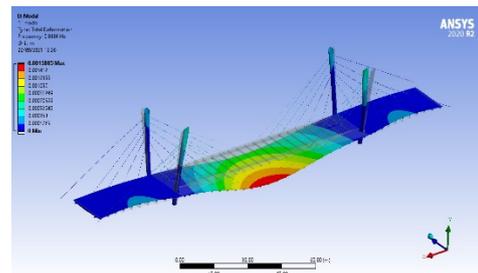


**2° modo:**  $f = 1,15$  Hz

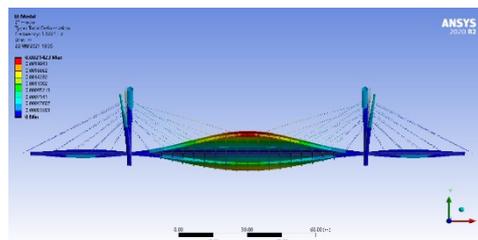
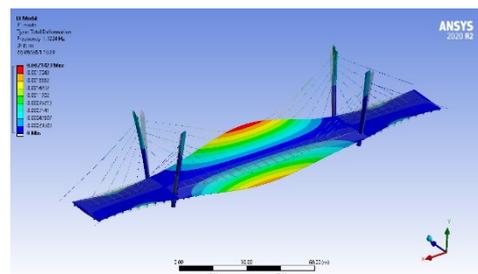


#### MODELLO NUMERICO

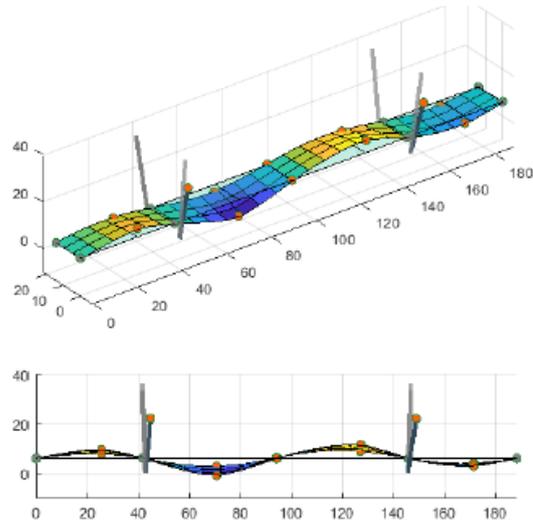
**1° modo:**  $f = 0,810$  Hz



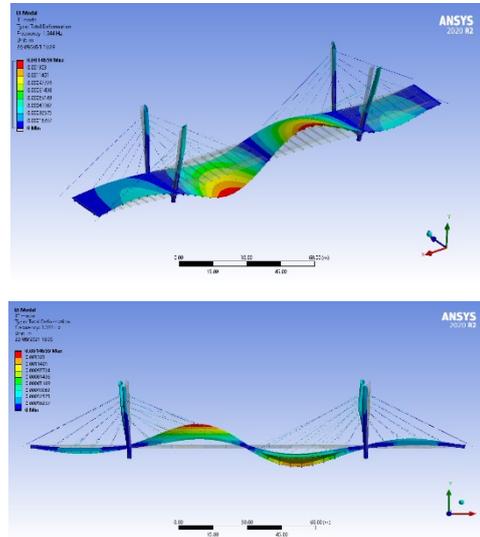
**2° modo:**  $f = 1,122$  Hz



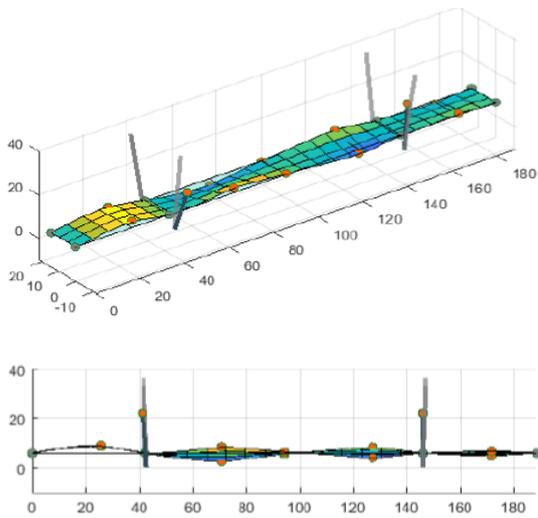
3° modo:  $f = 1,31$  Hz



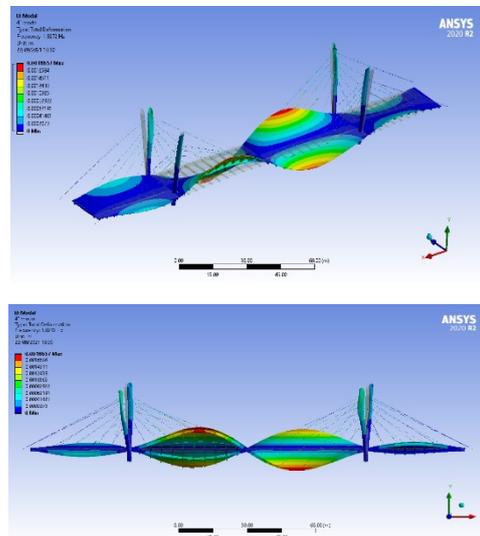
3° modo:  $f = 1,344$  Hz



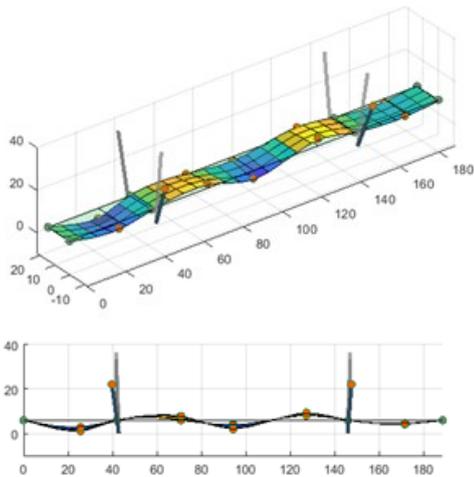
4° modo:  $f = 1,77$  Hz



4° modo:  $f = 1,827$  Hz



5° modo: f = 2.03 Hz



5° modo: f = 2.039 Hz

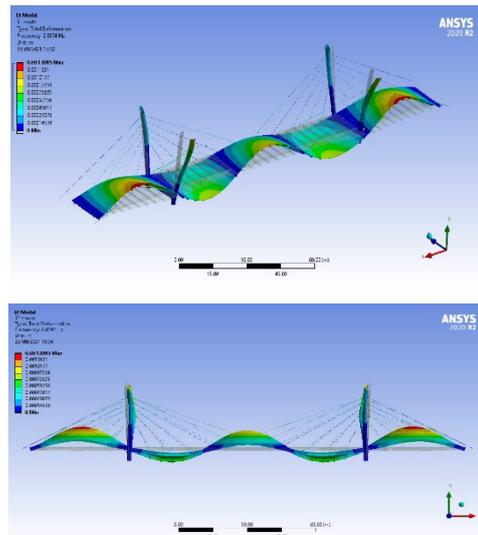


Figura 4.25 Confronto fra le forme modali ottenute dai dati sperimentali e dal modello numerico

In termini di frequenza c'è un buon accordo tra il modello e le frequenze sperimentali.

Tabella 10 Confronto tra le frequenze sperimentali e numeriche

Modello sperimentale		Modello numerico		Errore	
	Hz		Hz	Hz	%
1° modo	0.8544	1° modo	0.8104	0.0440	5.15
2° modo	1.1495	2° modo	1.1224	0.0271	2.36
3° modo	1.3149	3° modo	1.3440	-0.0291	-2.21
4° modo	1.7631	4° modo	1.8272	-0.0641	-3.64
5° modo	2.0353	5° modo	2.0394	-0.0041	-0.20

Per valutare la somiglianza o meno tra due forme modali, numeriche e sperimentali, è stato utilizzato il metodo MAC (Modal Assurance Criterion), che consiste nel prodotto scalare normalizzato tra i vettori di due forme modali:

$$MAC_{i,j} = \frac{|\phi_i^T \phi_j|^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_j^T \phi_j)} \leq 1$$

Come risultato si ottiene la matrice MAC, la soluzione ottimale è avere tutti 1 sulla diagonale e valori vicini allo zero fuori dalla diagonale, ciò significa che c'è una perfetta coincidenza tra i modi sperimentali e quelli numerici.

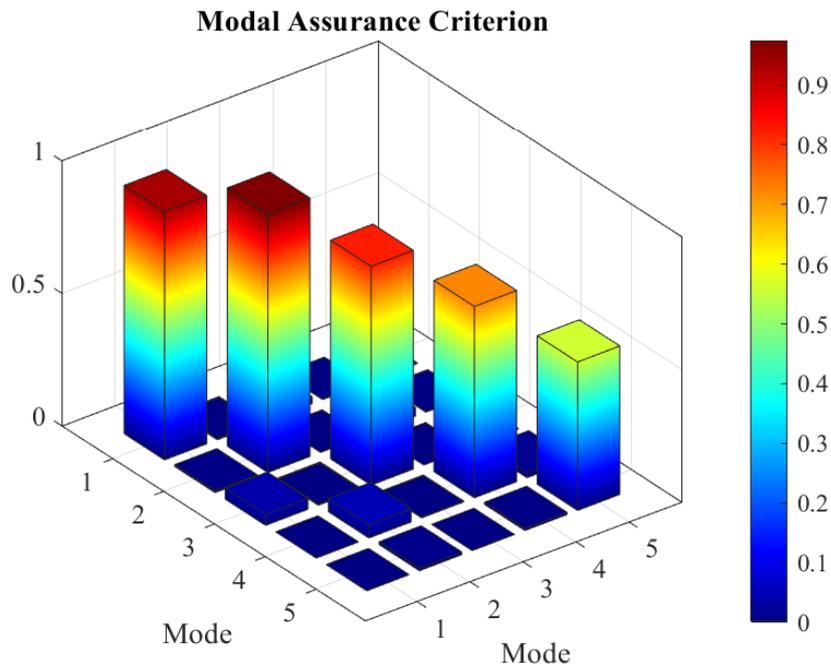


Figura 4.26 MAC 3D

Il risultato ottenuto dalla MAC è positivo. I primi due modi hanno una MAC superiore a 0.9, il terzo di 0.82, il quarto 0.72 ed il quinto di 0.56. I valori fuori dalla diagonale sono nulli, ciò indica che i modi confrontati sono fra loro ortogonali.

# Capitolo 5

## OPTIMAL SENSOR PLACEMENT

### 5.1 Introduzione

L'Optimal Sensor Placement (OSP), in italiano posizionamento ottimale dei sensori, è una delle problematiche da affrontare per la progettazione di un corretto Structural Health Monitoring System. Come descritto nel Capitolo 2, negli anni sono stati sviluppati diversi metodi ed algoritmi per affrontare e risolvere l'OSP.

Nel seguito viene trattato l'Optimal Sensor Placement che è stato condotto per la progettazione del sistema di monitoraggio di lungo periodo del Ponte Filomena delli Castelli. Come tecnica di OSP è stata utilizzato il metodo Effective Independence proposto da D.C.Kammer.

### 5.2 Effective Independence method

Il metodo Effective Independence è stato proposto per la prima volta da D.C.Kammer nel 1991 [11].

Il metodo è stato presentato per la selezione di un set di posizioni di sensori da un gruppo più ampio di possibili posizioni al fine di identificare i modi di vibrare di una struttura in orbita. Quello del posizionamento dei sensori su una struttura in orbita era un problema chiave poiché per il peso e per il costo di ciascun sensore l'ideale era posizionarne il minor numero possibile.

L'obiettivo di Kammer era quello di validare un modello agli elementi finiti della struttura in orbita tramite le misure ottenute dai sensori. I sensori devono essere quindi posizionati in modo da raccogliere dati come i modi di vibrare e le frequenze proprie durante i test dinamici nello spazio, questi dati sono poi confrontati col FEM in modo da renderlo più vicino al comportamento dinamico della struttura reale.

A differenza di altri metodi, come gli algoritmi genetici, il metodo dell'Effective Independence non fa affidamento su tecniche di ricerca computazionale intensive. Il metodo è basato sulla scelta di quelli che vengono definiti “modi target” che vengono utilizzati per l'identificazione dinamica. Si sceglie quindi un set di possibili posizioni dei sensori che vengono poi classificate in base a quanto contribuiscono all'indipendenza lineare dei vari modi di vibrare. Le posizioni che non contribuiscono vengono scartate. Il metodo proposto da Kammer è un metodo iterativo, il gruppo di candidate posizioni rapidamente viene ridotto al numero di sensori disponibili.

Nel seguito viene presentata la formulazione teorica dell'Effective Independence Method di Kammer. Inizialmente, bisogna selezionare un set di candidate posizioni che deve essere abbastanza ampio da includere tutti i modi target che si vuole identificare. Nel caso studio Kammer ha selezionato il set delle candidate posizioni in base alla distribuzione di energia cinetica modale che dà una misura del contributo dinamico di ciascun grado di libertà del FEM a ciascun modo di vibrare. La distribuzione di energia è calcolata come:

$$KE_{in} = \Phi_{in} \sum_j M_{ij} \Phi_{jn}$$

Dove  $KE_{in}$  è l'energia cinetica associata con l'i-esimo grado di libertà dell'n-esimo modo,  $\phi_{in}$  è l'i-esimo coefficiente dell'n-esimo modo di vibrare,  $M_{ij}$  è il termine all'i-esima riga e j-esima colonna della matrice delle masse del FEM,  $\phi_{jn}$  è l'j-esimo coefficiente dell'n-esimo modo di vibrare. Le candidate posizioni devono avere un valore sufficiente di energia cinetica per ciascun modo target, ad esempio 40-50%.

L'indipendenza spaziale tra le forme modali implica che ad ogni istante, se l'output del sensore è dato da:

$$u_s = \Phi_s q$$

Allora il sensore può essere campionato e una stima per gli stati target può essere calcolata utilizzando:

$$\hat{q} = [\Phi_s^T \Phi_s]^{-1} \Phi_s^T u_s$$

Dove  $u_s$  è l'output dei sensori,  $\phi_s$  è la matrice modale del FEM partizionata con le candidate posizioni,  $q$  è il vettore delle coordinate modali.

Se il set dei candidati sensori contiene  $s$  posizioni, ma le risorse disponibili limitano il numero di sensori ad  $m < s$ , il problema è quello di posizionare  $m$  sensori all'interno delle  $s$  posizioni mantenendo il più possibile delle informazioni. La miglior stima implica che la matrice di covarianza dell'errore stimato sia minima.

Seguendo uno sviluppo proposto da Udwadia e Garba [12] l'output dei sensori viene scritto come:

$$u_s = H(q) + N = \Phi_s q + N$$

Dove  $H$  rappresenta il processo di misura ed  $N$  il rumore. Per una stima efficiente senza errore, la matrice di covarianza dell'errore stimato è data da:

$$P = E[(q - \hat{q})(q - \hat{q})^T] = \left[ \left( \frac{\partial H}{\partial q} \right)^T [\Psi_0^2]^{-1} \left( \frac{\partial H}{\partial q} \right) \right]^{-1}$$

Dove  $E$  è il valore atteso. Inoltre, dato:

$$H(q) = \Phi_s q$$

La matrice di covarianza diventa:

$$P = [\Phi_s^T (\Psi_0^2)^{-1} \Phi_s]^{-1} = Q^{-1}$$

In cui  $Q$  è la matrice di informazione di Fisher. Massimizzare  $Q$  porta a minimizzare la matrice di covarianza e quindi ad una migliore stima di  $\hat{q}$ . Per semplificare l'analisi si assume che la misura del rumore non è correlata e possiede identiche proprietà statistiche per ciascun sensore. La Matrice di Informazione di Fisher può essere espressa come:

$$Q = \frac{1}{\Psi_0^2} \Phi_s^T \Phi_s = \frac{1}{\Psi_0} A_0$$

In termini di contributo di ogni grado di libertà,  $A_0$  può essere scritta come:

$$A_0 = \sum_{i=1}^s \Phi_s^{iT} \Phi_s^i = \sum_{i=1}^s A^i$$

Dove  $\Phi_s^i$  è la  $i$ -esima riga della matrice modale  $\Phi_s$  partizionata corrispondente all' $i$ -esima posizione di un sensore. L'equazione mostra come aggiungendo o sottraendo un grado di libertà dal set delle candidate posizioni dei sensori si tolgono o si aggiungono informazioni alla matrice di Fisher. Dal gruppo di candidate posizioni possono essere eliminate tutte le posizioni che non contribuiscono significativamente all'indipendenza dell'informazione riguardo ai modi target.

L'analisi inizia risolvendo il problema agli autovalori:

$$[A_0 - \lambda I]\Psi = 0$$

Le  $k$  colonne di  $\Phi_s$  che corrispondono ai modi target sono assunte linearmente indipendenti per il set iniziale di candidate posizioni dei sensori. Questo significa che  $A_0$  è una matrice  $k \times k$ , definita positiva e simmetrica. Gli autovalori di  $A_0$  sono quindi reali e positivi e gli autovettori  $\Psi$  sono ortonormali, ottenuti dalle relazioni:

$$\Psi^T A_0 \Psi = \lambda$$

$$\Psi^T \Psi = I$$

Poiché i vettori  $\Psi$  sono ortogonali, rappresentano  $k$  direzioni in uno spazio di dimensione  $k$ , che viene definito spazio di identificazione assoluta. Facendo il prodotto:

$$G = [\Phi_s \Psi] \otimes [\Phi_s \Psi]$$

Dove il simbolo  $\otimes$  rappresenta la moltiplicazione termine per termine tra matrici, il risultato è la matrice  $G$  che in ogni riga contiene il quadrato delle componenti di ciascuna riga di  $\Phi_s$  in termini del sistema di coordinate definito dalle colonne di  $\Psi$ . Ogni colonna di  $G$  somma i corrispondenti autovalori di  $A_0$ . Quindi l' $i$ -esimo termine all'interno di una colonna rappresenta il contributo del sensore all' $i$ -esima posizione all'autovalore associato. Se  $G$  viene post-moltiplicata per l'inversa della matrice degli autovalori  $\lambda$ :

$$F_E = [\Phi_s \Psi] \otimes [\Phi_s \Psi] \lambda^{-1}$$

Ogni direzione dello spazio di identificazione assoluta ora ha la stessa importanza. Il termine  $i$ -esimo della  $j$ -esima colonna della matrice  $F_E$  ( $s \times k$ ) rappresenta il contributo dell' $i$ -esimo sensore al  $j$ -esimo autovalore. Sommando i termini in ogni riga di  $F_E$  si ottiene:

$$E_D = \left[ \sum_{j=1}^k F_{E1j} : \sum_{j=1}^k F_{E2j} : \dots : \sum_{j=1}^k F_{ESj} \right]^T$$

In cui  $F_{Eij}$  rappresenta il  $j$ -esimo termine della  $i$ -esima riga della matrice  $F_E$ . Il vettore  $E_D$  rappresenta la distribuzione di "Effective Independence" di un set di candidate posizioni, l' $i$ -esimo termine di  $E_D$  rappresenta il contributo del sensore nella posizione  $i$ -esima all'indipendenza lineare dei modi.

Ad esempio, un vettore di "Effective Independence" descritto come:

$$E_D = \begin{bmatrix} 1.0 \\ 0.5 \\ 0.5 \end{bmatrix}$$

Indica che il sensore posizionato in 1 è vitale per l'indipendenza lineare e l'identificazione dei modi di vibrare, mentre i sensori in 2 e in 3 sono di uguale importanza ed uno dei due può essere eliminato senza avere conseguenze sull'indipendenza dei modi. Il vettore  $E_D$  offre quindi una valutazione delle varie posizioni in base alla loro importanza per l'identificazione e la correlazione dei modi target.

$$0 \leq E_{Di} \leq 1$$

Se  $E_{Di}$  è uguale a 0 significa che il sensore in quella posizione non contribuisce, se  $E_{Di}$  è pari ad 1 vuol dire che quella posizione va mantenuta nella configurazione finale dei sensori. In maniera iterativa le diverse posizioni dei sensori vengono classificate, quelle che non contribuiscono vengono identificate ed eliminate. Utilizzando questo approccio si arriva alla configurazione finale del numero prestabilito di sensori. È importante notare che il valore di "Effective Independence" di ogni sensore cambia ogni qual volta c'è un'eliminazione di un sensore ed una nuova iterazione tale che la somma delle componenti del vettore  $E_D$  è sempre pari a  $k$  numero di modi target. La singola posizione diventa più o meno importante nel corso delle iterazioni. La migliore approssimazione della configurazione ottimale viene raggiunta eliminando una posizione alla volta.

### 5.3 Applicazione del metodo EI

Come già scritto, il sistema di monitoraggio della salute strutturale del Ponte Filomena Delli Castelli è stato progettato tenendo conto dell'Optimal Sensor Placement, in particolar modo è stato utilizzato il metodo "Effective Independence", descritto in precedenza.

La prima fase della progettazione consiste nella scelta dei modi target da identificare e monitorare. Questa scelta ha importanza perché i modi che vengono selezionati condizionano la matrice modale  $\phi$  alla base del metodo di Kammer e di conseguenza il risultato finale. A differenza di Kammer, che proponeva una scelta basata sulla distribuzione di energia cinetica, è stato deciso di selezionare e monitorare i primi 5

modi di vibrare del ponte. La scelta è giustificata dal fatto che i primi modi di vibrare sono i più importanti perché possiedono maggiore massa partecipante.

Modi target		
n°	f [Hz]	
1°	0.8104	1° Flessionale
2°	1.1224	1° Torsionale
3°	1.344	2° Flessionale
4°	1.8272	2° Torsionale
5°	2.0394	1° Flessionale

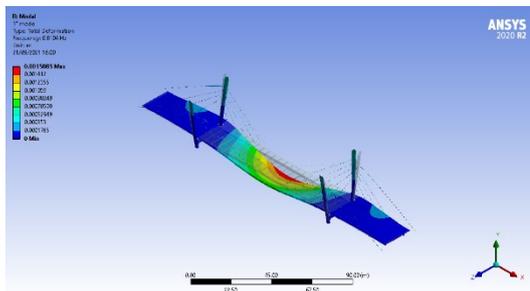


Figura 5.1 1° modo (FEM)

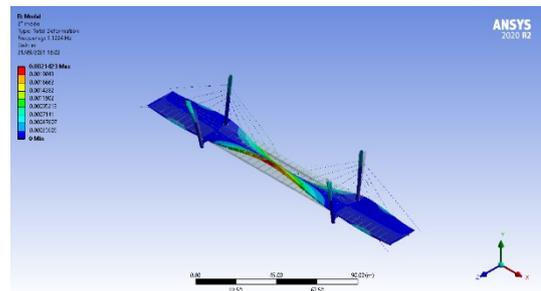


Figura 5.2 2° modo (FEM)

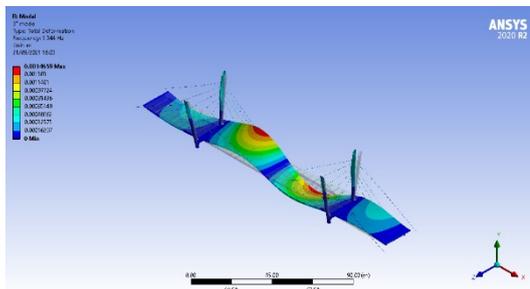


Figura 5.3 3° modo (FEM)

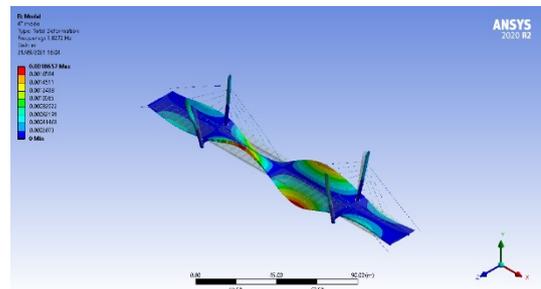


Figura 5.4 4° modo (FEM)

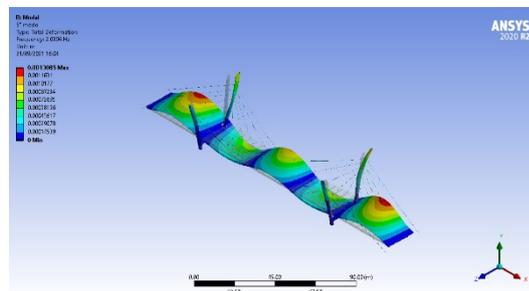


Figura 5.5 5° modo (FEM)

Successivamente, dopo aver selezionato i modi target, occorre individuare quali sono i gradi di libertà da utilizzare come gruppo delle possibili posizioni in cui installare i sensori. Il FEM, realizzato in ANSYS, possiede 120.323 nodi, potenzialmente potrebbe essere tutti possibili punti da monitorare. Una prima selezione viene fatta per semplificare le operazioni di installazione, si scelgono gli 86 punti d'intersezione dei traversi con le due travi longitudinali. I punti sono stati classificati con una sigla alfa-numerica:

- V per i punti lato valle, M per i punti lato monte
- Numerazione in ordine crescente partendo dalla spalla lato sud

In Appendice viene riportato l'elenco dei punti con nome, numero del nodo e le coordinate estratte del modello agli elementi finiti, mentre in Figura 5.6 è stato rappresentato il posizionamento in pianta degli 86 punti selezionati come "candidate set". Data la simmetria del ponte rispetto alla mezzeria è stato deciso di monitorare soltanto metà impalcato, è stato scelto il lato sud. Di conseguenza vengono eliminate le posizioni che vanno da V23 a V43 e da M23 a M43, restano 44 posizioni su cui viene applicato il metodo iterativo dell'Effective Independence.

L'algoritmo proposto da Kammer è stato implementato nel software MATLAB; dato che si vogliono monitorare ed identificare i primi cinque modi, il numero minimo di punti in cui installare un sensore, secondo il metodo dell'Effective Independence, è cinque. Partendo quindi da 44 possibili posizioni ad ogni iterazione viene eliminata la posizione che contribuisce meno all'Effective Independence del sistema, vale a dire la posizione che possiede il coefficiente  $E_D$  minore. Le iterazioni terminano quando restano soltanto 5 posizioni, che possiedono  $E_D=1$ , sono quindi vitali all'Effective Independence e non sono possono essere eliminate.

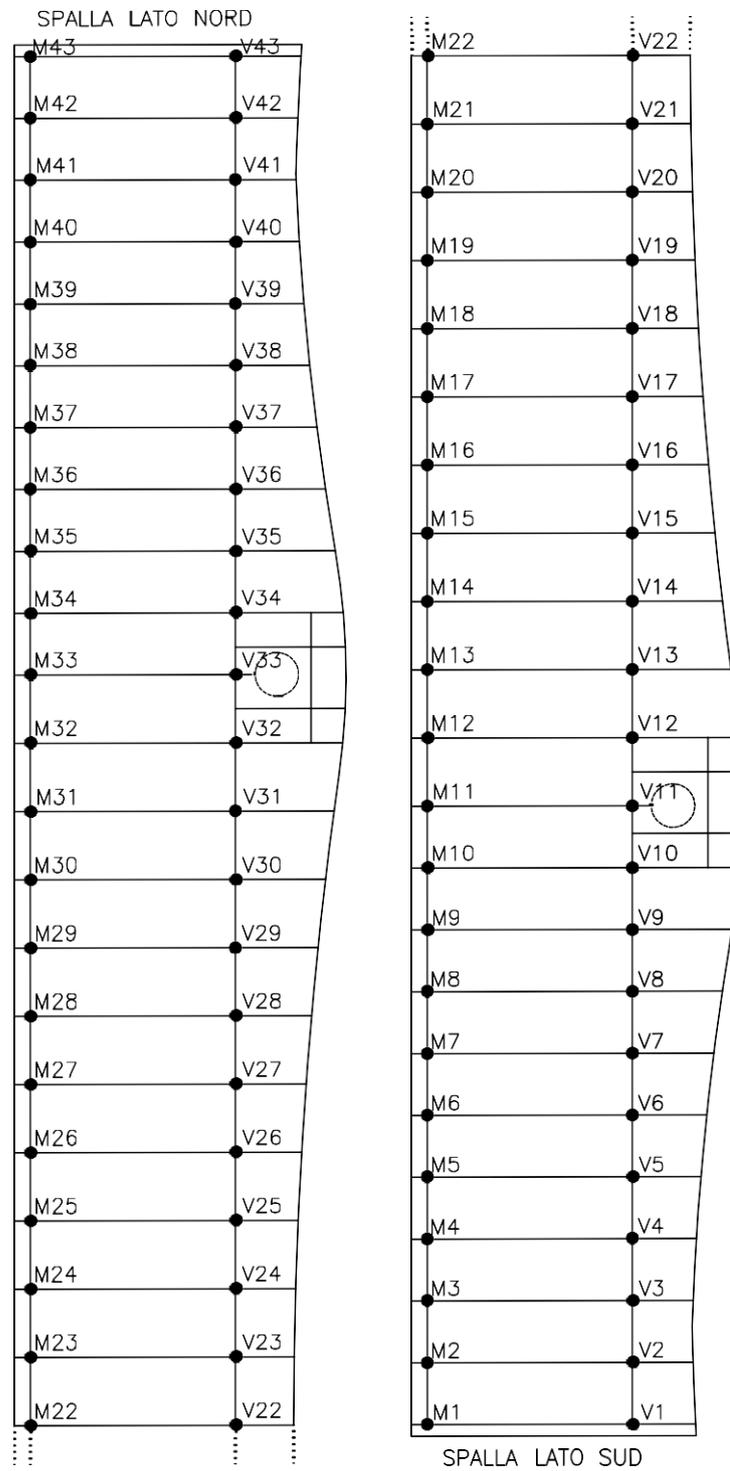
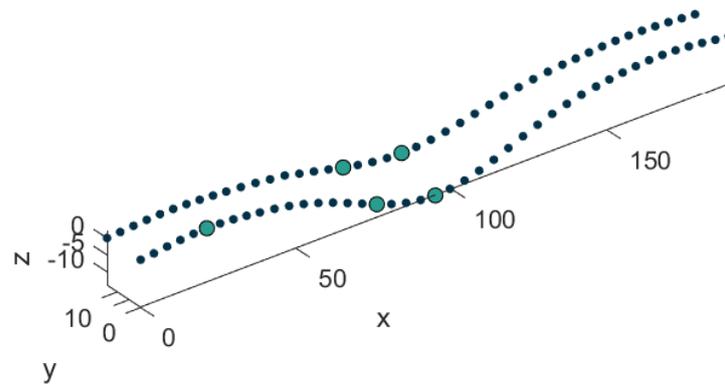


Figura 5.6 Vista in pianta dell'impalcato del ponte con gli 86 punti selezionati

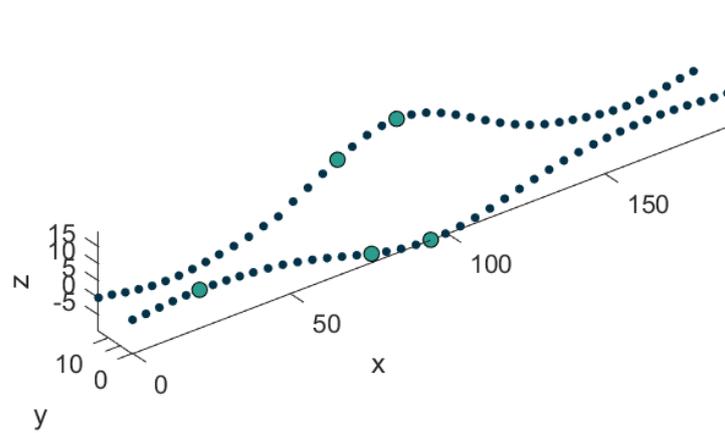
Vengono riportati di seguito i risultati estratti dal metodo di Kammer in MATLAB:

**0.8104**



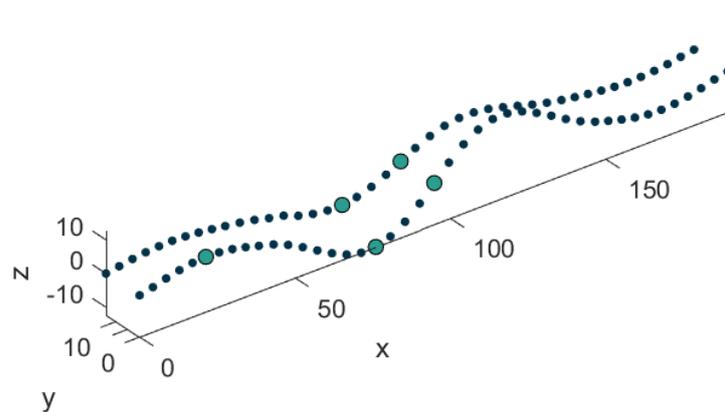
*Figura 5.7 1° modo*

**1.1224**



*Figura 5.8 2° modo*

**1.344**



*Figura 5.9 3° modo*

1.8272

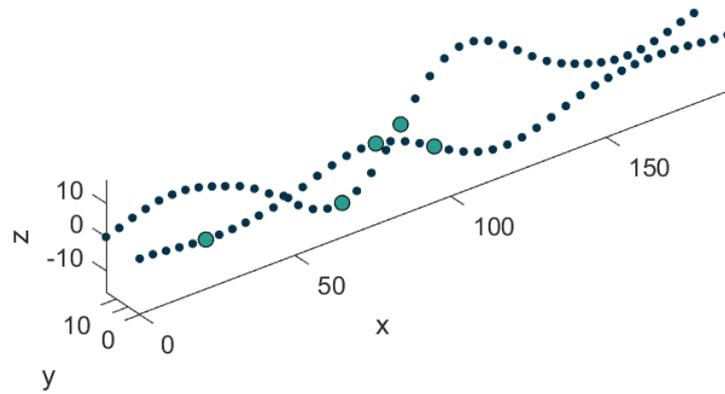


Figura 5.10 4° modo

2.0394

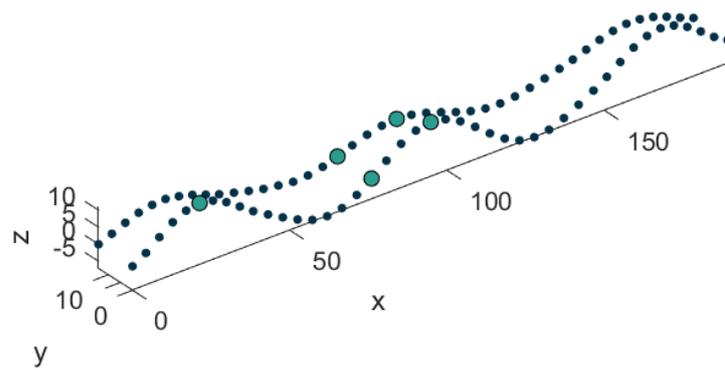


Figura 5.11 5° modo

I punti scelti dall'algoritmo come punti di monitoraggio sono:

V6
V18
V22
M18
M22

Sono stati quindi selezionati tre punti nel lato di valle e due nel lato di monte, tra cui i due punti in mezzeria. Le posizioni ottenute sono state rappresentate in rosso nella vista in pianta dell'impalcato in Figura 5.12.

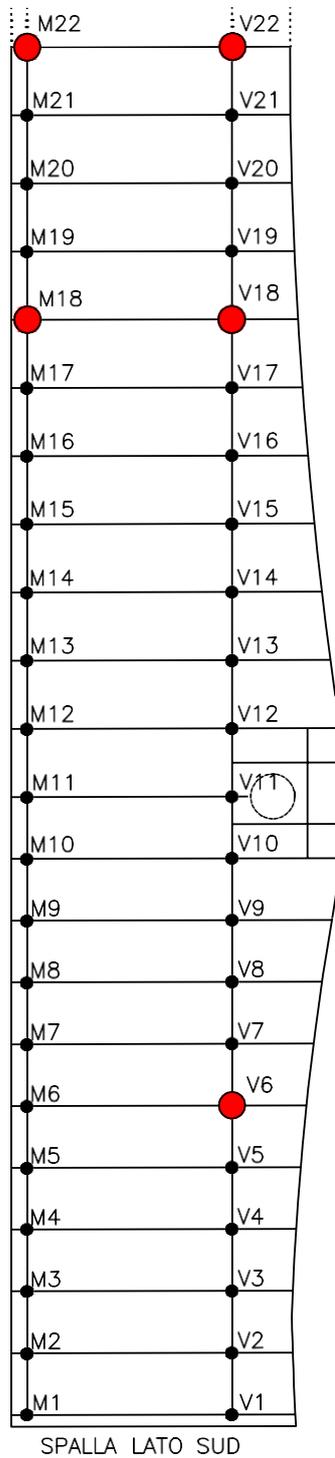


Figura 5.12 Vista in pianta delle posizioni ottenute dal metodo dell'Effective Independence

#### 5.4 Sistema di monitoraggio della salute strutturale

Il sistema di monitoraggio della salute strutturale (SHMS) del Ponte Filomena delli Castelli prevede diversi tipi di sensori, alcuni già previsti nella fase di progettazione dell'opera:

- Celle di carico
- Trasduttori di spostamento
- Accelerometri Force-Balance
- Velocimetri
- Accelerometri Mems
- Termocoppie

Le celle di carico sono state previste dal progettista per il monitoraggio del tiro degli stralli, vengono posizionate alla base degli ancoraggi dei quattro stralli esterni (SX1, DX1, SX20, DX20) e alla base di quattro stralli della campata centrale (SX6, DX6, SX15, DX14).

I trasduttori di spostamento vengono posizionati sui due appoggi dell'impalcato sul traverso tra le due antenne, dove sono presenti gli isolatori elastomerici.

Gli accelerometri, così come ottenuto dal processo di Optimal Sensor Placement, vengono installati nelle posizioni ottenute e descritte nel paragrafo 5.3 Applicazione del metodo EI. In posizione V6 è previsto un accelerometro triassiale, in posizione V18 un accelerometro biassiale mentre i restanti (M18, V22, M22) sono accelerometri monoassiali che misurano solo le accelerazioni verticali.

È stato previsto dal progettista anche un velocimetro, posizionato alla base di una delle quattro antenne.

I sensori mems sono inseriti in due posizioni: uno alla base di una delle antenne e l'altro in una zona di terreno sottostante all'impalcato con lo scopo di monitorare il moto di free field nel caso di strong motion, come il moto sismico.

Da ultimo le termocoppie che vengono inserite in una sezione dell'impalcato in tre posizioni: sopra l'impalcato e sulla piattabanda inferiore delle due travi longitudinali.

Il sistema di monitoraggio della salute strutturale del Ponte Filomena delli Castelli è illustrato in Figura 5.13

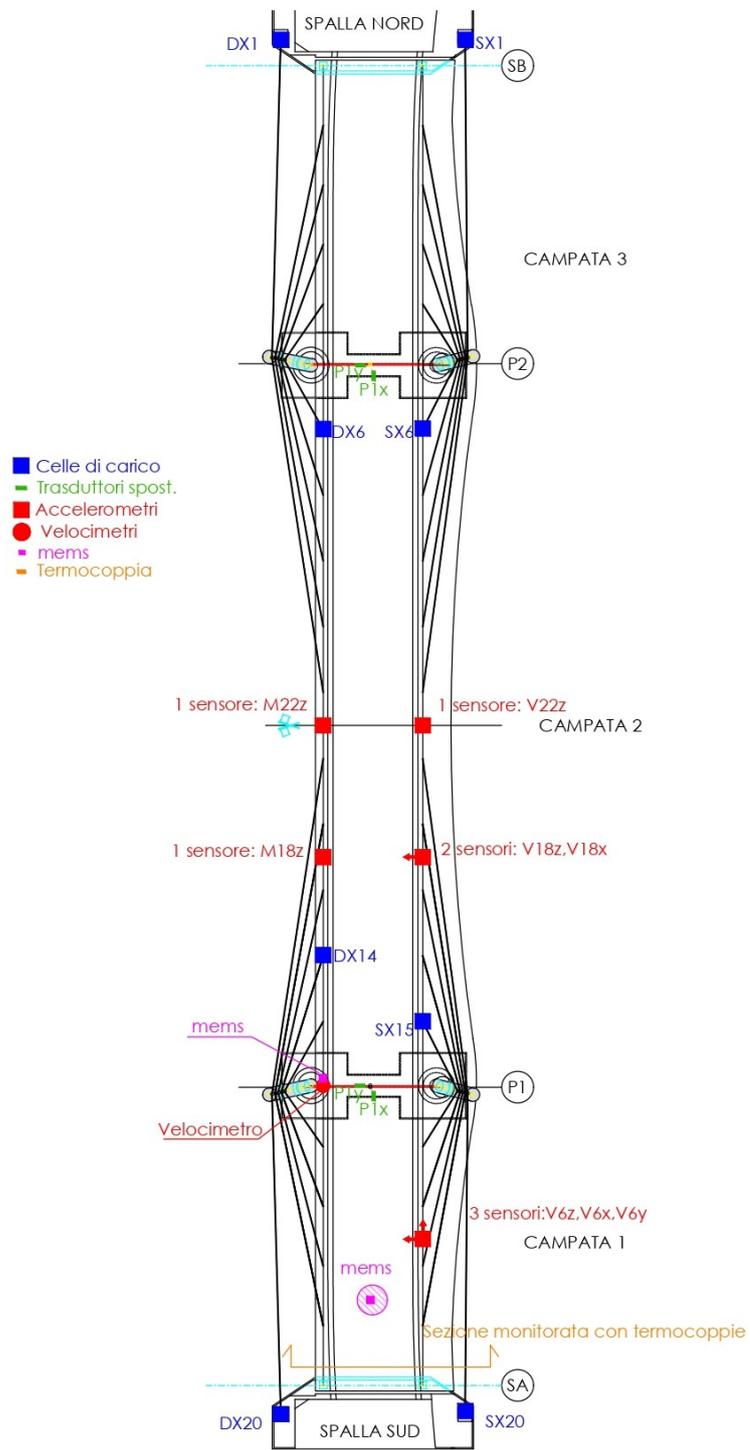


Figura 5.13 Sistema di monitoraggio della salute strutturale del Ponte Filomena dei Castelli

## CONCLUSIONI

Il monitoraggio della salute strutturale delle opere civili è e sarà in futuro una delle tematiche di maggior rilievo nel campo ingegneristico. Un corretto monitoraggio consente di aumentare notevolmente la sicurezza e allo stesso tempo di diminuire i costi di manutenzione, che viene fatta quando è davvero necessaria ed in maniera tempestiva.

Il progetto del monitoraggio della salute strutturale del Ponte Filomena delli Castelli è stato una sfida avvincente ed interessante. La prima fase di studio della letteratura riguardo i sistemi di monitoraggio di vari ponti ed altre strutture è servita per comprendere a fondo le potenzialità e le modalità con cui sono stati progettati questi sistemi. In particolare, è stato svolto un lavoro di ricerca per la tematica dell'Optimal Sensor Placement, il posizionamento ottimale dei sensori. L'OSP è un tema affrontato in vari settori dell'ingegneria, dall'aerospaziale alla meccanica. Il metodo utilizzato e implementato in MATLAB per il SHMS del Ponte Filomena delli Castelli è quello dell'Effective Independence, proposto da Kammer, che lo ha utilizzato per la prima volta proprio per il monitoraggio di una stazione spaziale in orbita. L'applicazione del metodo di Kammer è stata preceduta però da un processo di model updating del modello FE del Ponte. I dati forniti all'algorithm provengono infatti dal modello numerico del ponte, è stato necessario quindi far sì che il modello numerico ben rappresentasse il comportamento dinamico del ponte "reale". Il metodo utilizzato per confrontare modello numerico e modello sperimentale è il MAC (Modal Assurance Criterion). I risultati ottenuti dall'OSP sono le cinque posizioni che il metodo di Kammer ritiene fondamentali per identificare i primi cinque modi del ponte.

In queste cinque posizioni è stata prevista l'installazione di accelerometri, il sistema di monitoraggio sarà composto anche da celle di carico per misurare il tiro sugli stralli, di termocoppie per valutare l'influenza della temperatura sulla dinamica del ponte e

da altri sensori destinati a misurare il moto sismico che non può essere analizzato con tecniche output-only ma richiede un input.

In futuro è previsto che il sistema di monitoraggio venga realizzato e sarà valutato sul campo se il posizionamento dei sensori è quello ottimale e se fornisce forme modali ben identificabili. Oltre al metodo utilizzato, Effective Independence, sono stati sviluppati più recentemente altri metodi per l'Optimal Sensor Placement basati sugli algoritmi genetici e sugli algoritmi "particle swarm optimization", una possibile area di ricerca potrebbe essere proprio l'applicazione di queste altre tecniche di OSP e il successivo confronto con il metodo dell'Effective Independence.

Un' ulteriore area di miglioramento dei temi trattati in questa tesi può essere il perfezionamento del modello FE, che per i primi tre modi, come indicato dal MAC, risulta essere molto fedele alla realtà ma che può essere migliorato per i modi superiori.

## APPENDICE

*Tabella 11 Coordinate FEM nodi V1-V43*

Nome	n° nodo	X	Y	Z
V1	78157	188.60	0.43	-7.45
V2	78178	184.34	0.43	-7.45
V3	78198	180.08	0.43	-7.45
V4	78219	175.82	0.43	-7.45
V5	78239	171.56	0.43	-7.45
V6	78259	167.30	0.43	-7.45
V7	78279	163.04	0.43	-7.45
V8	78300	158.78	0.43	-7.45
V9	78320	154.52	0.43	-7.45
V10	78340	150.26	0.43	-7.45
V11	78361	146.00	0.43	-7.45
V12	78384	141.30	0.43	-7.45
V13	78407	136.60	0.43	-7.45
V14	78430	131.90	0.43	-7.45
V15	78453	127.20	0.43	-7.45
V16	78476	122.50	0.43	-7.45
V17	78499	117.80	0.43	-7.45
V18	78522	113.10	0.43	-7.45
V19	78545	108.40	0.43	-7.45
V20	78568	103.70	0.43	-7.45
V21	78591	99.00	0.43	-7.45
V22	78614	94.30	0.43	-7.45
V23	78637	89.60	0.43	-7.45
V24	78660	84.90	0.43	-7.45
V25	78683	80.20	0.43	-7.45
V26	78706	75.50	0.43	-7.45
V27	78729	70.80	0.43	-7.45
V28	78752	66.10	0.43	-7.45
V29	78775	61.40	0.43	-7.45
V30	78798	56.70	0.43	-7.45
V31	78821	52.00	0.43	-7.45
V32	78844	47.30	0.43	-7.45
V33	78867	42.60	0.43	-7.45

V34	78888	38.34	0.43	-7.45
V35	78908	34.08	0.43	-7.45
V36	78928	29.82	0.43	-7.45
V37	78950	25.56	0.43	-7.45
V38	78970	21.30	0.43	-7.45
V39	78990	17.04	0.43	-7.45
V40	79011	12.78	0.43	-7.45
V41	79031	8.52	0.43	-7.45
V42	79051	4.26	0.43	-7.45
V43	79073	0.00	0.43	-7.45

*Tabella 12 Coordinate FEM nodi M1-M43*

Nome	n° nodo	X	Y	Z
M1	77896	188.60	0.63	6.65
M2	77917	184.34	0.59	6.65
M3	77937	180.08	0.55	6.65
M4	77295	175.82	0.51	6.65
M5	77978	171.56	0.47	6.65
M6	77066	167.30	0.43	6.65
M7	79626	163.04	0.43	6.65
M8	79647	158.78	0.43	6.65
M9	79667	154.52	0.43	6.65
M10	79687	150.26	0.43	6.65
M11	79708	146.00	0.43	6.65
M12	79731	141.30	0.43	6.65
M13	79754	136.60	0.43	6.65
M14	79777	131.90	0.43	6.65
M15	79800	127.20	0.43	6.65
M16	79823	122.50	0.43	6.65
M17	79846	117.80	0.43	6.65
M18	79869	113.10	0.43	6.65
M19	79892	108.40	0.43	6.65
M20	79915	103.70	0.43	6.65
M21	79938	99.00	0.43	6.65
M22	79961	94.30	0.43	6.65
M23	79984	89.60	0.43	6.65
M24	80007	84.90	0.43	6.65
M25	80030	80.20	0.43	6.65
M26	80053	75.50	0.43	6.65
M27	80076	70.80	0.43	6.65
M28	80099	66.10	0.43	6.65
M29	80122	61.40	0.43	6.65
M30	80145	56.70	0.43	6.65

M31	80168	52.00	0.43	6.65
M32	80191	47.30	0.43	6.65
M33	80214	42.60	0.43	6.65
M34	80235	38.34	0.43	6.65
M35	80255	34.08	0.43	6.65
M36	80275	29.82	0.43	6.65
M37	77348	25.56	0.43	6.65
M38	78117	21.30	0.46	6.65
M39	78097	17.04	0.50	6.65
M40	78076	12.78	0.54	6.65
M41	78056	8.52	0.58	6.65
M42	78036	4.26	0.61	6.65
M43	78015	0.00	0.65	6.65

## BIBLIOGRAFIA

1. American Society of Civil Engineers (ASCE), *2021 Infrastructure Report Card*, 2021
2. S. Cho, H. Jo, S. Jang, J. Park, H. Jung, C. Yun, B. F. Spencer Jr., J. Seo, *Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using smart sensor technology: data analyses*, 2010.
3. K. C. Yuen, *Study on Ting Kau Bridge*, 2007.
4. Y. Q. Ni, K. Q. Fan, G. Zheng, T. H. T. Chan, J. M. Ko, *Automatic modal identification of cable-supported bridges instrumented with a long-term monitoring system*, 2003
5. A. Del Grosso, A. Torre, D. Inaudi, G. Brunetti, A. Pietrogrande, *Monitoring system for a cable-stayed bridge using static and dynamic fiber optic sensor*, 2006.
6. L. BinBin, L. DongSheng, Z.XueFueng, O. JinPing, *Optimal sensor placement in health monitoring of suspension bridge*, 2012
7. Ting-Hua Yi, Hong-Nan Li, Ming Gu, *Optimal sensor placement for health monitoring of high-rise structure based on genetic algorithm*, 2011
8. J. Li, X. Zhang, J. Xing, P. Wang, Q. Yang, C. He, *Optimal sensor placement for a long-span cable-stayed bridge using a novel particle swarm optimization algorithm*, 2015
9. V. Nicoletti, D. Arezzo, S. Carbonari, F. Dezi, F. Gara, *Measurements of ambient variations for a cable-stayed bridge including the soil.foundation system*, 2020
10. J. G. Ollgaard, R. G. Slutter, J. W. Fisher, *Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete*, *AISC Eng'g Jr.*, April 1971 (71-10); 1971. Fritz Laboratory Reports. Paper 2010.

11. D.C. Kammer, *Sensor placement for on-orbit modal identification and correlation of large space structures*, J. Guidance, Control and Dynamics, 1991
12. Udwadia F.E., Garba J.A., *Optimal sensor locations for structural identification*, JPL Proceedings of the Workshop on Identification and Control of Flexible Space Structures, April 1985, pp.247-261