



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

**Il ruolo dell'interazione terreno-struttura
nell'identificazione dinamica di viadotti
continui**

**The role of soil-structure interaction in the
dynamic identification of continuous
viaducts**

Relatore:
Dott. Ing. Sandro Carbonari

Tesi di Laurea di:
Elia Cippitelli

Correlatore:
Prof. Ing. Fabrizio Gara

Dott. Ing. Francesca Dezi

Indice

Indice delle figure.....	vi
Indice delle tabelle	xi
Introduzione	1
1 Prove di identificazione dinamica	3
1.1 Identificazione dei sistemi dinamici	5
1.2 Tecniche di identificazione dinamica Output – Only	7
1.2.1 Pianificazione del test output-only	8
1.3 Ambient Vibration Tests (AVTs)	10
1.4 Model updating.....	11
2 Interazione terreno – struttura	13
2.1 Soluzioni e metodi di analisi	15
2.1.1 Approccio diretto.....	15
2.1.2 Approccio per sottostrutture.....	19
3 Caso studio: Viadotto “Chiaravalle”	25
3.1 Aspetti geologici e geotecnici.....	27
3.1.1 Descrizione del sito	29
3.1.2 Indagini geognostiche e parametri geotecnici dei terreni.....	31
3.2 Descrizione degli elementi strutturali.....	35
3.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali	47
3.4 Ambient Vibration Tests	47
3.5 Strategia di modellazione del viadotto	54
3.6 Modello del sistema terreno-fondazione	56
3.6.1 Variabilità spaziale della stratigrafia ed interazione palo-terreno.....	56
3.6.2 Modello per l’interazione Palo-Terreno-Zattera	61

3.6.3	Modello di interazione terreno-struttura semplificato.....	63
3.7	Confronto tra dati sperimentali e risultati numerici.....	64
3.8	Intervento di adeguamento sismico	67
4	Identificazione dinamica del viadotto dopo l'intervento.....	76
4.1	Prove di vibrazione ambientale (Post-Operam).....	76
4.2	Strategia di modellazione	82
4.2.1	Descrizione modello fondazione-terreno Abaqus/CAE.....	82
4.2.2	Risultati delle analisi e confronto con le impedenze ante-operam.....	92
4.2.3	Descrizione modello sovrastruttura.....	103
4.3	Confronto risultati numerici e sperimentali.....	106
	Conclusioni.....	114
5	Bibliografia.....	116

Indice delle figure

Figura 1-1: Schema sistema dinamico output-only.....	7
Figura 1-2: Procedura adottata durante la correlazione tra test dinamici ed il modello FEM .	12
Figura 2-1: Schema modello FEM per l’approccio diretto	16
Figura 2-2: Schematizzazione in sottosistemi del sistema globale Terreno-Fondazione-Struttura.....	16
Figura 2-3: Schema modello FEM per terreno e fondazione	21
Figura 2-4: Schema modello FEM per la struttura.....	21
Figura 2-5: Approccio per sottostrutture: Sistema terreno-fondazione.....	22
Figura 2-6: Approccio per Sottostrutture: Sistema Sovrastruttura.....	23
Figura 3-1: Localizzazione Viadotto “Chiaravalle”	25
Figura 3-2: Localizzazione planimetrica delle catene cinematiche	26
Figura 3-3: Caratteristiche geometriche principali Viadotto Chiaravalle	27
Figura 3-4: Carta geolitologica (1:10000).....	28
Figura 3-5: Sezione geologica (a); Planimetria delle indagini effettuate (b).....	30
Figura 3-6: Sondaggi stratigrafici	30
Figura 3-7: Cartografia P.A.I. delle aree a rischio esondazione o frana (Regione Marche – Autorità di Bacino Regionale).....	31
Figura 3-8: (a) HVSR; (b) Spettro medio di ogni componente della velocità.	33
Figura 3-9: Velocità onde di taglio al variare della profondità	33
Figura 3-10: Sezione trasversale impalcato	35
Figura 3-11: Sezione longitudinale impalcato	35
Figura 3-12: Armatura traversi.....	36
Figura 3-13: Campata 25 - Sezione Longitudinale	36
Figura 3-14: Particolare della sella Gerber	36
Figura 3-15: Pianta impalcato dell’attraversamento ferroviario	37
Figura 3-16: Sezione impalcato dell’attraversamento ferroviario.....	37
Figura 3-17: Disposizione barre di collegamento della soletta dell’impalcato dalla Spalla A alla Pila 23.....	37
Figura 3-18: Prospetti pila tipo.....	38
Figura 3-19: Prospetto pila tipo $H > 10$ m	39
Figura 3-20: Sezione tipo Pila Fissa.....	39

Figura 3-21: Sezione trasversale pulvino pila 17	40
Figura 3-22: Pianta e sezioni longitudinali pulvino pila 17	40
Figura 3-23: Sezione Pila 25	41
Figura 3-24: Prospetto pila 24.....	42
Figura 3-25: Prospetto spalla lato aeroporto	43
Figura 3-26: Sezione e Pianta Spalla lato aeroporto	44
Figura 3-27: Pianta fondazioni pila tipo.....	45
Figura 3-28: Pianta plinto pila 17.....	45
Figura 3-29: Sezione plinto pila 17	46
Figura 3-30: Pianta plinto pila 24 e 25	46
Figura 3-31: Configurazione catena cinematica 1 (KC1): (a) KC1-1, (b) KC1-2	48
Figura 3-32: Diagramma di stabilizzazione della configurazione KC1 (KC1-1 e KC1-2).....	49
Figura 3-33: Primi tre modi di vibrare della catena cinematica 1 (KC1).....	50
Figura 3-34: Forme modali superiori che interessano la pila 3 (KC1).....	50
Figura 3-35: Auto MAC – KC1	51
Figura 3-36: Configurazione catena cinematica 2 (KC2)	51
Figura 3-37: Diagramma di stabilizzazione della configurazione KC2.....	51
Figura 3-38: Primi tre modi di vibrare della KC2	52
Figura 3-39: Auto MAC – KC2	52
Figura 3-40: Configurazione catena cinematica 4 (KC4)	52
Figura 3-41: Diagramma di stabilizzazione della configurazione KC4.....	53
Figura 3-42: Primi tre modi di vibrare della KC4.....	53
Figura 3-43: Auto MAC – KC4	53
Figura 3-44: Modello a base fissa (FB): (a) Vista globale; (b) Dettaglio di una pila	54
Figura 3-45: Modello LPM adottato	55
Figura 3-46: (a) Vista globale modello FEM 3D; (b) Dettaglio dei vincoli cinematici tra il palo ed il terreno.....	57
Figura 3-47: Confronto impedenze ottenute da differenti modelli	58
Figura 3-48: Confronto Impedenze LPM (P3) e LPM calibrati su ogni pila	59
Figura 3-49: Spostamenti sulla pila P3, P12 e P19 ottenuti dei modelli con gli LPM tarati su ogni pila e LPM di P3	60
Figura 3-50: (a) Vista globale modello; (b) Dettaglio dei vincoli cinematici tra la zattera, il palo ed il terreno.....	61
Figura 3-51: Confronto delle impedenze del modello CB-P e del modello CB-P&C	62

Figura 3-52: (a) Vista globale modello CB-CONV; (b) Dettaglio di una pila.....	63
Figura 3-53: Cross Power Spectral Density dell'accelerazione trasversale registrata per le catene cinematiche	64
Figura 3-54: (a) Ampiezze medie degli spostamenti ottenuti dal modello CB-P&C; (a) Diagrammi di stabilizzazione delle catene cinematiche ottenuti dalle OMA	65
Figura 3-55: Confronto tra forme modali sperimentali e numeriche	66
Figura 3-56: Pianta intervento sottofondazione nella pila tipo	67
Figura 3-57: Sezione longitudinale della pila tipo	68
Figura 3-58: Sezione trasversale pila tipo	69
Figura 3-59: Intervento di sottofondazione pila 24.....	70
Figura 3-60: Prospetto trasversale pila 24.....	70
Figura 3-61: Pianta intervento sottofondazione pila 25	71
Figura 3-62: Prospetto trasversale pila 25.....	72
Figura 3-63: Intervento sottofondazione pila 17	73
Figura 3-64: Sezione longitudinale pila 17	73
Figura 3-65: Sezione trasversale pila 17	74
Figura 4-1: Configurazioni AVTs “Viadotto Chiaravalle”: (a) Conf-1, (b) Conf-2, (c) Conf-3	77
Figura 4-2: Diagramma di stabilizzazione del Viadotto Chiaravalle (Conf-1, Conf-2, Conf-3)	78
Figura 4-3: Prime tre forme modali (KC1)	80
Figura 4-4: Prime tre forme modali (KC2)	80
Figura 4-5: Prime tre forme modali (KC4)	81
Figura 4-6: MAC: (a) KC1, (b) KC2, (c) KC4.....	81
Figura 4-7: Partizionamento del volume di terreno	82
Figura 4-8: Fori per i pali e i micropali	83
Figura 4-9: Discretizzazione bicchiere esterno	83
Figura 4-10: Suddivisioni del cilindro di terreno	84
Figura 4-11: Discretizzazione attorno ai pali	84
Figura 4-12: Assegnazione dei materiali.....	85
Figura 4-13: Assemblaggio terreno.....	86
Figura 4-14: Assemblaggio pali e micropali	86
Figura 4-15: Tie Constraint	87
Figura 4-16: Rigid body constraint	87

Figura 4-17: Coupling Constraint	88
Figura 4-18: Seeds assegnati al terreno	88
Figura 4-19: Seeds assegnati ai pali e ai micropali	89
Figura 4-20: Mesh control del modello 3D	89
Figura 4-21: Modello meshato	91
Figura 4-22: Impedenze traslazionali \mathfrak{S}_x	93
Figura 4-23: Impedenze traslazionali \mathfrak{S}_y	93
Figura 4-24: Impedenze traslazionali \mathfrak{S}_z	94
Figura 4-25: Impedenze rotazionali \mathfrak{S}_{rx}	94
Figura 4-26: Impedenze rotazionali \mathfrak{S}_{ry}	95
Figura 4-27: Impedenze rotazionali \mathfrak{S}_{rz}	95
Figura 4-28: Impedenze roto-traslazionali \mathfrak{S}_{x-ry}	96
Figura 4-29: Impedenze roto-traslazionali \mathfrak{S}_{y-rx}	96
Figura 4-30: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo x (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Ante-Operam)	98
Figura 4-31: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo x (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Post-Operam)	98
Figura 4-32: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo X (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Ante-Operam) – vista 3D	99
Figura 4-33: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo X (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Post-Operam) – vista 3D	99
Figura 4-34: Momenti flettenti My lungo lo sviluppo dei pali 1 e 2 – confronto ante-operam (AO) e post-operam (PO)	100
Figura 4-35: Momenti flettenti My lungo lo sviluppo dei pali 2 e 3 – confronto ante-operam (AO) e post-operam (PO)	101
Figura 4-36: Momenti flettenti My lungo lo sviluppo dei pali 2 e 3 – confronto ante-operam (AO) e post-operam (PO)	102
Figura 4-37: Modello viadotto – vista 3D	103
Figura 4-38: Matrice di impedenza statica del vincolo alla base delle pile	104
Figura 4-39: Matrice di impedenza dinamica del vincolo alla base delle pile	104
Figura 4-40: Utilizzo del section designer nella definizione delle sezioni delle pile	105
Figura 4-41: Dettaglio pila	105
Figura 4-42: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC1 (Modo 1)	107
Figura 4-43: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC1 (Modo 2)	108

Figura 4-44: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC1 (Modo 3).....	108
Figura 4-45: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC2 (Modo 1).....	108
Figura 4-46: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC2 (Modo 2).....	109
Figura 4-47: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC2 (Modo 3).....	109
Figura 4-48: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC3-4 (Modo 1).....	109
Figura 4-49: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC3-4 (Modo 2).....	110
Figura 4-50: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC3-4 (Modo 3).....	110
Figura 4-51: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC1 (Modo 1).....	110
Figura 4-52: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC1 (Modo 2).....	111
Figura 4-53: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC1 (Modo 3).....	111
Figura 4-54: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC2 (Modo 1).....	111
Figura 4-55: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC2 (Modo 2).....	112
Figura 4-56: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC2 (Modo 3).....	112
Figura 4-57: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC3-4 (Modo 1).....	112
Figura 4-58: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC3-4 (Modo 2).....	113
Figura 4-59: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC3-4 (Modo 3).....	113

Indice delle tabelle

Tabella 1-1: Classificazione e campi d'applicazione delle prove dinamiche su ponti e viadotti	3
Tabella 1-2: Classificazione di alcuni dei più rilevanti algoritmi di identificazione output – only.....	8
Tabella 3-1: Altezza pile del viadotto	26
Tabella 3-2: Prove in situ eseguite	31
Tabella 3-3: Prove di laboratorio eseguite	32
Tabella 3-4: Parametri meccanici e dinamici dei terreni.....	34
Tabella 3-5: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo della sovrastruttura.....	47
Tabella 3-6: Parametri modali della configurazione KC1-1	49
Tabella 3-7: Parametri modali della configurazione KC1-2	49
Tabella 3-8: Parametri modali catena cinematica KC1 (PoSER)	50
Tabella 3-9: Parametri modali seconda catena cinematica (KC2)	52
Tabella 3-10: Parametri modali catena cinematica 4 (KC4)	53
Tabella 3-12: LPM calibrati sulle pile vicine ai sondaggi stratigrafici	59
Tabella 3-12: Costanti elastiche delle molle calcolate per ogni litotipo	63
Tabella 3-13: Confronto tra frequenze fondamentali e sperimentali	65
Tabella 3-14: Caratteristiche materiali utilizzati negli interventi e descrizione delle caratteristiche del micropalo	75
Tabella 4-1: Parametri modali Conf-1	78
Tabella 4-2: Parametri modali Conf-2	78
Tabella 4-3: Parametri modali Conf-3	79
Tabella 4-4: Parametri modali KC1 dopo l'intervento di adeguamento sismico (PoSER).....	79
Tabella 4-5: Parametri modali KC2 dopo l'intervento di adeguamento sismico (PoSER).....	79
Tabella 4-6: Parametri modali KC3 e KC4 dopo l'intervento di adeguamento sismico (PoSER)	80
Tabella 4-7: Caratteristiche meccaniche dei terreni costituenti il deposito	84
Tabella 4-8: Proprietà geometriche ed inerziali sezione omogeneizzata del micropalo	85
Tabella 4-9: Confronti frequenze fondamentali modelli numerici e sperimentali	107

Introduzione

I recenti eventi sismici che hanno interessato il territorio italiano, uniti allo stato di obsolescenza del patrimonio infrastrutturale viario, hanno incrementato l'interesse sul tema dell'identificazione del comportamento dinamico delle strutture strategiche (ponti, viadotti). Stimare le proprietà dinamiche delle strutture esistenti è utile per monitorarne lo stato di salute e per calibrare i modelli numerici per la progettazione degli eventuali interventi di adeguamento sismico.

A tal fine, le prove di vibrazione ambientale sono uno dei metodi più utilizzati per la valutazione del comportamento dinamico in campo elastico in quanto richiedono una strumentazione semplice e leggera ma allo stesso tempo costosa. Infatti, per recepire le accelerazioni di ampiezza limitata indotte dalle forzanti naturali (microtremori, vento, attività antropiche) sono necessari dei sensori molto sofisticati e sensibili.

Le proprietà dinamiche sperimentali della struttura, in termini di frequenze di vibrazione, smorzamenti e forme modali sono utilizzate per la calibrazione di modelli numerici utili alla progettazione. Per adattare il comportamento dinamico del modello numerico a quello ricavato sperimentalmente, è pratica comune intervenire sulle caratteristiche meccaniche dei materiali del modello numerico che, come classicamente avviene nella progettazione, si assume a base fissa. Meno affette da incertezze, sono invece le proprietà geometriche rilevate sul campo. L'orientamento che oggi si va progressivamente affermando è, quindi, quello di un controllo sistematico dell'opera mediante rilievi dinamici, anche e particolarmente durante la fase di costruzione al fine di assumere le informazioni che consentano di chiarire almeno i principali fattori d'incertezza e pilotare le analisi strutturali sostituendo ai parametri iniziali e teorici di progetto quelli reali individuati dalla sperimentazione. Tuttavia, la calibrazione del modello deve tener conto della cedevolezza del sistema terreno-fondazione, che, nel caso di ponti può contribuire in maniera significativa alla dinamica della struttura come ben noto in letteratura. Ne consegue quindi che una calibrazione dei modelli numerici solo basata sulla modifica delle proprietà meccaniche dei materiali potrebbe risultare eccessivamente semplicistica e condurre a sottostime delle capacità strutturali. Tali aspetti sono da considerare anche nel contesto dei collaudi delle opere strutturali o degli interventi di miglioramento sismico.

Questo lavoro di tesi si è concentrato sullo studio del comportamento dinamico del viadotto “Chiaravalle” dopo l’intervento di adeguamento sismico eseguito nel 2017. In particolare, l’obiettivo è indagare sul ruolo dell’interazione terreno-struttura nell’interpretazione dei risultati delle prove di vibrazione ambientali effettuate per verificare la bontà dell’intervento strutturale eseguito. In questo ambito, anche per l’identificazione dinamica del viadotto, eseguita prima dei lavori di adeguamento, era stato necessario tenere in conto dell’effettiva cedevolezza del sistema-fondazione per cogliere la risposta dinamica della sovrastruttura.

Il problema di interazione è stato trattato attraverso l’approccio per sottostrutture. Per la determinazione delle matrici di impedenza dinamica del sistema terreno-fondazione è stato sviluppato un sofisticato modello 3D agli elementi finiti. Successivamente, la rigidità dinamica del sistema terreno-fondazione è stata implementata nel modello della sovrastruttura attraverso la definizione di un vincolo alla base delle pile capace di tenere in conto dell’effettiva cedevolezza della fondazione. Infine, i risultati del modello numerico sono stati confrontati con quelli ottenuti dalle analisi modali operative.

Il presente lavoro è suddiviso in 4 capitoli, il cui contenuto è riassunto nel seguito.

Nel capitolo 1 vengono descritte le prove di vibrazione ambientale e le tecniche di identificazione utilizzate per il rilievo delle caratteristiche dinamiche delle strutture, con particolare riferimento alla campagna di indagine condotta sul viadotto oggetto di studio.

Nel capitolo 2 viene presentata la teoria alla base del problema di interazione terreno-struttura (SSI); in particolare viene trattato il metodo diretto e, in maniera più approfondita, l’approccio per sottostrutture.

Il capitolo 3 descrive il processo di identificazione dinamica del viadotto Chiaravalle eseguito prima dell’intervento di adeguamento sismico comprensivo dello studio dell’interazione terreno-struttura; inoltre, viene illustrato l’intervento di adeguamento sismico.

Nel capitolo 4 viene esposta la procedura utilizzata per l’identificazione dinamica del viadotto dopo i lavori di adeguamento; in particolare vengono illustrate le prove di vibrazione ambientale eseguite ed i criteri di modellazione del sistema terreno-fondazione e della sovrastruttura necessari per descrivere in maniera adeguata il comportamento dinamico del viadotto. Infine, i risultati ottenuti, vengono analizzati e confrontati con i dati della campagna sperimentale.

1 Prove di identificazione dinamica

Le prove di vibrazione su strutture reali rappresentano il metodo più affidabile per effettuare la caratterizzazione dinamica (tipicamente in termini di parametri modali) nonché per verificare le assunzioni adottate in modelli teorici o numerici. L'utilizzo della sperimentazione dinamica è stato, tuttavia, recepito nel settore civile ed in quello specifico dei ponti con notevole ritardo rispetto ad altri campi applicativi quali quello meccanico ed aeronautico.

PROVE DINAMICHE SU PONTI E VIADOTTI		
ECCITAZIONE FORZATA ARTIFICIALE (VIBRODINA)	ECCITAZIONE IMPULSIVA (VIBRAZIONI LIBERE)	VIBRAZIONI AMBIENTALI (TRAFFICO, VENTO)
<p>Vantaggi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - controllo delle modalità di prova - ripetibilità della prova - agevole fase d'interpretazione 	<p>Vantaggi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - controllo delle modalità di prova - ripetibilità della prova - agevole fase d'interpretazione - costi contenuti 	<p>Vantaggi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - nessuna chiusura all'esercizio - costi molto contenuti - facilità d'esecuzione
<p>Svantaggi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - chiusura prolungata dell'esercizio - modalità esecutive laboriose - costi elevati 	<p>Svantaggi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - chiusure brevi dell'esercizio - modalità esecutive non sempre agevoli 	<p>Svantaggi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - fase d'interpretazione
POTENZIALI APPLICAZIONI		
CONTROLLO IN CORSO DI COSTRUZIONE	COLLAUDO	DIAGNOSTICA
<ul style="list-style-type: none"> - interazione terreno – struttura - comportamento strutture verticali - evoluzione schema statico - identificazione difetti costruttivi - taratura modelli numerici di progetto 	<ul style="list-style-type: none"> - comportamento globale dell'opera - identificazione difetti costruttivi - taratura modelli numerici predittivi 	<ul style="list-style-type: none"> - identificazione danneggiamenti - valutazione effetti ripristino

Tabella 1-1: Classificazione e campi d'applicazione delle prove dinamiche su ponti e viadotti

L'articolazione delle prove dinamiche può essere eseguita nelle tre fasi principali della realizzazione della struttura:

- a) in corso di costruzione;
- b) all'atto dell'entrata in esercizio (collaudo);
- c) in fase di esercizio (monitoraggio);

In particolare, prove di vibrazione in fase di costruzione possono avere i seguenti impieghi:

1. valutazione dell'importanza di fenomeni di interazione terreno – struttura;
2. controllo dell'evoluzione di particolari schemi statici (si pensi, ad esempio, a ponti a sbalzo posti in opera per avanzamento di conci);
3. identificazione di eventuali difetti di costruzione;

4. taratura di modelli numerici di progetto.

Oltre la fase di realizzazione dell'opera, una prova in scala reale eseguita contestualmente alle operazioni di collaudo ha la funzione di caratterizzare la struttura all'atto della sua entrata in esercizio. Va, a questo proposito, precisato che sebbene la sperimentazione dinamica sia in grado di fornire una caratterizzazione della struttura più completa e dettagliata di una prova statica convenzionale è opportuno non rinunciare alla prova statica di collaudo che, raggiungendo un livello di sollecitazione prossimo a quello di progetto, consente di valutare l'estensione del comportamento elastico del sistema e, per estrapolazione, le sue caratteristiche di resistenza. Infatti, le sollecitazioni indotte durante una prova dinamica sono sensibilmente più contenute rispetto a quelle di una prova statica dal momento che per la stima dei parametri modali (dai quali è possibile ottenere indirettamente informazioni sulla distribuzione di masse e rigidità) è, di solito, sufficiente operare mediante eccitazioni di intensità medio-bassa.

Successivamente, il controllo ad intervalli regolari potrà consentire di valutare lo stato di conservazione dell'opera o identificare eventuali stati di danneggiamento.

Le modalità d'indagine dinamica più utilizzate per le strutture da ponte possono classificarsi, ad esempio, in base al tipo di eccitazione utilizzata:

1. prove con eccitazione impulsiva (di vibrazione libera);
2. prove con eccitazione forzata artificiale (vibrodina);
3. prove con eccitazione fornita da cause ambientali (traffico, vento, ecc.).

Le tre differenti modalità di prova possano applicarsi indifferentemente in fase di costruzione, collaudo o durante la vita della struttura, con qualche cautela per il solo utilizzo di eccitazioni ambientali (non sempre in grado di porre in evidenza i comportamenti oggetto d'indagine) in corso di costruzione. Con riferimento agli altri possibili impieghi, considerazioni legate ai tempi di chiusura all'esercizio, alla facilità di realizzazione ed ai costi di prova portano a considerare con grande interesse le prove con forzante ambientale.

Tra i vantaggi delle prove forzate con vibrodina o di vibrazione libera vanno citati:

- a) la necessità di acquisire una quantità di dati relativamente bassa;
- b) la disponibilità di molteplici procedure di identificazione che consentono di individuare modelli parametrici corrispondenti alle sequenze registrate.

1.1 Identificazione dei sistemi dinamici

Con l'espressione identificazione dinamica di una struttura si intendono tutte quelle tecniche, sia analitiche che sperimentali, che consentono di individuare la risposta dinamica della struttura stessa, ovvero le frequenze proprie, i relativi modi di vibrazione e i coefficienti di smorzamento.

Due sono i possibili approcci che ne permettono la conoscenza:

- l'approccio analitico: partendo dalla conoscenza della geometria della struttura, delle condizioni al contorno e delle caratteristiche dei materiali, la distribuzione di massa, rigidità e smorzamento della struttura è espressa tramite matrici di massa, rigidità e smorzamento; da qui è possibile, risolvendo un problema agli autovalori determinare parametri modali del sistema;
- l'approccio sperimentale: partendo dalla misura dell'input dinamico sulla struttura e della risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e si stimano, a partire da esse, i parametri dinamici della struttura.

L'analisi modale sperimentale è nota anche come "problema inverso" (in analogia con il cosiddetto "problema diretto", nel quale sono noti l'input e la struttura, e si vuole conoscere la risposta) trattandosi di un problema nel quale sono noti la risposta e ciò che la causa (l'input) e si vuole conoscere la struttura. Il principale motivo di interesse nei riguardi dell'analisi modale sperimentale è legato alla considerazione che il comportamento dinamico di una struttura è una sorta di "impronta digitale", nel senso che esso dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche (masse, rigidità, smorzamenti, grado di vincolo, ecc...) e non dall'entità e/o dal tipo di carico applicato; pertanto, se non intervengono modificazioni interne al manufatto (come, per esempio, dei danni strutturali), il comportamento della struttura rimane inalterato; in caso contrario, si noterà una variazione delle frequenze e dei modi propri di vibrare.

La teoria dell'analisi modale sperimentale è basata sulle seguenti ipotesi fondamentali:

- linearità: il comportamento dinamico della struttura è lineare, ossia è applicabile il principio di sovrapposizione degli effetti;
- stazionarietà: le caratteristiche dinamiche della struttura non cambiano nel tempo; pertanto i coefficienti delle equazioni differenziali che reggono il problema sono costanti rispetto al tempo;
- osservabilità: i dati necessari a determinare le caratteristiche dinamiche di interesse devono poter essere misurati (è necessario scegliere in maniera accurata i punti di

misura, evitando di disporre gli strumenti di misura in quei punti, detti “nodi modali”, in cui l’osservabilità dei modi è nulla).

I sistemi presi in considerazione nell’ambito dell’analisi modale sperimentale sono, dunque, sistemi lineari e stazionari: essi risultano completamente caratterizzati dalla loro risposta impulsiva $h(t)$ o dalla sua equivalente nel dominio della frequenza, la funzione di risposta in frequenza $H(\omega)$. In generale, quindi, le prove sperimentali per la determinazione dei parametri modali sono basate sulla possibilità di descrivere il comportamento dinamico della struttura o mediante un set di equazioni differenziali nel dominio del tempo, oppure mediante un set di equazioni algebriche nel dominio della frequenza. Le tecniche di identificazione dinamica possono, pertanto, essere raggruppate in tecniche nel dominio del tempo e tecniche nel dominio della frequenza.

Le tecniche di processamento dei dati si differenziano da caso a caso e, in generale, si sviluppano secondo due distinte modalità:

- “analisi dei dati nel dominio delle frequenze” che prevedono la conversione delle misure raccolte (time history) in spettri, ossia funzioni della variabile di Fourier quali ad esempio le trasformate di Fourier, le densità spettrali di potenza (per i fenomeni stazionari) o di energia (per i fenomeni transitori). Questo tipo di analisi consente di individuare le Funzioni di Trasferimento della struttura (rapporto nel dominio delle frequenze tra risposte ed eccitazione) – nel caso di eccitazione nota – o le Pseudo Funzioni di Trasferimento della struttura (rapporto nel dominio delle frequenze tra risposte in differenti punti e risposta in una postazione assunta a riferimento) – nel caso di eccitazione non nota. Ottenute tali grandezze spettrali è possibile, attraverso l’impiego di tecniche di identificazione modale, individuare i modi eccitati nel corso delle registrazioni;
- “analisi dei dati nel dominio del tempo” che prevedono di determinare i parametri modali attraverso un processo di identificazione modale operante direttamente sulle “storie temporali” registrate (time history). Questa tecnica è solitamente utilizzata nel caso di oscillazioni libere ma può essere impiegata – di norma meno convenientemente – anche nel caso di vibrazioni forzate (artificiali o ambientali).

1.2 Tecniche di identificazione dinamica Output – Only

Le tecniche di identificazione modale output-only o ambient vibration test sono state sviluppate nell'ambito dell'ingegneria meccanica ed aerospaziale, ma hanno assunto molta importanza anche nelle opere dell'ingegneria civile, come ponti e grattacieli, nei quali l'eccitazione esterna e la determinazione delle forze applicate costituisce un problema. Le tecniche sono basate sulla misura della risposta dinamica di un sistema virtuale sotto condizioni di carico naturale (sia ambientale che operativo) e sull'assunzione che l'eccitazione esterna sia di natura casuale nel dominio del tempo e nello spazio fisico della struttura.

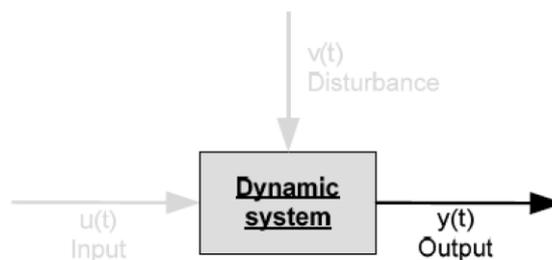


Figura 1-1: Schema sistema dinamico output-only

In questo tipo di tecniche di identificazione, l'ipotesi fondamentale sulle forze di eccitazione del sistema virtuale consiste nel considerare la sollecitazione ambientale u_k come un processo stocastico di rumore bianco nell'intervallo delle frequenze d'interesse. A causa della natura dei dati acquisiti, la risposta y_k include contributi modali delle forze ambientali, il contributo del sistema strutturale e il contributo del rumore del segnale provenienti da fonti indesiderate. Inoltre, la risposta misurata evidenzia i picchi di ampiezza della funzione di densità spettrale, provenienti sia dal sistema strutturale sia dalle forze ambientali; di conseguenza le tecniche di identificazione output-only devono essere in grado di separare tali forme modali. Le tecniche possono essere divise in due gruppi, in relazione al tipo di dati raccolti, che possono essere nel dominio delle frequenze o nel dominio del tempo. Il primo gruppo si basa sull'analisi del segnale di ciascun punto di misurazione (nel dominio delle frequenze attraverso l'applicazione della FFT) e sulla correlazione tra i segnali; queste tecniche vengono chiamate metodi non parametrici. Il secondo gruppo si basa sulla calibrazione del modello attraverso funzioni di correlazione o serie temporali (time history), di ciascun punto, misurate nel dominio del tempo; tali tecniche sono dette metodi parametrici.

Generalmente i metodi che sfruttano il dominio delle frequenze hanno processi di elaborazione dati più veloci e sono più semplici da utilizzare per gli utenti, rispetto ai metodi che si fondano nel dominio del tempo. Come svantaggio, però, i metodi nel dominio delle

frequenze presentano maggiori difficoltà nell'identificare valori di frequenze vicine, poiché presentano dei limiti per quanto riguarda la risoluzione di frequenze vicine dovuti al processo di FFT.

Nella tabella sottostante sono elencati i principali metodi di identificazione output-only. Si può trarre la conclusione che non esiste un unico metodo da usare nell'identificazione modale, infatti, ogni metodo offre accurati risultati quando applicato convenientemente, inoltre, ogni metodo presenta i propri vantaggi e le proprie limitazioni.

	Method	Characteristics
Frequency Domain	Peak Picking (PP) Averaged Normalized Power Spectral Density (ANPSD)	Classical SDOF method
	Frequency Domain Decomposition (FDD) Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD)	MDOF method; application of SVD to reduce noise, EFDD gives also damping estimations
Time Domain	Random Decrement (RD)	Operates on time domain series, leading to a free decay curve analysis
	Recursive Techniques (ARMA)	Time series modelling using recursive algorithms
	Maximum Likelihood Methods	Stochastic methods based on the minimization of a covariance matrix
	Stochastic Subspace Identification Methods (SSI-Data)	Stochastic methods based on the project of state vector on a vector of past realizations

Tabella 1-2: Classificazione di alcuni dei più rilevanti algoritmi di identificazione output – only

1.2.1 Pianificazione del test output-only

Uno dei principali aspetti che devono essere progettati nell'applicazione delle tecniche di identificazione output-only è la pianificazione del test il quale è idealmente composto da sei fasi:

1. la prima fase comprende l'analisi modale del modello agli elementi finiti per avere un'idea preliminare sui valori delle frequenze e sulle forme modali della struttura;
2. la seconda fase fa riferimento alla definizione del numero dei sensori e alla loro posizione, in conformità alle necessità del test di identificazione dinamica e alla preliminare analisi dinamica svolta sul modello FE. Se il numero di punti che dovranno essere misurati è maggiore del numero di sensori disponibili uno o più punti dovranno essere scelti come sensori fissi. Va sottolineato che almeno un punto di riferimento dovrebbe coincidere con un nodo delle forme modali strutturali, altrimenti si ottengono risultati non accurati. Ogni singolo step di misura viene chiamato setup.

3. nella terza fase, prima delle misurazioni da effettuare per ciascun setup, è importante procedere prima con alcune misure del segnale localizzate per monitorare il livello del segnale stesso, per caratterizzare il rapporto segnale/rumore e per costruirsi un'idea sulle frequenze di risonanza coinvolte. Questo compito può essere svolto applicando la FFT delle risposte misurate in alcuni punti chiave, ad esempio nei punti di riferimento. Dopo questa analisi dinamica preliminare, si potrebbero rendere necessario alcuni cambiamenti nella pianificazione del test al fine di ottenere risultati accurati, per esempio si potrebbero installare diversi tipi di sensori oppure cambiare la posizione a quelli già presenti, oppure potrebbe manifestarsi la necessità di aumentare la sollecitazione per incrementare il rapporto segnale/rumore, in altri casi, serve modificare la frequenza di campionamento delle misurazioni. Se il rapporto segnale/rumore risulta essere troppo basso, si possono applicare fonti di eccitazione casuali cosicché il risultato non soffra di particolari influenze;
4. la quarta fase consiste nell'impostazione dei setup di misurazione. Per quel che riguarda la durata, deve essere registrato un elevato numero di punti per avere una buona risoluzione in frequenza e deve essere convenientemente definita considerando il numero di sensori disponibili, il numero di punti di misurazione e la disponibilità di tempo per l'esecuzione del test.
5. la quinta fase è un controllo preliminare sulla qualità dei dati ottenuti. Nella fase di configurazione dei setup e tra ogni setup è importante controllare il segnale misurato per tutti i sensori, per evitare la perdita di dati o un segnale di qualità bassa. Prima di smobilitare la strumentazione per il test dinamico, sarebbe opportuno eseguire una analisi modale preliminare per essere sicuri che i risultati sperimentali acquisiti abbiano una qualità sufficiente al fine di ottenere una buona identificazione dinamica della struttura.
6. nella sesta fase, è buona pratica studiare il comportamento dinamico della struttura usando almeno due o più metodi di identificazione. Questo accorgimento fornisce la possibilità di controllare la veridicità dei risultati, e può costituire una buona base di partenza per proseguire in seguito con l'applicazione di ulteriori procedure più oggettive.

1.3 Ambient Vibration Tests (AVTs)

In questo paragrafo vengono descritte le tecniche di identificazione dinamica utilizzate per la caratterizzazione delle proprietà modali del viadotto oggetto di studio.

Le misure di vibrazione ambientale sono utilizzate principalmente per la valutazione dei parametri modali della struttura e per validare i modelli numerici agli elementi finiti per il progetto degli interventi di adeguamento sismico ma, nel caso di viadotti e ponti, possono essere utilizzate anche per valutare gli effetti dell'interazione terreno struttura in termini di rocking alla base delle pile, o un possibile effetto dello scalzamento al piede delle pile in alveo nei ponti.

Il rilievo delle componenti di spostamento traslazionali e rotazionali viene eseguito attraverso la messa in opera di una configurazione di accelerometri piezoelettrici monoassiali (PCB model 393B31). I sensori vengono connessi alla scheda di acquisizione (24-bit NI 9234) attraverso dei cavi coassiali.

Nelle misure di vibrazione ambientali, l'input non è noto e viene assunto come uno spettro piatto (rumore bianco). Questa ipotesi non è del tutto valida e l'ampiezza dell'input può assumere una certa importanza quando, a causa del limitato numero di sensori disponibili e/o dell'insufficiente numero di canali del sistema di acquisizione, la risposta della struttura non può essere misurata con solo un test. In questi casi, devono essere fatte più misure in tempi diversi, considerando le diverse configurazioni (la posizione dei sensori varia ad ogni configurazione) ed è necessaria un'operazione di fusione dei diversi dati. L'algoritmo PoSER (Post Separate Estimation Re-scaling) può essere utilizzato per il processamento di segnali provenienti da acquisizioni non contemporanee; questo metodo, richiede che un gruppo di sensori (reference sensors), siano lasciati nello stesso punto per tutte le differenti configurazioni e quindi possono essere utilizzati per scalare i dati ottenuti nei diversi test dai sensori che si spostano durante le configurazioni (roving sensors).

Il tempo di acquisizione di ogni configurazione è calcolato tenendo conto che dovrebbe essere almeno $1000 \div 2000$ volte il periodo di vibrazione fondamentale della struttura. Se non ci sono informazioni, la frequenza fondamentale può essere preliminarmente assunta pari ad 1 Hz; quindi, sono state effettuate delle registrazioni di 1800 s (30 min) dividendo ogni storia temporale in 90 campioni da 20 s ognuno. Il segnale analogico è stato campionato a 2048 Hz e tutte le componenti del segnale sotto la frequenza di Nyquist sono state rimosse attraverso l'applicazione di un filtro passa basso scongiurando quindi il fenomeno dell'aliasing.

Tutti i dati registrati sono stati elaborati con delle tecniche di processamento dei segnali prima di effettuare l'analisi modale. Inizialmente, i campioni sono stati osservati attentamente per

rilevare e tagliare le eventuali parti caratterizzate da comportamenti anomali, come clipping o rumore intermittente, dovute a malfunzionamenti dei sensori e/o della catena di misura o ad una saturazione del segnale. Successivamente, il contributo delle tendenze spurie è stato eliminato attraverso una correzione della linea di base con un polinomio di ordine 2 ed il contenuto ad alte frequenze è stato attenuato mediante l'apposizione di un filtro passa basso Butterworth caratterizzato da un ordine uguale a 4 e una frequenza di taglio di 20 Hz.

Infine, per diminuire il numero dei dati e velocizzare le analisi successive viene eseguita un'operazione di decimazione sotto-campionando il segnale a 51.2 Hz.

In questo lavoro, per identificare le proprietà dinamiche della struttura dai dati registrati viene utilizzata la procedura Stochastic Subspace Identification (SSI).

1.4 Model updating

Il model updating è quel processo di quantificazione delle differenze tra i risultati di un'analisi su un modello agli elementi finiti e i dati sulla risposta misurati sulla struttura, per poi modificare i valori di input dei parametri inseriti nel modello al fine di ottenere un modello valido. Durante questo processo, i dati sperimentali vengono comparati con i risultati delle predizioni numeriche ottenute dal modello. La risposta dinamica viene mostrata sotto forma di spostamenti, danni e possibili meccanismi di collasso, poi viene comparata con i risultati numerici e il modello viene implementato fino ad ottenere risultati soddisfacenti. Gli aggiornamenti del modello riguardano le proprietà dei materiali, la geometria o la morfologia degli elementi strutturali, la modellazione delle connessioni, l'influenza del terreno, le possibili interazioni con edifici adiacenti e la distribuzione del danno (in particolare l'influenza di grosse fessure locali o separazioni).

La validazione è il processo di determinazione del grado al quale un modello è un'accurata rappresentazione del mondo reale dal punto di vista di un previsto uso del modello.

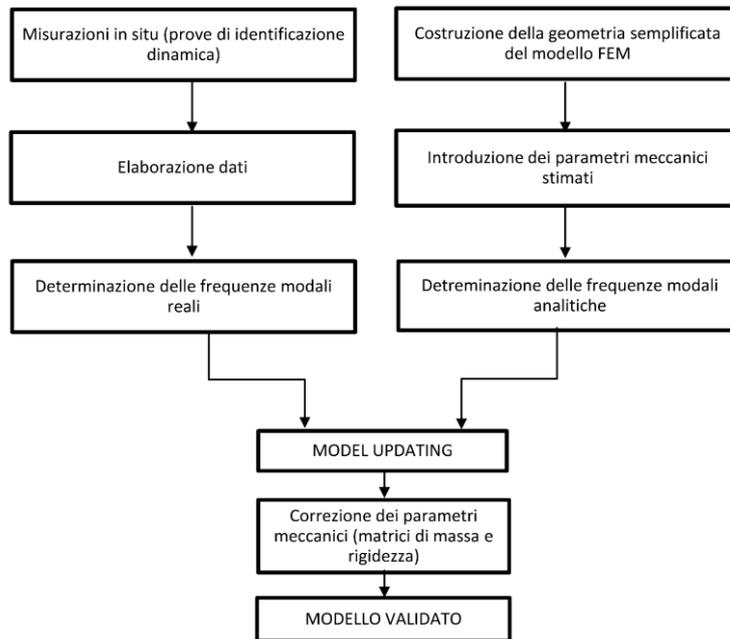


Figura 1-2: Procedura adottata durante la correlazione tra test dinamici ed il modello FEM

2 Interazione terreno – struttura

In questo capitolo viene presentata la teoria di base dell'interazione terreno-struttura utilizzata per la definizione del comportamento dinamico di un sistema fondazione-terreno.

Interazione terreno-struttura è un termine usato per descrivere i fenomeni che avvengono lungo la superficie di contatto di un elemento strutturale (ad es. fondazione superficiale, fondazione su pali, muro di sostegno delle terre) con il terreno circostante e caratterizzati dall'aspetto peculiare che gli sforzi agenti lungo la superficie di contatto non possono essere definiti senza simultaneamente determinare il campo di deformazione e spostamento lungo la superficie di contatto.

La peculiarità dell'interazione terreno-struttura è l'esistenza di un accoppiamento tra "l'azione" (pressione di contatto) e la "reazione" (spostamento dei punti all'interfaccia terreno-struttura) lungo la superficie di contatto per cui "l'azione" può essere determinata solo congiuntamente alla "reazione". Il termine "interazione" è istruttivo del significato del fenomeno poiché "l'azione" dipende dalla "reazione" e cioè dalla deformazione dell'interfaccia.

Lo studio della risposta dinamica delle strutture deve tener conto dell'aspetto geotecnico e dei fenomeni di interazione terreno-struttura, fin dalla definizione dell'input sismico, caratterizzando i fattori da cui esso dipende.

Partendo dalla definizione dell'input, si deve definire il moto di free-field, esso dipende da:

- la sorgente sismica;
- l'attenuazione delle onde sismiche dovuta al percorso fino al bedrock del sito ove sorge la costruzione;
- la risposta sismica locale del deposito che modifica il moto al bedrock, amplificandolo in corrispondenza dei periodi fondamentali del deposito.

La geomorfologia del sito e l'interazione con il terreno possono influenzare significativamente la risposta sismica delle strutture, come evidenziato da esperienze in situ. I modelli strutturali a base fissa, comunemente usati per la progettazione, non riescono a catturare il reale comportamento dinamico strutturale in quanto non sono in grado di descrivere la deformabilità e la capacità dissipativa del sistema terreno-fondazione. Inoltre, nel caso di viadotti autostradali o ferroviari, le fondazioni possono essere collocate su terreno non omogenei e, di conseguenza, lo scuotimento sismico può variare in base ai diversi strati. In casi come questi, l'interazione terreno-struttura e gli input sismici non sincroni devono essere considerati nelle analisi. In linea di principio, i moderni codici europei come l'EC8, richiedono specifiche analisi che comprendono tali effetti; queste vanno eseguite con diversi

gradi di precisione in funzione dell'importanza della struttura. Tuttavia, anche se sono disponibili modelli e procedure di analisi, ancora non esiste una metodologia integrata. La procedura per includere gli effetti della SSI (Soil-Structure Interaction) nella risposta dinamica dei ponti è basata sulla tecnica di scomposizione del dominio: l'analisi di interazione cinematica è eseguita nel dominio delle frequenze, con una procedura che considera lo smorzamento per irradiazione (radiation damping), l'interazione palo-terreno e l'interazione palo-palo; l'analisi dell'interazione inerziale invece è eseguita nel dominio del tempo con l'uso di un modello agli elementi finiti della sovrastruttura. Per riprodurre la dipendenza dalla frequenza vengono implementati dei modelli a parametri concentrati (LPMs), tarati in accordo con il sistema terreno-fondazione. Dal punto di vista strutturale, considerare la deformabilità del sistema terreno-fondazione comporta pertanto:

- una diminuzione della rigidezza globale della struttura;
- l'insorgere di onde che si propagano nel terreno e che costituiscono un'importante fonte di dissipazione di energia (radiation damping).

La definizione generale del problema è pertanto la valutazione della risposta meccanica di una struttura ad una eccitazione esterna variabile con il tempo, tenendo conto della:

- deformabilità del suolo e del sistema di fondazione;
- dissipazione di energia nel suolo per radiazione geometrica;
- dissipazione di energia nel suolo per inelasticità di quest'ultimo;
- inadeguatezza della fondazione a conformarsi al moto di campo libero.

2.1 Soluzioni e metodi di analisi

La soluzione di un problema di interazione terreno-struttura richiede una idealizzazione del comportamento di due sistemi:

- la struttura;
- il terreno.

e anche delle condizioni al contorno (o di interfaccia) (ad es. vincolo unilaterale, interfaccia liscia, incollata, etc). Il modello elastico lineare (o rigido-plastico) è una scelta naturale per rappresentare il comportamento costitutivo dell'elemento strutturale. La risposta del terreno influisce sulla risposta della struttura, e viceversa. Si ha a che fare con due fenomeni:

- interazione cinematica: la presenza di fondazioni rigide superficiali o approfondite produce una differenza tra il moto della fondazione e quello del terreno in condizioni di campo libero;
- interazione inerziale: la risposta inerziale della struttura, un taglio e un momento alla base che causano spostamenti della fondazione rispetto al moto del terreno in condizioni di campo libero.

Per quanto riguarda i metodi di analisi, si possono adottare due tipologie di approcci:

- approccio di analisi diretto;
- approccio di analisi per sottostrutture.

Per quanto riguarda l'approccio diretto, se ne descriveranno le caratteristiche principali, mentre l'approccio per sottostrutture verrà analizzato più nel dettaglio.

2.1.1 Approccio diretto

L'analisi di interazione terreno-struttura può essere attuata adottando un approccio diretto, che consiste nello studiare struttura, fondazione e suolo in un unico modello (di solito un modello ad elementi finiti). Le caratteristiche principali di questo approccio sono:

- terreno e struttura vengono modellati contemporaneamente fino ai vincoli di contorno;
- la condizione di radiazione è garantita dalla presenza di vincoli assorbenti sul contorno (simulazione del dominio infinito);
- risposta strutturale e del terreno determinate simultaneamente;
- struttura e terreno sono in genere modellate agli elementi finiti;
- permette di tenere conto del comportamento non-lineare del terreno e della struttura;
- alto onere computazionale;
- metodi di discretizzazione FEM, BEM, SEM, ibridi;
- risultati sensibili all'incertezza dei parametri del suolo.

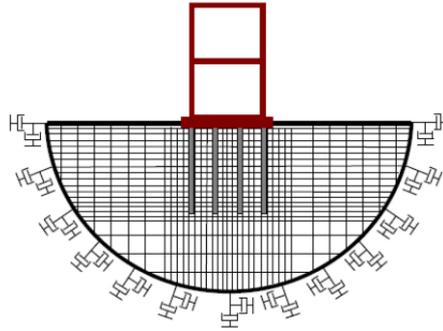


Figura 2-1: Schema modello FEM per l'approccio diretto

Di seguito viene esposta sinteticamente la trattazione dell'approccio diretto.

Il sistema globale Terreno-Fondazione-Struttura (TFS) viene scomposto nei seguenti sottosistemi:

- \mathbf{S} → Sovrastruttura;
- \mathbf{E} → parte interrata (Embedded) della fondazione;
- \mathbf{F} → parte della fondazione che si trova all'interfaccia tra la sovrastruttura e la fondazione interrata (es. zattera in testa ad un gruppo di pali);
- \mathbf{T} → Terreno.

Il vettore $\tilde{\mathbf{u}}$ rappresenta l'input sismico in assenza di sovrastruttura e fondazione (moto di *free field*). Le lettere in grassetto indicheranno che la grandezza sotto esame è un vettore o una matrice.

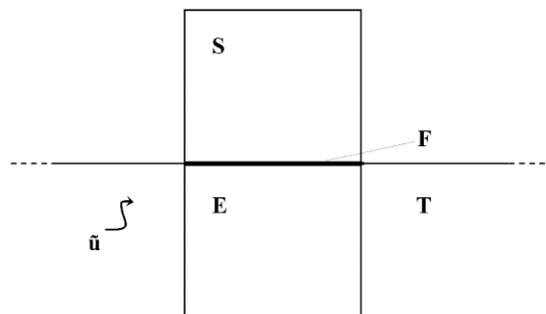


Figura 2-2: Schematizzazione in sottosistemi del sistema globale Terreno-Fondazione-Struttura

Sia \mathbf{u} il vettore spostamento che raggruppa \mathbf{u}_S , \mathbf{u}_F ed \mathbf{u}_E i vettori degli spostamenti dei punti nei quali vengono rispettivamente discretizzati la sovrastruttura, l'interfaccia e la fondazione interrata:

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} \mathbf{u}_S \\ \mathbf{u}_F \\ \mathbf{u}_E \end{bmatrix} \quad (2-1)$$

Sia \mathbf{M} la matrice delle masse, che contiene sulla diagonale le sottomatrici delle masse della sovrastruttura \mathbf{M}_S , dell'interfaccia \mathbf{M}_F e della fondazione \mathbf{M}_E :

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_S & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_F & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{M}_E \end{bmatrix} \quad (2-2)$$

Sia \mathbf{C} la matrice dello smorzamento, che contiene sulla diagonale le sottomatrici dello smorzamento della sovrastruttura \mathbf{C}_{SS} , dell'interfaccia \mathbf{C}_{FF} (interpretabile come la somma degli smorzamenti della sovrastruttura e della fondazione in corrispondenza dell'interfaccia), della fondazione \mathbf{C}_{EE} e fuori dalla diagonale i termini di accoppiamento tra l'interfaccia e la sovrastruttura \mathbf{C}_{SF} e tra l'interfaccia e la fondazione interrata \mathbf{C}_{FE} :

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{C}_{SF} & 0 \\ \mathbf{C}_{SF} & \mathbf{C}_{FF}^{(S)} + \mathbf{C}_{FF}^{(E)} & \mathbf{C}_{FE} \\ 0 & \mathbf{C}_{FE} & \mathbf{C}_{EE} \end{bmatrix} \quad (2-3)$$

Sia \mathbf{K} la matrice di rigidità, che contiene sulla diagonale le sottomatrici di rigidità della sovrastruttura \mathbf{K}_{SS} , dell'interfaccia \mathbf{K}_{FF} (interpretabile come la somma dei contributi di rigidità forniti all'interfaccia dalla sovrastruttura e dalla fondazione), della fondazione \mathbf{K}_{EE} e fuori dalla diagonale i termini di accoppiamento tra l'interfaccia e la sovrastruttura \mathbf{K}_{SF} e tra l'interfaccia e la fondazione interrata \mathbf{K}_{FE} :

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SF} & 0 \\ \mathbf{K}_{SF} & \mathbf{K}_{FF}^{(S)} + \mathbf{K}_{FF}^{(E)} & \mathbf{K}_{FE} \\ 0 & \mathbf{K}_{FE} & \mathbf{K}_{EE} \end{bmatrix} \quad (2-4)$$

L'equazione di equilibrio dinamico per il sistema globale, espressa nel dominio del tempo, può essere scritta come:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}$$

esplicitando i termini in funzione dei sottosistemi l'equazione precedente diventa:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_S & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_F & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{M}_E \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_S \\ \ddot{\mathbf{u}}_F \\ \ddot{\mathbf{u}}_E \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{C}_{SF} & 0 \\ \mathbf{C}_{SF} & \mathbf{C}_{FF}^{(S)} + \mathbf{C}_{FF}^{(E)} & \mathbf{C}_{FE} \\ 0 & \mathbf{C}_{FE} & \mathbf{C}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_S \\ \dot{\mathbf{u}}_F \\ \dot{\mathbf{u}}_E \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SF} & 0 \\ \mathbf{K}_{SF} & \mathbf{K}_{FF}^{(S)} + \mathbf{K}_{FF}^{(E)} & \mathbf{K}_{FE} \\ 0 & \mathbf{K}_{FE} & \mathbf{K}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_S \\ \mathbf{u}_F \\ \mathbf{u}_E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{f}_F(t) \\ \mathbf{f}_E(t) \end{bmatrix} \quad (2-5)$$

Dove \mathbf{f}_F e \mathbf{f}_E sono le forze che il terreno esercita sul sistema (interazione). Se il terreno è un mezzo viscoelastico, si ha che gli spostamenti del terreno possono essere calcolati con la relazione:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_F(t) \\ \mathbf{u}_E(t) \end{bmatrix} = - \int_0^t \begin{bmatrix} h_{FF}(t-\tau) & h_{FE}(t-\tau) \\ h_{EF}(t-\tau) & h_{EE}(t-\tau) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{f}_F(\tau) \\ \mathbf{f}_E(\tau) \end{bmatrix} d\tau + \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_F(t) \\ \tilde{\mathbf{u}}_E(t) \end{bmatrix} \quad (2-6)$$

Operando nel campo di validità del principio di sovrapposizione di Boltzmann e per il principio di causalità (la variazione di deformazione derivante da una variazione di sollecitazione è indipendente dalla storia meccanica precedente), si può pensare di vedere gli effetti di tale campo di forze come somma degli effetti indotti da impulsi infinitesimi applicati nel generico istante τ , sfruttando l'integrale di convoluzione introdotto nella (2-6) per ottenere la risposta globale in termini di spostamento. Tale integrale tiene in conto gli effetti che un segnale impulsivo, generatosi per effetto di \tilde{u} in un qualsiasi punto della fondazione, produce intorno a sé propagandosi attraverso il terreno circostante. In particolare, i termini della matrice \mathbf{h} sono funzioni elastodinamiche di Green: descrivono la risposta di un sistema viscoelastico in un punto diverso da quello di applicazione della forza, tenendo in conto i fenomeni associati alla propagazione di un segnale in un mezzo viscoelastico quali lo smorzamento interno del terreno e il radiation damping, lo smorzamento associato alla propagazione del segnale nello spazio indefinito. Per rendere più agevole la risoluzione del problema, le espressioni scritte prima possono essere espresse nel dominio delle frequenze operando la trasformata di Fourier. La (2-6) diventa:

$$\begin{bmatrix} U_F(\omega) \\ U_E(\omega) \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} H_{FF}(\omega) & H_{FE}(\omega) \\ H_{EF}(\omega) & H_{EE}(\omega) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_F(\omega) \\ F_E(\omega) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{U}_F(\omega) \\ \tilde{U}_E(\omega) \end{bmatrix} \quad (2-7)$$

Da cui si ricava:

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} F_F(\omega) \\ F_E(\omega) \end{bmatrix} &= - \begin{bmatrix} H_{FF}(\omega) & H_{FE}(\omega) \\ H_{EF}(\omega) & H_{EE}(\omega) \end{bmatrix}^{-1} \left(\begin{bmatrix} U_F(\omega) \\ U_E(\omega) \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \tilde{U}_F(\omega) \\ \tilde{U}_E(\omega) \end{bmatrix} \right) \\ &= - \begin{bmatrix} K_{FF}(\omega) & K_{FE}(\omega) \\ K_{EF}(\omega) & K_{EE}(\omega) \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} U_F(\omega) \\ U_E(\omega) \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \tilde{U}_F(\omega) \\ \tilde{U}_E(\omega) \end{bmatrix} \right) \end{aligned} \quad (2-8)$$

Sviluppando la (2-5) e sostituendo la (2-8) si ottiene un sistema in cui sono esplicitati i termini relativi al sisma. All'interno dell'equazione ci sono termini complessi che indicano la rigidezza del terreno in funzione della frequenza:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} - \omega^2 \mathbf{M}_{SS} + i\omega \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{K}_{SF} + i\omega \mathbf{C}_{SF} & 0 \\ \mathbf{K}_{FS} + i\omega \mathbf{C}_{FS} & \mathbf{K}_{FF}^{(S)} + \mathbf{K}_{FF}^{(E)} - \omega^2 \mathbf{M}_{FF} + i\omega \mathbf{C}_{FF}^{(S)} + i\omega \mathbf{C}_{FF}^{(E)} & \mathbf{K}_{FE} + i\omega \mathbf{C}_{FE} \\ 0 & \mathbf{K}_{EF} + i\omega \mathbf{C}_{EF} & \mathbf{K}_{EE} - \omega^2 \mathbf{M}_{EE} + i\omega \mathbf{C}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_S(\omega) \\ \mathbf{U}_F(\omega) \\ \mathbf{U}_E(\omega) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_S(\omega) \\ \mathbf{F}_F(\omega) \\ \mathbf{F}_E(\omega) \end{bmatrix} \quad (2-9)$$

Sostituendo la (2-8) nella (2-9) si ottiene:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} - \omega^2 \mathbf{M}_{SS} + i\omega \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{K}_{SF} + i\omega \mathbf{C}_{SF} & 0 \\ \mathbf{K}_{FS} + i\omega \mathbf{C}_{FS} & \mathbf{K}_{FF}^{(S)} + \mathbf{K}_{FF}^{(E)} + \mathbf{K}_{FF}^{(T)}(\omega) - \omega^2 \mathbf{M}_{FF} + i\omega \mathbf{C}_{FF}^{(S)} + i\omega \mathbf{C}_{FF}^{(E)} & \mathbf{K}_{FE}^{(E)} + \mathbf{K}_{FE}^{(T)}(\omega) + i\omega \mathbf{C}_{FE}^{(E)} \\ 0 & \mathbf{K}_{EF}^{(E)} + \mathbf{K}_{EF}^{(T)}(\omega) + i\omega \mathbf{C}_{EF}^{(E)} & \mathbf{K}_{EE}^{(E)} + \mathbf{K}_{EE}^{(T)}(\omega) - \omega^2 \mathbf{M}_{EE} + i\omega \mathbf{C}_{EE}^{(E)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_S(\omega) \\ \mathbf{U}_F(\omega) \\ \mathbf{U}_E(\omega) \end{bmatrix} \quad (2-10)$$

$$= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_{FF}^{(T)}(\omega) & \mathbf{K}_{FE}^{(T)}(\omega) \\ 0 & \mathbf{K}_{EF}^{(T)}(\omega) & \mathbf{K}_{EE}^{(T)}(\omega) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ \tilde{\mathbf{U}}_F(\omega) \\ \tilde{\mathbf{U}}_E(\omega) \end{bmatrix}$$

Si noti il cambio di notazione per gli spostamenti espressi nel dominio delle frequenze. Nel seguito, la dipendenza esplicita dalla pulsazione verrà omessa. Raccogliendo il vettore spostamenti e introducendo la matrice delle impedenze \mathbf{Z} possiamo riscrivere l'espressione in forma compatta:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{SS} & \mathbf{Z}_{SF} & 0 \\ \mathbf{Z}_{FS} & \mathbf{Z}_{FF}^{(S)} + \mathbf{Z}_{FF}^{(E)} + \mathbf{Z}_{FF}^{(T)} & \mathbf{Z}_{FE}^{(E)} + \mathbf{Z}_{FE}^{(T)} \\ 0 & \mathbf{Z}_{EF}^{(E)} + \mathbf{Z}_{EF}^{(T)} & \mathbf{Z}_{EE}^{(E)} + \mathbf{Z}_{EE}^{(T)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_S \\ \mathbf{U}_F \\ \mathbf{U}_E \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_{FF}^{(T)}(\omega) & \mathbf{K}_{FE}^{(T)}(\omega) \\ 0 & \mathbf{K}_{EF}^{(T)}(\omega) & \mathbf{K}_{EE}^{(T)}(\omega) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ \tilde{\mathbf{U}}_F(\omega) \\ \tilde{\mathbf{U}}_E(\omega) \end{bmatrix} = 0 \quad (2-11)$$

Ovvero:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{SS} & \mathbf{Z}_{SF} & 0 \\ \mathbf{Z}_{FS} & \mathbf{Z}_{FF}^{(S)} + \mathbf{Z}_{FF}^{(ET)} & \mathbf{Z}_{FE} \\ 0 & \mathbf{Z}_{EF} & \mathbf{Z}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_S(\omega) \\ \mathbf{U}_F(\omega) \\ \mathbf{U}_E(\omega) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \tilde{\mathbf{F}}_F(\omega) \\ \tilde{\mathbf{F}}_E(\omega) \end{bmatrix} \quad (2-12)$$

La (2-12) rappresenta il sistema risolvibile secondo il cosiddetto approccio diretto, ovvero modellando il problema nella sua globalità. È evidente che la risoluzione del sistema risulta molto complessa essendo accoppiati tutti i sottosistemi in cui abbiamo scomposto il problema.

2.1.2 Approccio per sottostrutture

Il secondo approccio è noto come “Approccio per Sottostrutture” ed il problema di interazione terreno-struttura viene risolto decomponendo l'intero sistema Terreno-Fondazione-Struttura in due sottosistemi (il sistema Terreno-Fondazione ed il sistema Struttura). L'approccio permette di adottare specifiche metodologie di analisi per studiare il sistema Terreno-Fondazione (Interazione cinematica e determinazione delle impedenze dinamiche) e la sovrastruttura (interazione inerziale).

Con questo approccio si schematizza il sistema globale Terreno-Fondazione-Struttura (TFS) attraverso una scomposizione in sottosistemi. Esso si basa sul principio di sovrapposizione degli effetti e, presuppone, il comportamento lineare o lineare equivalente del sistema terreno-fondazione.

Si calcola la legge di interazione dinamica forza-spostamento nei nodi localizzati all'interfaccia struttura-terreno (impedenze dinamiche) e le equazioni del moto della struttura sono scritte tenendo conto delle impedenze dinamiche.

Caratteristiche generali:

- l'analisi è rigorosa per sistemi lineari (*teorema di sovrapposizione, Kausel e Roësset, 1974*);
- metodologia applicabile anche a sistemi moderatamente non-lineari (analisi LE);
- il vantaggio principale è la flessibilità (ciascuna fase di analisi è indipendente dalle altre);
- gli effetti interazione cinematica spesso ignorati (non sempre questo è giustificato).

La determinazione della risposta globale è suddivisa in tre fasi:

- soluzione del problema di interazione cinematico; questa fase permette di tenere in conto dell'interazione tra il terreno e la fondazione e permette di valutare il moto di fondazione (FIM – Foundation Input Motion), cioè il moto che subisce la fondazione dovuto alla propagazione delle onde sismiche. Il problema viene risolto nel dominio delle frequenze per catturare più facilmente il comportamento di dipendenza dalla frequenza del sistema;
- valutazione della rigidità dinamica del sistema terreno-fondazione; questa fase permette di valutare le matrici complesse di impedenza dinamica del sistema. La parte reale della matrice rappresenta la rigidità del sistema fondazione-terreno e può essere rappresentata da una molla che ha come parametro caratteristico un coefficiente dipendente dalla frequenza. La parte immaginaria, invece, rappresenta l'energia dissipata nel suolo durante le vibrazioni della fondazione dovuta, principalmente, al fenomeno di smorzamento per radiazione (radiation damping).
- calcolo della risposta dinamica della sovrastruttura soggetta al moto di fondazione (FIM); questa fase tiene conto dell'interazione inerziale. Per valutare gli effetti di interazione inerziale nel sistema fondazione-terreno, il contributo inerziale del moto di fondazione, che deve essere determinato in questa fase sottraendo il FIM allo spostamento inerziale della fondazione, deve essere valutato ed applicato al sistema fondazione-terreno a livello della fondazione. Il contributo globale viene, infine, determinato sovrapponendo quest'ultimo risultato a quello determinato nella fase 1.

Anche se il metodo si basa sul principio di sovrapposizione degli effetti, esso può essere usato per includere gli effetti non lineari della sovrastruttura pur mantenendo un modello lineare per il sistema terreno-fondazione.

Riassumendo, con il modello del terreno e delle fondazioni si studia la parte cinematica del problema:

- moto a livello di fondazione;
- funzioni di impedenza dinamica;
- sollecitazioni in fondazione.

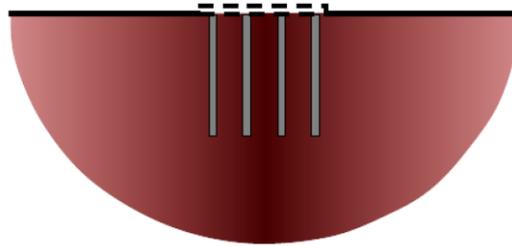


Figura 2-3: Schema modello FEM per terreno e fondazione

A valle dell'analisi cinematica si passa all'interazione inerziale studiando il modello della struttura, il quale ha dei vincoli particolari che simulano il modello del terreno. Questa seconda parte di analisi comprende:

- l'analisi dinamica della struttura su base deformabile;
- l'analisi delle sollecitazioni sulla struttura;
- l'analisi delle sollecitazioni in fondazione dovute all'interazione inerziale.

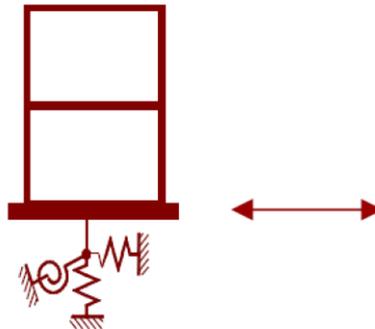


Figura 2-4: Schema modello FEM per la struttura

L'approccio per sottostrutture (applicabile sotto le ipotesi di validità del principio di sovrapposizione degli effetti) permette di risolvere il sistema di equazioni (2-12) disaccoppiando il sistema terreno-fondazione da quello della sovrastruttura, e risolvendo separatamente due diversi sistemi di equazioni. La prima fase è detta di interazione cinematica e analizza la sottostruttura costituita da E e da T , come si vede dalla seguente figura:

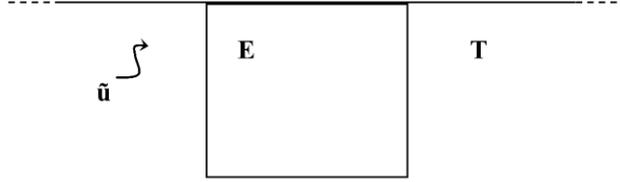


Figura 2-5: Approccio per sottostrutture: Sistema terreno-fondazione

il sistema risolvete di questa sottostruttura permette di ricavare gli spostamenti cui va soggetta la fondazione interrata per effetto dell'input sismico, in assenza di sovrastruttura, il moto alla base della struttura (all'interfaccia F) e l'impedenza dinamica del sistema terreno-fondazione. Tale sistema è:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{FF}^{(ET)} & \mathbf{Z}_{FE} \\ \mathbf{Z}_{EF} & \mathbf{Z}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_{F,K} \\ \mathbf{U}_{E,K} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{F}}_F \\ \tilde{\mathbf{F}}_E \end{bmatrix} \quad (2-13)$$

Dove è incognito il vettore degli spostamenti (cosiddetti cinematici).

Si ottiene il seguente sistema risolvete:

$$\begin{cases} \mathbf{Z}_{FF}^{(ET)} \mathbf{U}_{F,K} + \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{U}_{E,K} = \tilde{\mathbf{F}}_F \\ \mathbf{Z}_{EF} \mathbf{U}_{F,K} + \mathbf{Z}_{EE} \mathbf{U}_{E,K} = \tilde{\mathbf{F}}_E \end{cases} \quad (2-14)$$

dalla seconda equazione si ricava:

$$\mathbf{U}_{E,K} = \mathbf{Z}_{EE}^{-1} (\tilde{\mathbf{F}}_E - \mathbf{Z}_{EF} \mathbf{U}_{F,K}) \quad (2-15)$$

che può essere sostituito nella prima equazione:

$$\mathbf{Z}_{FF}^{(ET)} \mathbf{U}_{F,K} + \mathbf{Z}_{FE}^{(ET)} \mathbf{Z}_{EE}^{(ET)-1} (\tilde{\mathbf{F}}_E - \mathbf{Z}_{EF}^{(ET)} \mathbf{U}_{F,K}) = \tilde{\mathbf{F}}_F \quad (2-16)$$

e raccogliendo $\mathbf{U}_{F,K}$ si ottiene:

$$(\mathbf{Z}_{FF}^{(ET)} + \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{Z}_{EF}) \mathbf{U}_{F,K} = \tilde{\mathbf{F}}_F - \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \tilde{\mathbf{F}}_E \quad (2-17)$$

Può, così, essere definita la grandezza \mathfrak{S} , l'impedenza del sistema terreno-fondazione:

$$\mathfrak{S} = \mathbf{Z}_{FF}^{(ET)} + \mathbf{Z}_{FE}^{(ET)} \mathbf{Z}_{EE}^{(ET)-1} \mathbf{Z}_{EF}^{(ET)} \quad (2-18)$$

Finalmente, il moto alla base della struttura (FIM o Foundation Input Motion) potrà essere calcolato come:

$$\mathbf{U}_{F,K} = \mathbf{U}_{FIM} = \mathfrak{S}^{-1} (\tilde{\mathbf{F}}_F - \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \tilde{\mathbf{F}}_E) \quad (2-19)$$

Dal sistema risolvete è anche possibile ricavare gli spostamenti in corrispondenza della fondazione interrata come:

$$\mathbf{U}_{E,K} = \mathbf{Z}_{EE}^{-1} (\tilde{\mathbf{F}}_E - \mathbf{Z}_{EF} \mathfrak{S}^{-1} (\tilde{\mathbf{F}}_F - \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \tilde{\mathbf{F}}_E)) \quad (2-20)$$

Noti gli spostamenti è possibile risalire alle sollecitazioni sulla fondazione derivanti dalla sola interazione di quest'ultima con il terreno. Va detto che le sollecitazioni "cinematiche" (ovvero calcolate durante la fase di interazione cinematica) possono in alcuni casi essere di entità paragonabile a quella delle sollecitazioni derivanti dalla sovrastruttura. Ad esempio, lungo il fusto di un palo, tipicamente si sviluppano elevati momenti cinematici in corrispondenza di un forte contrasto di rigidità fra due strati di terreno contigui. Tali informazioni sull'effettivo

andamento delle sollecitazioni sul palo si perdono qualora si decida di studiare la struttura in modo tradizionale, ovvero considerandola a base fissa.

Noti dall'analisi cinematica l'impedenza del sistema terreno-fondazione ed il moto alla base della struttura (che può avere anche componenti rotazionali (*rocking*)) è possibile analizzare la sovrastruttura:

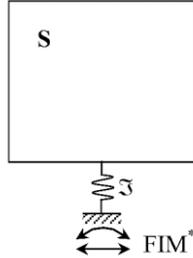


Figura 2-6: Approccio per Sottostrutture: Sistema Sovrastruttura

Il sistema risolvete per questa seconda fase, detta di interazione inerziale, si ottiene condensando la (2-12) qui riscritta separando esplicitamente le equazioni della sovrastruttura dell'interfaccia struttura-fondazione e del sistema fondazione-terreno.

$$\begin{cases} \mathbf{Z}_{SS} \mathbf{U}_S + \mathbf{Z}_{SF} \mathbf{U}_F = 0 \\ \mathbf{Z}_{FS} \mathbf{U}_S + (\mathbf{Z}_{FF}^{(S)} + \mathbf{Z}_{FF}^{(ET)}) \mathbf{U}_F + \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{U}_E = \tilde{\mathbf{F}}_F \\ \mathbf{Z}_{FE}^{(ET)} \mathbf{U}_F + \mathbf{Z}_{EE}^{(ET)} \mathbf{U}_E = \tilde{\mathbf{F}}_E \end{cases} \quad (2-21)$$

dalla terza equazione:

$$\mathbf{U}_E = \mathbf{Z}_{EE}^{(ET)-1} (\tilde{\mathbf{F}}_E - \mathbf{Z}_{EF} \mathbf{U}_F) \quad (2-22)$$

e sostituendo nella seconda:

$$\mathbf{Z}_{FS} \mathbf{U}_S + (\mathbf{Z}_{FF}^{(S)} + \mathbf{Z}_{FF}^{(ET)}) \mathbf{U}_F + \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{(ET)-1} (\tilde{\mathbf{F}}_E - \mathbf{Z}_{EF} \mathbf{U}_F) = \tilde{\mathbf{F}}_F \quad (2-23)$$

che conduce alla:

$$\mathbf{Z}_{FS} \mathbf{U}_S + (\mathbf{Z}_{FF}^{(S)} + \mathbf{Z}_{FF}^{(ET)} - \mathbf{Z}_{FE}^{(ET)} \mathbf{Z}_{EE}^{(ET)-1} \mathbf{Z}_{EF}^{(ET)}) \mathbf{U}_F = \tilde{\mathbf{F}}_F - \mathbf{Z}_{FE}^{(ET)} \mathbf{Z}_{EE}^{(ET)-1} \tilde{\mathbf{F}}_E \quad (2-24)$$

Tenendo conto delle (2-18) e (2-19), quest'ultima diventa:

$$\mathbf{Z}_{FS} \mathbf{U}_S + (\mathbf{Z}_{FF}^{(S)} + \mathfrak{S}) \mathbf{U}_F = \mathfrak{S} \mathbf{U}_{FIM} \quad (2-25)$$

Il sistema risolvete per la fase di interazione inerziale della sovrastruttura è quindi:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{SS} & \mathbf{Z}_{SF} \\ \mathbf{Z}_{FS} & \mathbf{Z}_{FF}^{(S)} + \mathfrak{S} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_S \\ \mathbf{U}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathfrak{S} \mathbf{U}_{FIM} \end{bmatrix} \quad (2-26)$$

Il sistema (2-26), nel quale sono stati messi in evidenza i risultati dell'interazione cinematica (in altre parole, l'influenza della presenza della fondazione e del terreno sulla parte in elevazione), fornisce spostamenti e sollecitazioni sulla sovrastruttura. Ricavato \mathbf{U}_F è oltretutto possibile determinare gli spostamenti della fondazione interrata dalla (2-22). La differenza tra questi ultimi e quelli ottenuti dalla fase di interazione cinematica sono i cosiddetti spostamenti inerziali della fondazione:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{U}_{F,i} \\ \mathbf{U}_{E,i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{U}_F - \mathbf{U}_{FIM} \\ \mathbf{U}_E - \mathbf{U}_{E,K} \end{bmatrix} \quad (2-27)$$

In particolare, sfruttando la (2-15), la (2-19) e la (2-22) gli spostamenti inerziali sulla parte interrata della fondazione saranno:

$$\mathbf{U}_{E,i} = (\mathbf{Z}_{EE}^{-1} \tilde{\mathbf{F}}_E - \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{Z}_{EF} \mathbf{U}_F) - (\mathbf{Z}_{EE}^{-1} \tilde{\mathbf{F}}_E - \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{Z}_{EF} \mathbf{U}_{FIM}) = -\mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{Z}_{EF} (\mathbf{U}_F - \mathbf{U}_{FIM}) \quad (2-28)$$

Nella (2-27) e nella (2-28) il termine $\mathbf{U}_F - \mathbf{U}_{FIM}$, che è noto, va visto come lo spostamento imposto all'interfaccia, alla stregua di un cedimento vincolare. La (2-28) va vista come la soluzione del problema di analisi inerziale della fondazione, che può essere espresso come:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{FF} & \mathbf{Z}_{FE} \\ \mathbf{Z}_{EF} & \mathbf{Z}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_F \\ \mathbf{U}_E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{U}_F - \mathbf{U}_{FIM} \\ \mathbf{U}_{E,i} \end{bmatrix} \quad (2-29)$$

La (2-29) permette di calcolare le sollecitazioni che gravano sulla fondazione per effetto della presenza della sovrastruttura. È importante notare che tali sollecitazioni risentono di \mathbf{U}_{FIM} e si differenziano dunque da quelle che sarebbero state calcolate tradizionalmente, senza considerare l'interazione della sovrastruttura con il sistema terreno-fondazione.

3 Caso studio: Viadotto “Chiaravalle”

In questo capitolo viene esposto il caso studio del viadotto Chiaravalle; dopo la descrizione del sito di interesse e delle caratteristiche strutturali dell’opera, vengono descritte le prove di vibrazione ambientale che hanno interessato il viadotto per l’identificazione dinamica delle proprietà modali necessarie per la calibrazione del modello strutturale utilizzato per la progettazione dell’adeguamento sismico effettuato nel 2017. Inoltre, vengono descritte le strategie di modellazione del sistema fondazione terreno e della sovrastruttura che sono state utilizzate per l’interpretazione delle analisi modali operative. Infine, vengono riportati gli interventi di adeguamento sismico eseguiti.

Il viadotto “Chiaravalle” è ubicato nel territorio del comune di Falconara Marittima (AN) e permette il raccordo della strada statale n.76 e l’Aeroporto Raffaello Sanzio.

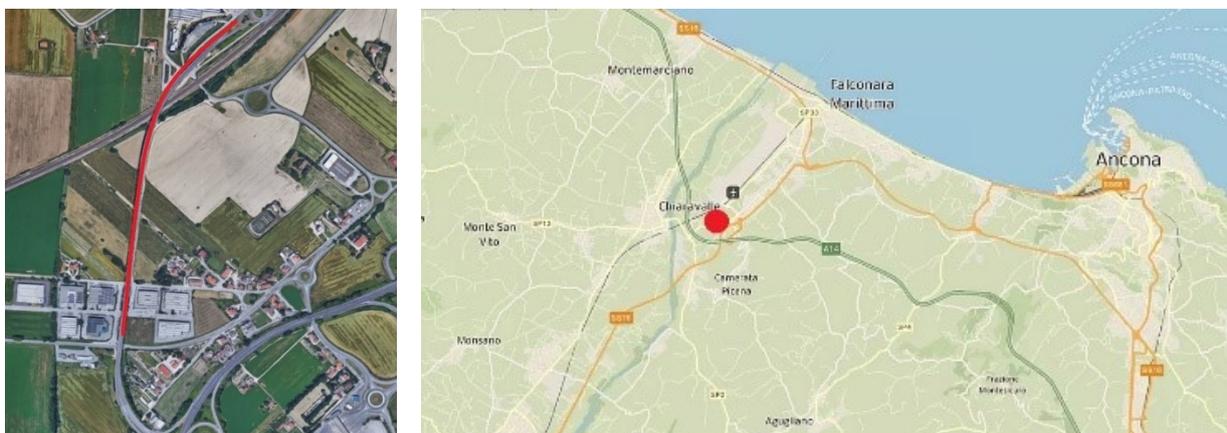


Figura 3-1: Localizzazione Viadotto “Chiaravalle”

Il viadotto ha una lunghezza di 875 m, calcolata in asse giunti spalle, ed è costituito da un unico impalcato di larghezza totale di 12.1 m; tutte le campate sono costituite da travate in semplice appoggio eseguite con un impalcato realizzato con tre travi a sezione trapezoidale, gettate su casseforme in calcestruzzo a perdere ed alleggerite con un nucleo in polistirolo.

La luce delle travate è di 26 m calcolata in asse appoggi. Fa eccezione la campata tra le pile 24 e 25, posta al di sopra della linea ferroviaria Orte-Falconara Marittima, il cui impalcato è costituito da un cassone in c.a.p. cavo, di lunghezza totale di 51.80 m, terminante con due selle Gerber, su cui si attestano le travate trapezoidali delle campate adiacenti. Le pile, poste ad interasse di 27.50 m, sono a due fusti circolari di 1.4 m di diametro e presentano un pulvino parallelepipedo di collegamento in testa. Fanno eccezione le pile 17, 24 e 25, che hanno una conformazione a setto con estremità semicircolari, di ingombro massimo pari a

7,40 x 1,40 m. Le altezze delle pile, che variano lungo lo sviluppo del viadotto, sono riportate nella Tabella 3-1.

CC1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
h [m]	5.50	6.50	7.05	7.50	7.50	7.50	8.00	7.97	8.54	8.47	8.96	8.97	9.47
CC2	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	-	-
h [m]	9.47	9.50	9.98	9.98	8.60	10.50	10.50	11.00	11.00	11.50	11.00	-	-
CC3-4	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	-	-	-	-	-
h [m]	11.00	8.30	10.60	9.70	8.76	7.80	7.25	5.25	-	-	-	-	-

Tabella 3-1: Altezza pile del viadotto

Tutte le fondazioni sono di tipo indiretto e realizzate con plinti su gruppi di pali trivellati Ø1000 mm di lunghezza variabile tra 27.0 e 35.5 m. I plinti delle pile tipo (con appoggi mobili), dello spessore di 1.70 m, sono a pianta rettangolare (9.00 x 5.00 m) e raccordano 6 pali Ø1000 mm, con interasse di 3.5 m, disposti su due file distanziate di 3.0 m.

Il viadotto presenta uno schema statico, ai fini della risposta ai carichi verticali, di impalcati semplicemente appoggiati su ogni singola campata. Per quanto riguarda la risposta alle azioni orizzontali longitudinali, si comporta come elemento monolitico, grazie alla presenza dei collegamenti in soletta che permettono di formare una catena cinematica. Ci sono 4 catene cinematiche (Figura 3-2).



Figura 3-2: Localizzazione planimetrica delle catene cinematiche

In Figura 3-3 vengono evidenziate le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali principali del viadotto, che verranno approfondite capitolo 3.2.

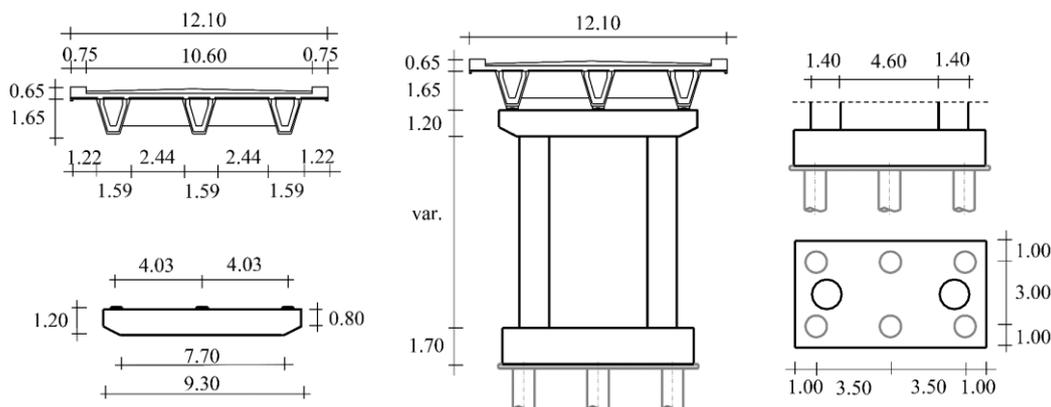


Figura 3-3: Caratteristiche geometriche principali Viadotto Chiaravalle

3.1 Aspetti geologici e geotecnici

Il viadotto Chiaravalle, ubicato lungo la S.S.681 – Raccordo tra la S.S.76, l’autostrada A14 e l’aeroporto “Raffaello Sanzio” di Ancona-Falconara, si sviluppa in un’area prettamente pianeggiante per una lunghezza di 885 m.

La carta geologica d’Italia (Foglio 117 “Jesi” – scala 1:100000) indica nell’area interessata dal viadotto la presenza in superficie di “Alluvioni e depositi litoranei, ghiaiosi e talora parzialmente sabbiosi, del IV ordine dei terrazzi, a 5-10 m sul fondo valle” (Pleistocene Medio-Superiore).

Per quanto riguarda le caratteristiche morfologiche utilizzate per la definizione del coefficiente topografico ai sensi del D.M. 17/1/2018, il sito può essere classificato in categoria topografica T1 con un coefficiente $S_T = 1$.

Sono stati reperiti tra la documentazione presente nel Compartimento di Ancona due distinti studi geologici (1979-82 e 1988) effettuati entrambi per il “Raccordo tra la SS76, Autostrada a14, l’Aeroporto di Ancona-Falconara e lo Svincolo di Falconara Ovest”.

In totale sono stati acquisite le stratigrafie di 6 sondaggi, un profilo geologico e le planimetrie con l’ubicazione dei sondaggi.

La falda idrica è stata intercettata nei sondaggi a disposizione tra le profondità di 6.5 m e 9 m (la profondità diminuisce dirigendosi come facilmente prevedibile verso il mare).

Per quanto riguarda gli studi del PAI (Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico) redatti dalla Regione Marche, l’area interessata dal viadotto non risulta interessata da nessun dissesto.

Riguardo ai caratteri stratigrafici, tettonici ed idrogeologici, lo studio si è potuto avvalere di una serie di dati provenienti da:

- la campagna d'indagine eseguita a marzo 2012;
- gli studi geologici eseguiti in fase di progettazione del viadotto;
- gli strumenti conoscitivi predisposti a cura degli Enti territoriali (in primis, Regione Marche e Autorità di Bacino regionale responsabile del P.A.I. – Piano di assetto idrogeologico dei bacini della Regione Marche);

Per le caratteristiche geotecniche dei terreni, ci si è avvalsi dei dati ottenuti sia in situ che in laboratorio nel corso delle menzionate campagne di indagine.

Si riporta, inoltre uno stralcio della carta geolitologica in scala 1:10000 (Figura 3-4) in cui viene evidenziata, in corrispondenza del viadotto, la presenza di “Alluvioni recenti del IV ordine: Ghiaie sabbiose con lenti limo-argillose”.

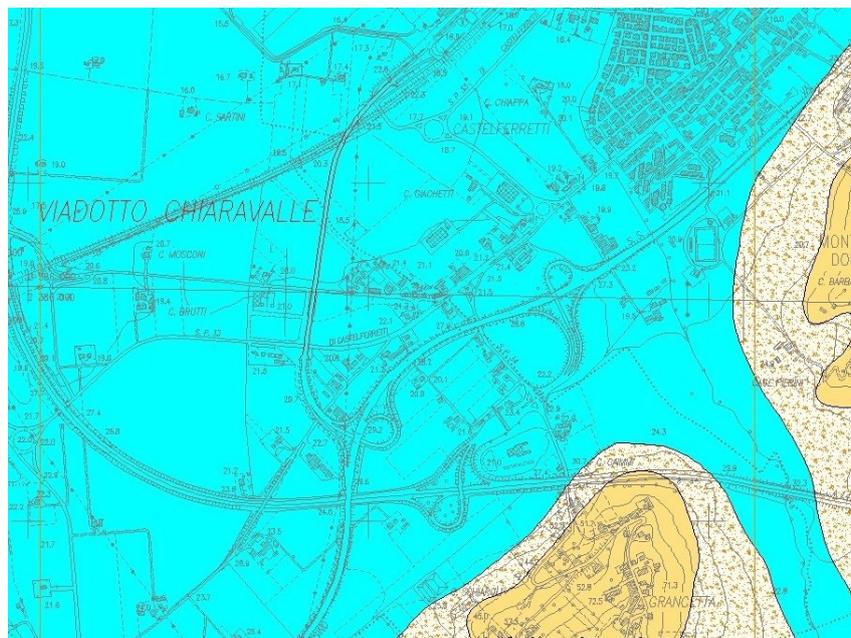


Figura 3-4: Carta geolitologica (1:10000)

3.1.1 Descrizione del sito

Il viadotto è situato in un'area tra Falconara Marittima e Chiaravalle che dal punto di vista geomorfologico risulta quasi perfettamente pianeggiante con un'altitudine che varia dai 17 ai 20 m s.l.m.m.

La configurazione geologica del sito è costituita dall'alternarsi di tre formazioni principali al di sopra del substrato di epoca Plio-Pleistocenica che affiora sui rilievi collinari circostanti, costituito dalla formazione delle "Argille azzurre".

Dai sondaggi eseguiti si è potuto appurare che lo spessore delle alluvioni varia dai 20 ai 35 m, con tendenza ad aumentare procedendo dalla S.S. 76 verso l'aeroporto.

L'esame dei sondaggi effettuati consente di definire uno schema stratigrafico valido per l'intero viadotto così definito:

- a) dalla spalla lato SS.76 fino alla pila 7:
 - dal p.c. fino alla profondità variabile lungo lo sviluppo del viadotto di 8.5 m e 9.8 m → **Deposito Alluvionale 1:** limi argillo-sabbiosi e sabbie limose con argilla; colorazione marrone chiaro e ocrea; la consistenza è variabile e dipende dal contenuto d'acqua; *Spessore DA1:* 8.5 – 9.8 m;
 - al di sotto, fino alla profondità variabile lungo lo sviluppo del viadotto di 20.5 m e 22.6 m → **Deposito Alluvionale 2:** ghiaie medie e grossolane, a clasti calcarei e calcareo-marnosi mediamente arrotondati e talora appiattiti, in matrice sabbiosa-limosa rosata o giallastra; nella matrice, le percentuali di sabbia sono circa analoghe a quelle del limo; l'addensamento è variabile, ma nell'insieme è medio-alto; *Spessore DA2:* 11.5 – 14.3 m;
 - al di sotto → **Formazione delle Argille Azzurre:** argille siltose marnose (tenore in $CaCO_3$ intorno al 20%) grigio-azzurre in strati dello spessore compreso fra 2 e 30 cm; con straterelli e lenticelle di sabbia ocrea poco cementata (Pliocene Inferiore); la parte sabbiosa costituisce circa il 10% dell'ammasso; la stratificazione, non sempre evidente, è definita dai suddetti livelli, nonché da patine siltose.
- b) dalla pila 7 alla spalla lato aeroporto:
 - dal p.c. fino alla profondità variabile tra 5.8 m e 8.6 m → **Deposito Alluvionale 1;** *Spessore DA1:* 8.5 – 9.8 m;
 - al di sotto, fino alla profondità variabile tra 17.7 m e 22.5 m → **Deposito Alluvionale 2;** *Spessore DA2:* 9.1 – 14.6 m;

- al di sotto, fino alla profondità variabile tra 21.4 m e 30 m → **Deposito Alluvionale 3:** argilla limosa e argilla con sabbia, di colore grigio, a consistenza da media a bassa; *Spessore DA3:* 0 – 8 m
- al di sotto, fino alla profondità variabile tra 23.2 m e 35 m → **Deposito Alluvionale 2;** *Spessore DA2:* 1.80 – 11 m;
- al di sotto → **Formazione delle Argille Azzurre.**

Nella Figura 3-5 si riportano la sezione geologica effettuata lungo lo sviluppo del ponte e la planimetria delle indagini effettuate. In Figura 3-6 vengono illustrati i sondaggi stratigrafici riportati in Figura 3-5(a).

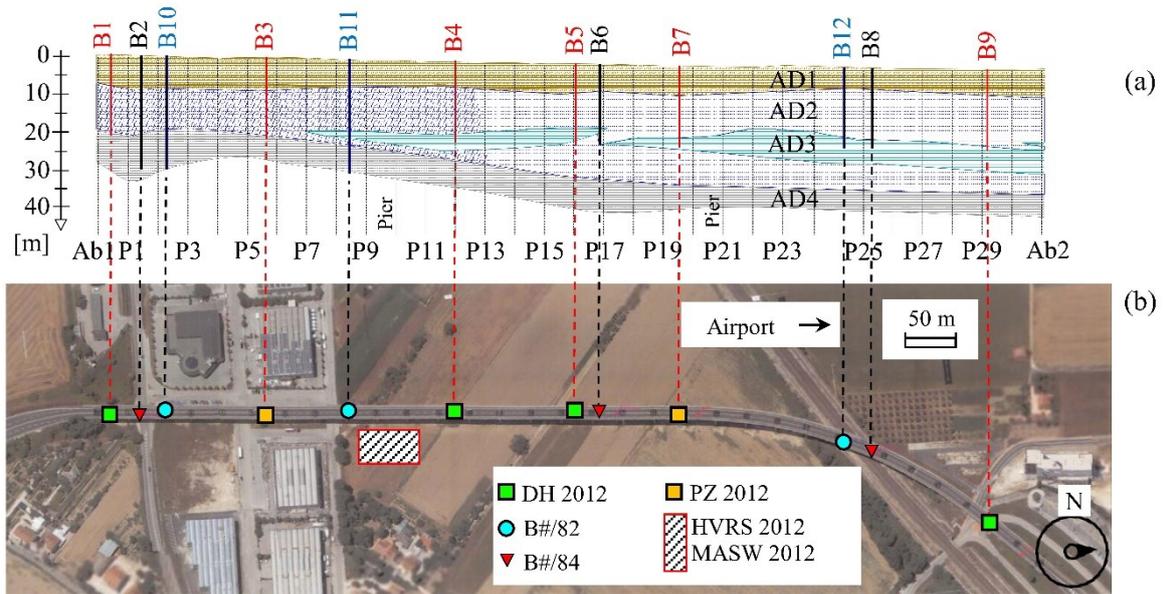


Figura 3-5: Sezione geologica (a); Planimetria delle indagini effettuate (b)

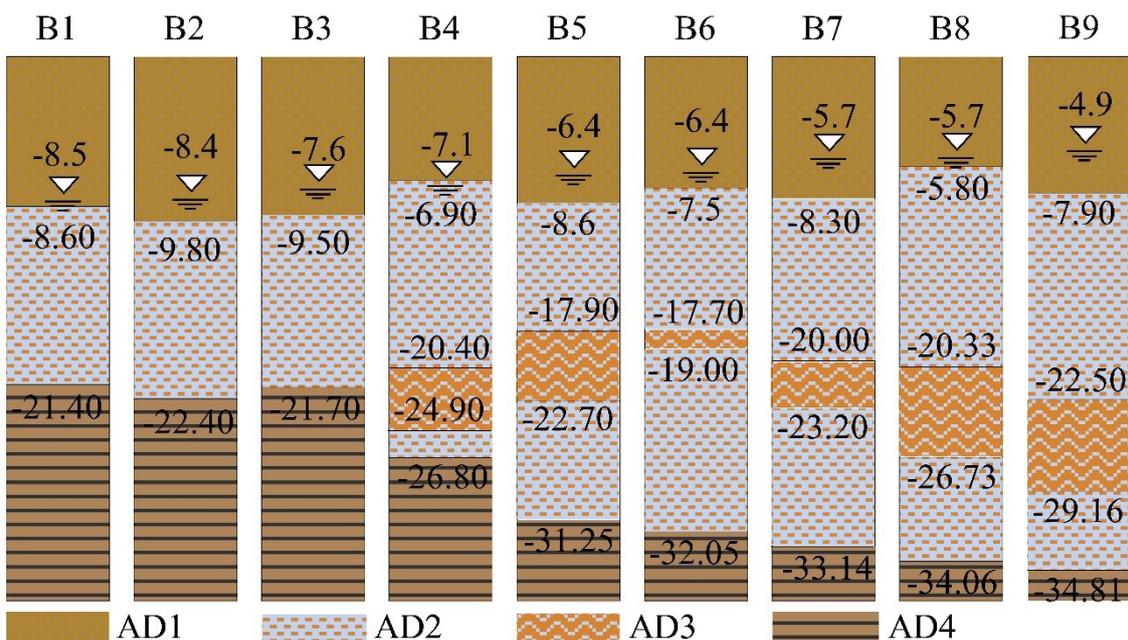


Figura 3-6: Sondaggi stratigrafici

La pianura alluvionale attraversata dal viadotto non presenta fenomeni di dissesto geomorfologici in atto. I fenomeni di esondazione dell'Esino non raggiungono la zona del viadotto. Si allega, al riguardo, uno stralcio della cartografica del P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico) (Figura 3-7).

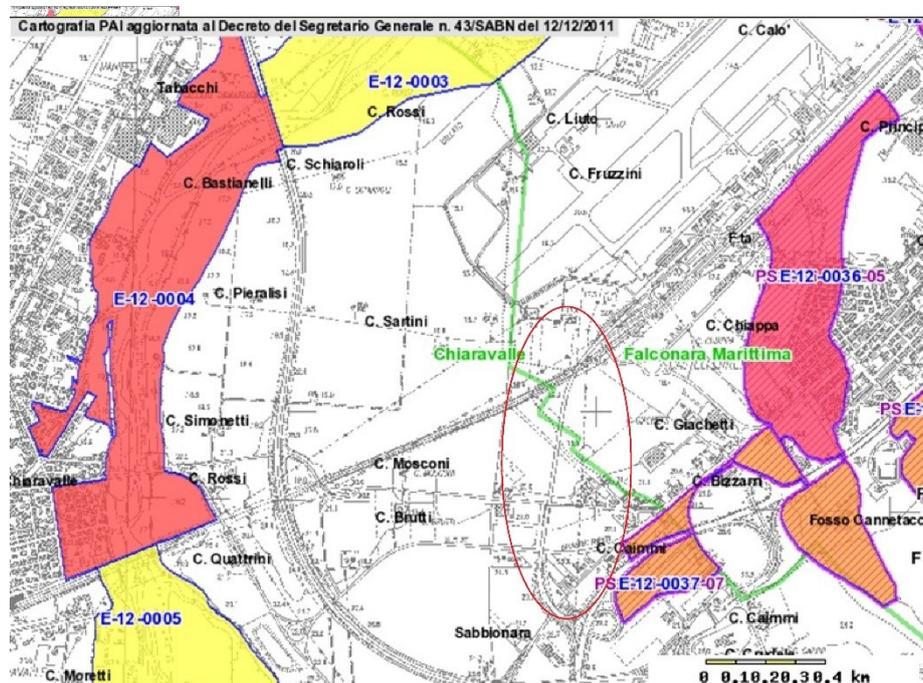


Figura 3-7: Cartografia P.A.I. delle aree a rischio esondazione o frana (Regione Marche – Autorità di Bacino Regionale)

3.1.2 Indagini geognostiche e parametri geotecnici dei terreni

Per la definizione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo, sono state eseguite apposite indagini nel mese di marzo 2012 tenendo anche in conto dei dati ottenuti in precedenza con le seguenti campagne d'indagine:

- sondaggi geognostici eseguiti nel 1982, prima della realizzazione dell'opera;
- sondaggi geognostici eseguiti nel 1984, prima della realizzazione dell'opera;
- indagine geofisica MASW eseguita nel 2011, per la verifica sismica del viadotto.

Il quadro completo delle indagini in situ e prove di laboratorio, è il seguente.

INDAGINI IN SITU			
	Indagini 2011/2012	Indagini 1984	Indagini 1982
Sondaggi	6	3	3
Piezometri	2		
Prove SPT	22	9	
Campioni indist.	4		
Campioni rimanegg.	24		
Sismica in foro (DH)	4		
Sismica MASW	ml 348		

Tabella 3-2: Prove in situ eseguite

PROVE DI LABORATORIO			
	Indagini 2011/2012	Indagini 1984	Indagini 1982
Proprietà indice	11		
Granulometria	22		
Compress. Triax. CU	1		
Taglio diretto	3		
Compress. e.l.l.	3		
Compr. Edometrica	1		

Tabella 3-3: Prove di laboratorio eseguite

La caratterizzazione geofisica del sito è stata ricavata dall'interpretazione della prova Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW), Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) e Down Holes (DH).

Tra le metodologie che consentono di ricavare il profilo V_s del sottosuolo di notevole importanza è la prova di tipo passivo HVSr. Si tratta di una prova sismica di tipo passivo ed è basata sullo studio della continua vibrazione del suolo dovuta a cause sia antropiche che naturali. La tecnica utilizzata in questo caso è caratterizzata dall'uso di una singola stazione di misura. In questo caso vengono misurate le vibrazioni ambientali nelle tre direzioni dello spazio attraverso un unico sensore tridirezionale posto sulla superficie del terreno.

In particolare, viene valutato il rapporto di ampiezza fra le componenti orizzontali e verticali del moto (metodo HVSr, ovvero, *Horizontal to Vertical Spectral Ratios*).

Analizzando misure di questo tipo è possibile identificare le modalità di vibrazione del terreno. In particolare, è possibile individuare la frequenza (f) di risonanza. In generale, esiste una relazione semplice tra (f), lo spessore della parte più deformabile del terreno (h) e la velocità media delle onde sismiche nel sottosuolo (V_s):

$$f = \frac{V_s}{4h}$$

È proprio dal grafico del rapporto tra le componenti spettrali orizzontale e verticale che viene evidenziata la frequenza di vibrazione (o più frequenze se si è in presenza di un profilo stratigrafico multistrato con contrasti di impedenza significativi) attraverso un "picco" della curva in Figura 3-8. Entrando nel dettaglio, è evidente che sono presenti due picchi alle frequenze di 1.1 Hz e 9.7 Hz, che corrispondono ai due contrasti di rigidità osservati nel deposito investigato: il primo, a profondità elevate, ed il secondo, in corrispondenza dell'interfaccia tra il litotipo AD1 e AD2. La frequenza predominante dello strato superficiale (AD1) può essere individuata quindi, a 9.7 Hz. In Figura 3-8-(b) vengono riportati gli spettri medi di ogni componente della velocità in direzione Nord-Sud (NS), Est-Ovest (EW) ed Up-Down (UD).

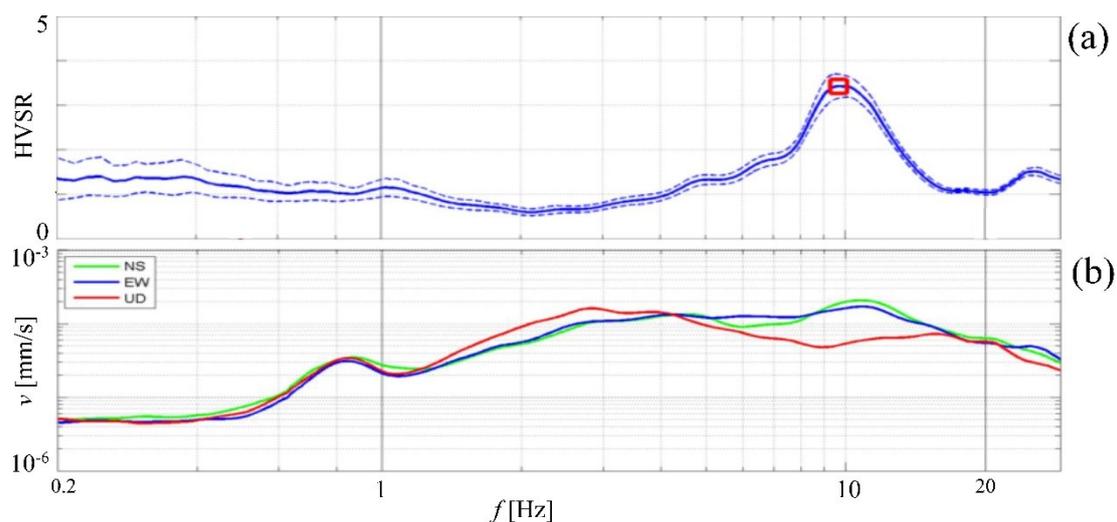


Figura 3-8: (a) HVSR; (b) Spettro medio di ogni componente della velocità.

La Figura 3-9 mostra lo sviluppo della velocità delle onde di taglio all'aumentare della profondità, ottenuto dall'interpretazione delle prove geofisiche (Down Hole) e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e dalle informazioni geotecniche e geologiche disponibili.

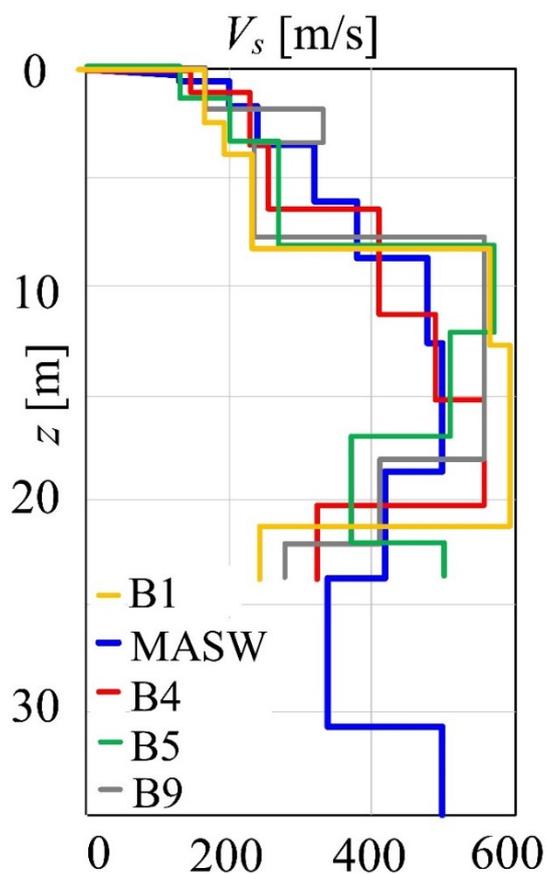


Figura 3-9: Velocità onde di taglio al variare della profondità

Infine, in Tabella 3-4 vengono riportati i seguenti parametri geotecnici e geofisici ottenuti dalle indagini eseguite:

- γ [kN/m^3] → peso di volume del terreno;
- D_r [%] → densità relativa;
- c' [kPa] → coesione efficace;
- c_u [kPa] → coesione non drenata;
- E_s [kPa] → modulo elastico;
- E_{ed} [kPa] → modulo edometrico;
- V_s [m/s] → velocità onde di taglio;
- G_0 [kPa] → modulo di taglio.

TERRENO	γ	D_r	c'	c_u	ϕ'	E_s	E_{ed}	V_s	G_0
	[kN/m^3]	[%]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[m/s]	[kPa]
AD1	19.02	-	20	20	27	63000	87000	230	92000
AD2	19.6	63	-	-	39	42000	-	540	567000
AD3	20	-	7	35	27	15000	-	325	218000
AD4	20	-	30	400	26	70000	-	600	770000

Tabella 3-4: Parametri meccanici e dinamici dei terreni

3.2 Descrizione degli elementi strutturali

In questo paragrafo vengono descritte le caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi strutturali che compongono il viadotto.

L'impalcato è costituito da tre travi a V in c.a.p. che sorreggono una soletta gettata in opera su predalles avente spessore totale pari a 25 cm (20+5). Le travi sono realizzate con gusci esterni prefabbricati di spessore sottile (7 cm) e getto in opera di completamento, anime comprese, effettuato con quello della soletta. L'alleggerimento interno alle travi è ottenuto con un elemento di polistirolo a perdere. Le travi, poste ad interasse di 4.03 m, hanno larghezza all'intradosso di 60 cm, larghezza superiore di 159 cm ed altezza di 165 cm. La luce di calcolo in asse appoggi è pari a 26 m.

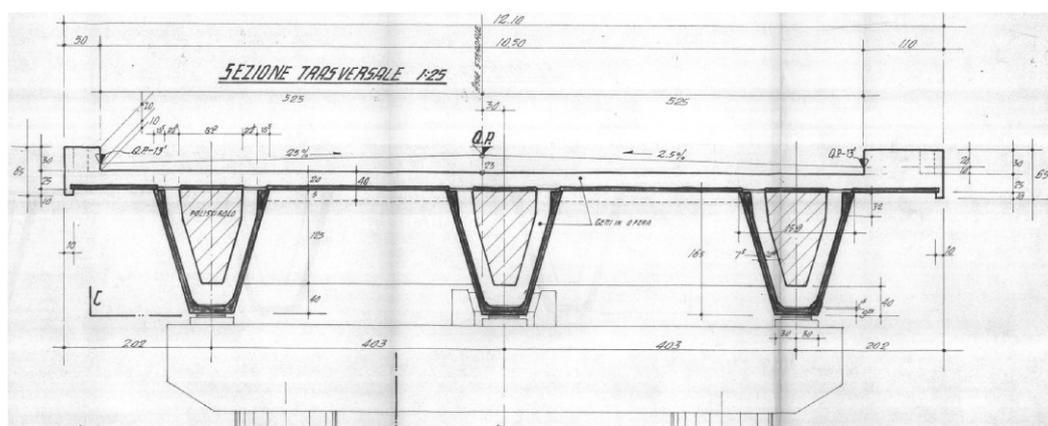


Figura 3-10: Sezione trasversale impalcato

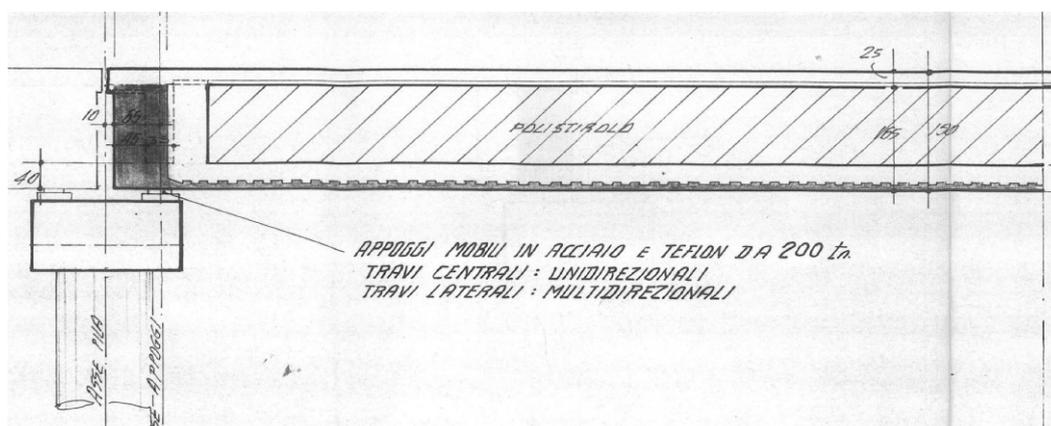


Figura 3-11: Sezione longitudinale impalcato

La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 12.1 m, comprensivi di 1.6 m di cordoli (0.5 m sul lato est e 1.1 m sul lato ovest); dalle travi esterne la soletta presenta un aggetto di 1.25 m. quali collegamenti trasversali sono presenti, oltre alla soletta, i soli due traversi di testata dello spessore di 35 cm.

Le prescrizioni sui materiali riportate negli elaborati reperiti indicano per l'impalcato:

- calcestruzzo soletta $\rightarrow R'_{bk} > 40 \text{ Mpa}$;

- calcestruzzo travi $\rightarrow R'_{bk} > 40 \text{ Mpa}$;
- acciaio in barre per armatura lenta $\rightarrow FeB44k$;
- acciaio armonico per cavi di precompressione $\rightarrow R_{ak} > 1800 \text{ Mpa}$ e $R_{ak(0.2)} > 1600 \text{ Mpa}$.

Di seguito si riportano alcune figure estrapolate dalle tavole di progetto esecutivo.

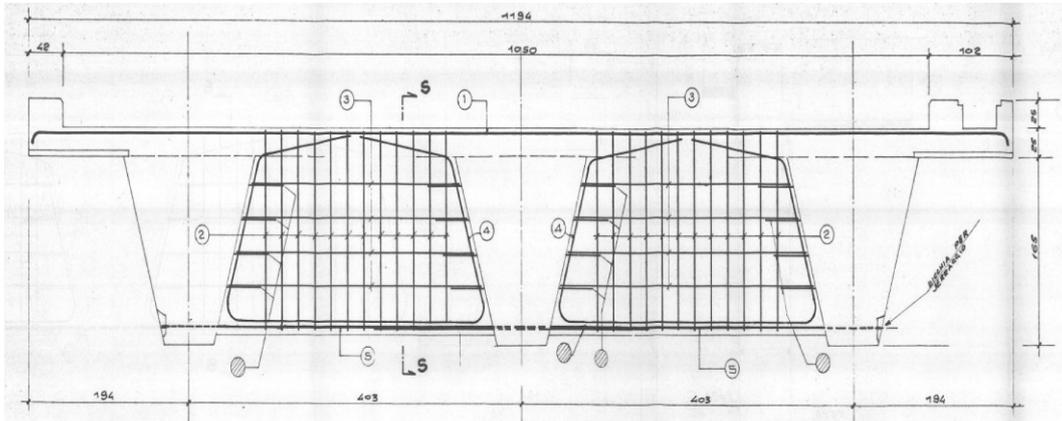


Figura 3-12: Armatura trasversi

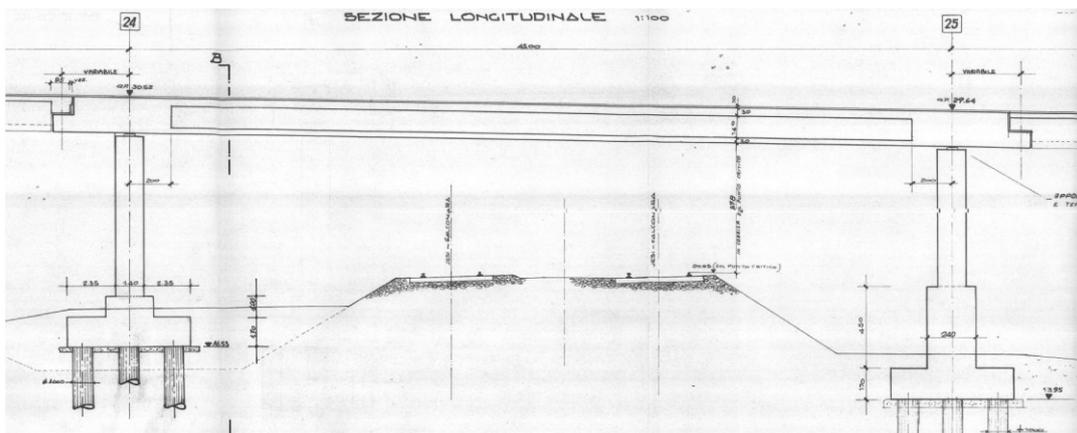


Figura 3-13: Campata 25 - Sezione Longitudinale

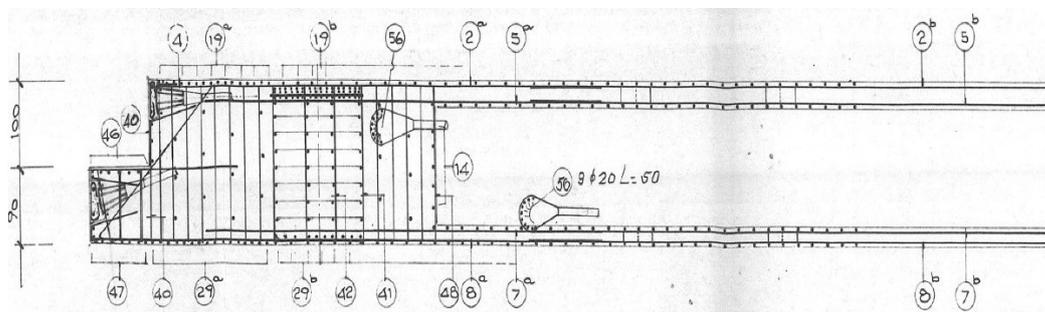


Figura 3-14: Particolare della sella Gerber

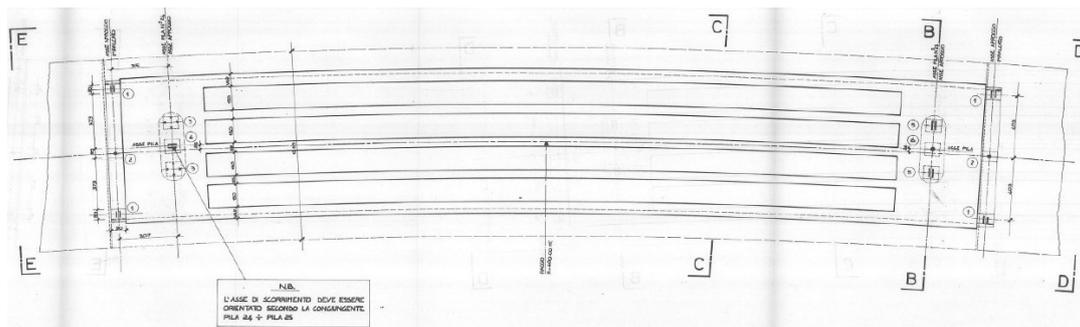


Figura 3-15: Pianta impalcato dell'attraversamento ferroviario

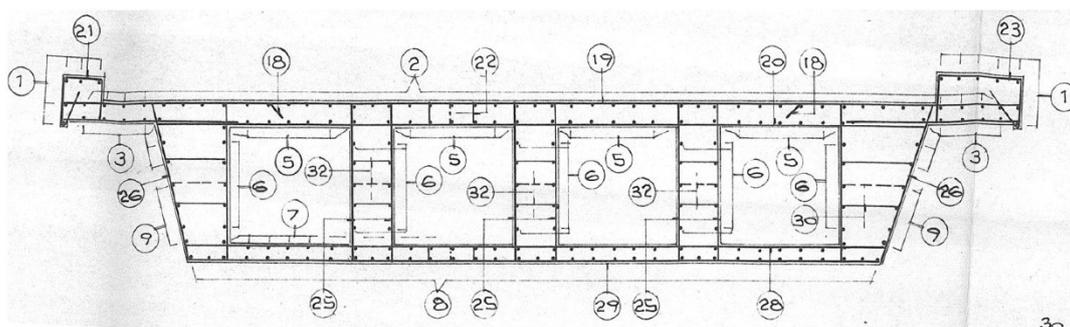


Figura 3-16: Sezione impalcato dell'attraversamento ferroviario

Gli impalcati presentano dei collegamenti in soletta così da formare delle “catene cinematiche”. I collegamenti sono costituiti da gruppi di barre $\varnothing 40$ o $\varnothing 50$ mm, disposte in numero variabile da 3 a 7, come viene illustrato nella seguente figura (Figura 3-17)

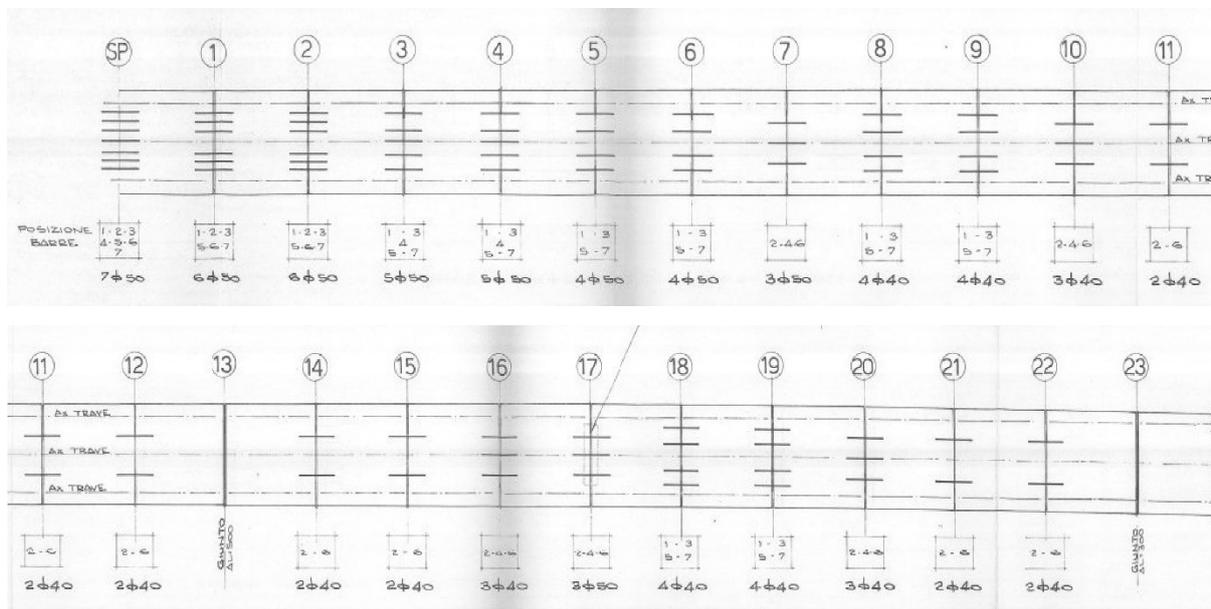


Figura 3-17: Disposizione barre di collegamento della soletta dell'impalcato dalla Spalla A alla Pila 23

Le pile, poste ad interasse di 27.5 m, sono realizzate con due fusti in c.a. a sezione circolare piena collegati in sommità da un pulvino parallelepipedo. I fusti hanno un diametro pari a 1.4 m e sono posti ad interasse di 6 m. le altezze dei fusti delle pile variano da 5.5 m a 12 m e i pulvini hanno dimensione in pianta pari a 9.3 x 2.2 m e spessore pari a 1.2 m.

Le pile con fusti di altezza superiore ai 10 m hanno una parete di raccordo alla base dei fusti stessi, dello spessore di 1.4 m, collegata al plinto di fondazione e di altezza pari all'eccedenza di 10 m.

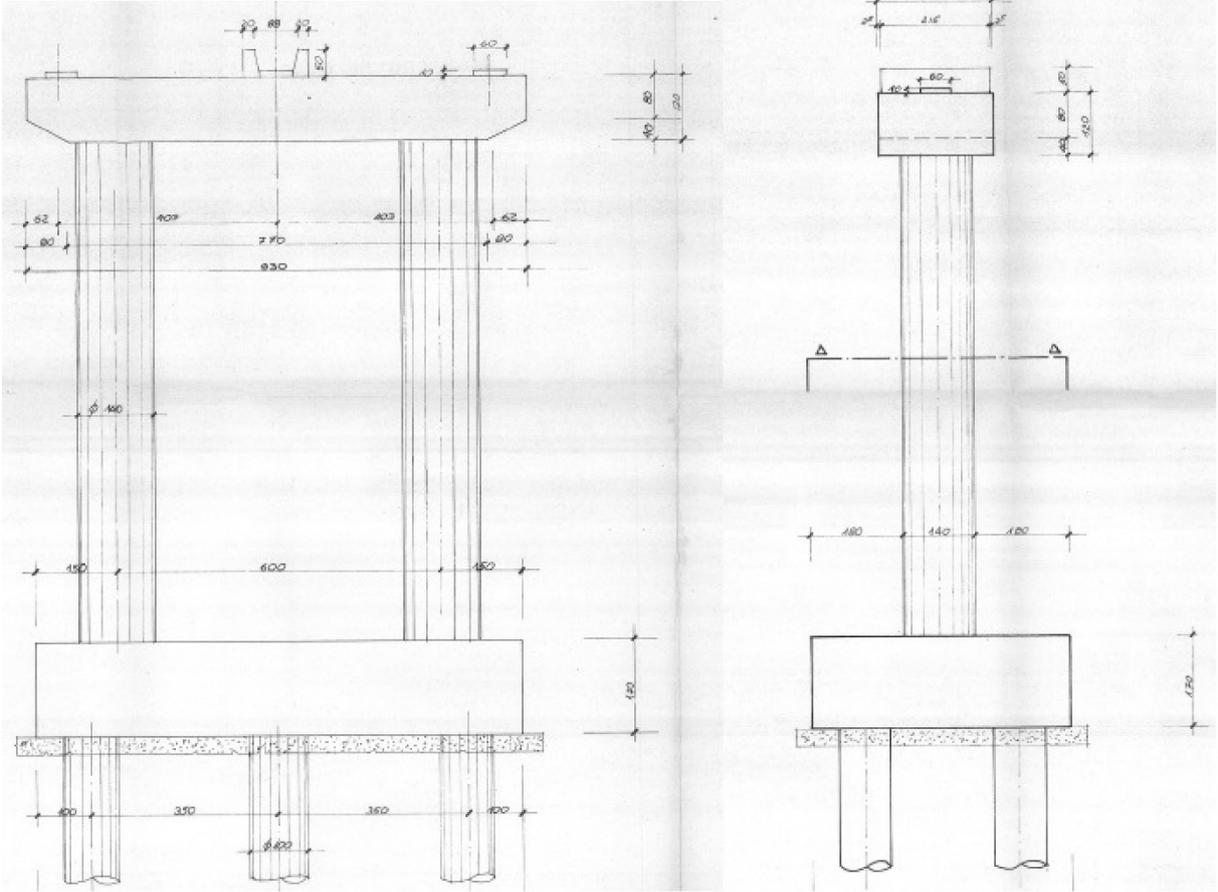


Figura 3-18: Prospetti pila tipo

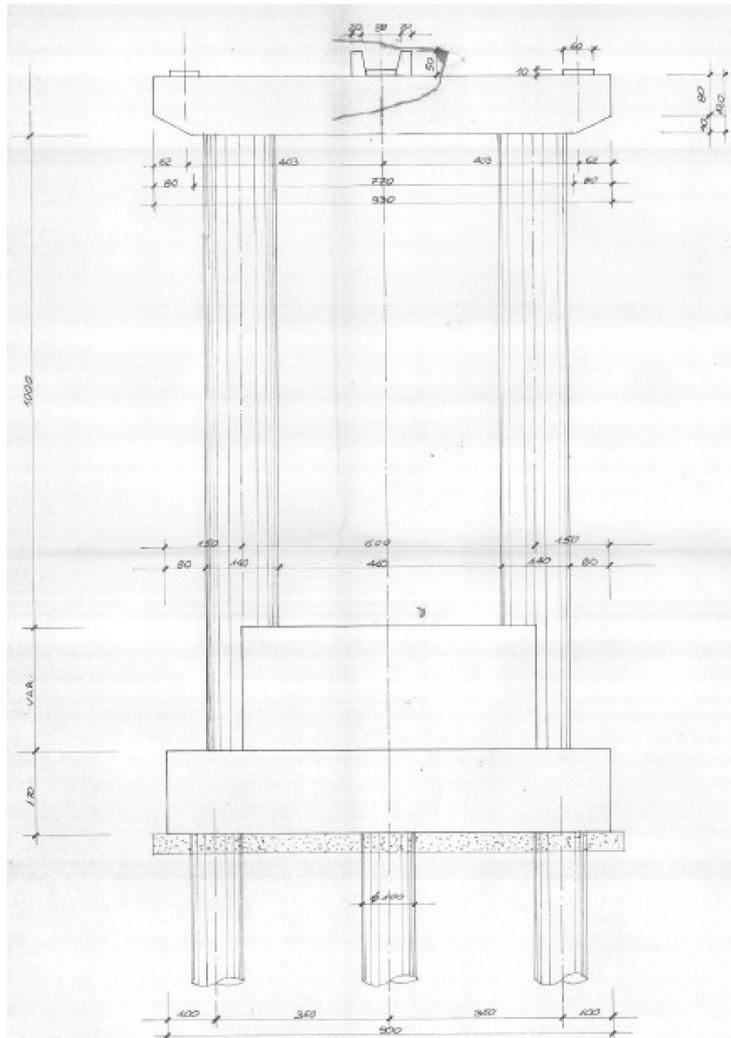


Figura 3-19: Prospetto pila tipo H > 10 m

Come già accennato, fanno eccezione le pile 17, 24 e 25, le quali presentano una sezione pseudo-rettangolare piena di ingombro massimo in pianta pari a 7.4 x 1.4 m ed estremità circolari. Nonostante condividano la stessa tipologia di sezione, vi è comunque una differenza sostanziale fra la pila 17 e le pile 24 e 25: mentre la prima si inserisce all'interno del medesimo schema statico del viadotto come elemento di ritegno longitudinale (pila fissa della pozione di viadotto ad essa afferente), le pile 24 e 25 sono quelle in affiancamento ai binari e rispondono a specifiche prescrizioni ferroviarie

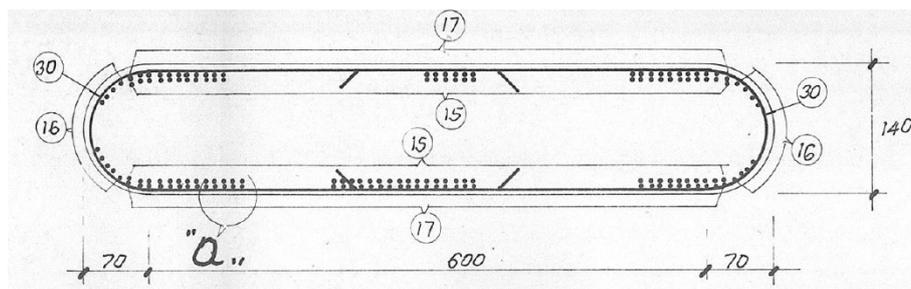


Figura 3-20: Sezione tipo Pila Fissa

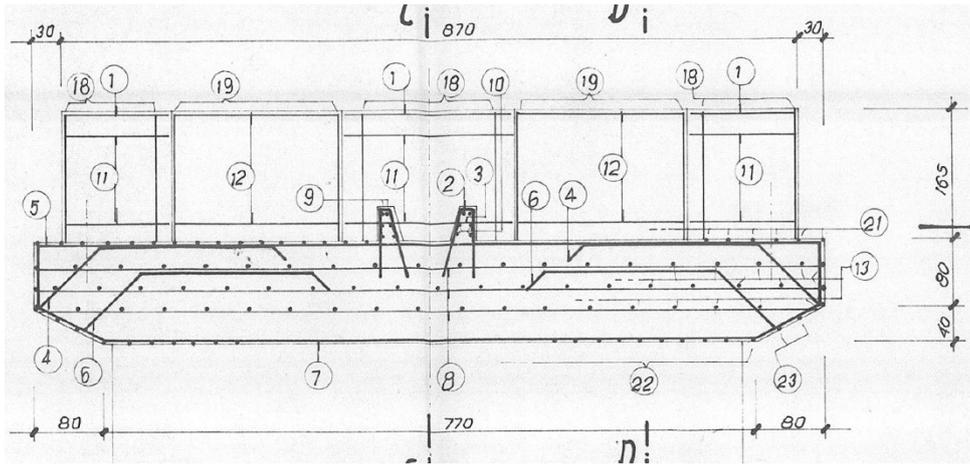


Figura 3-21: Sezione trasversale pulvino pila 17

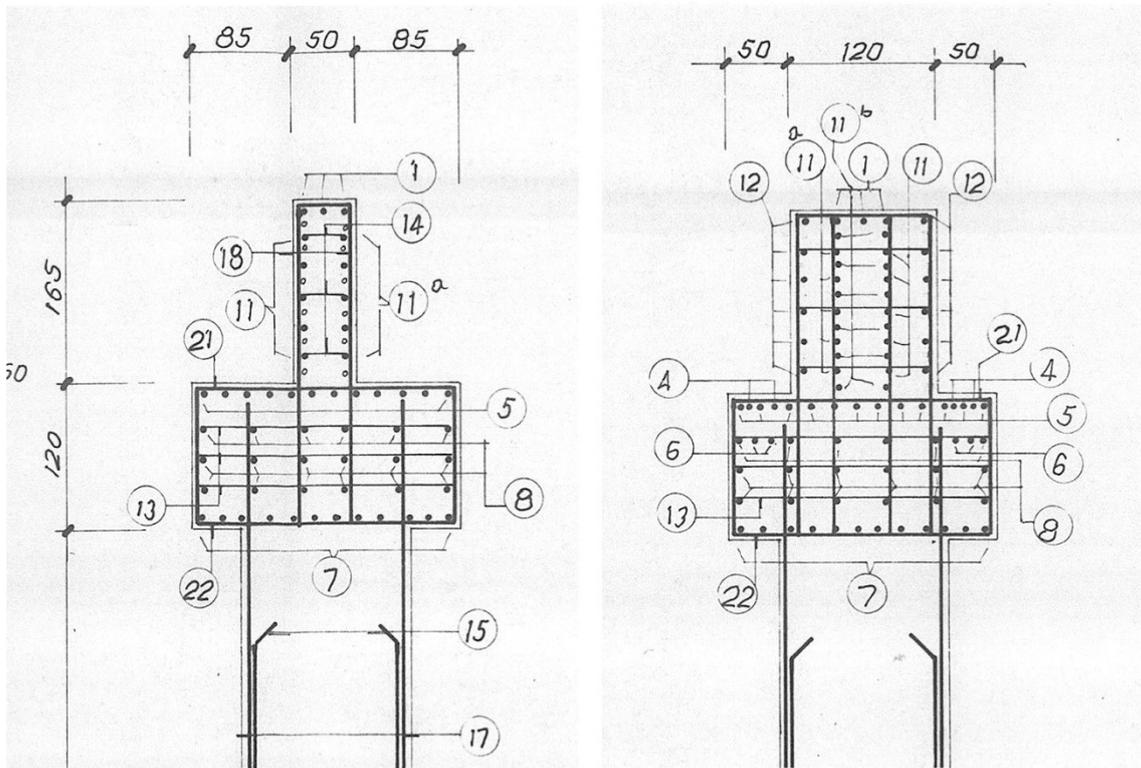
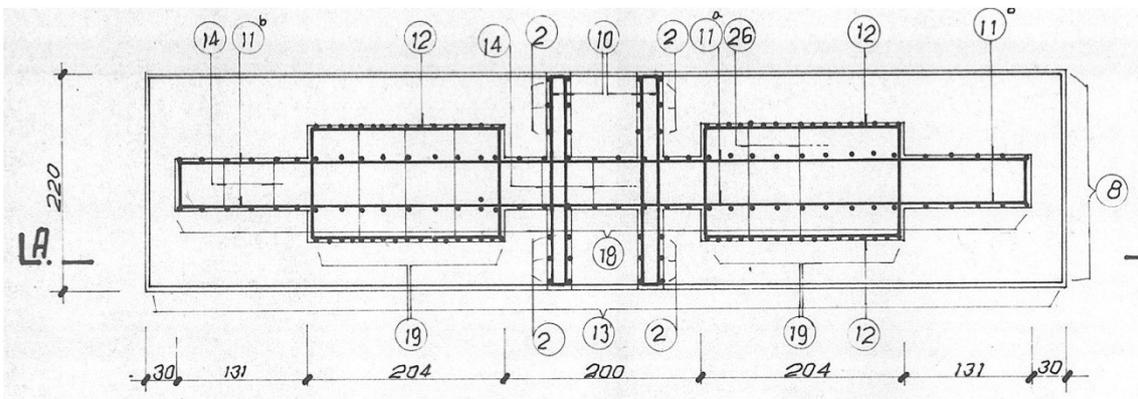


Figura 3-22: Pianta e sezioni longitudinali pulvino pila 17

Le pile 24 e 25 presentano un ringrosso alla base a sezione pseudo-rettangolare piena; l'ingombro massimo in pianta è pari a 9.4 x 2.4 m e l'altezza vale 1 m per la pila 24 e 4.5 m per la pila 25.

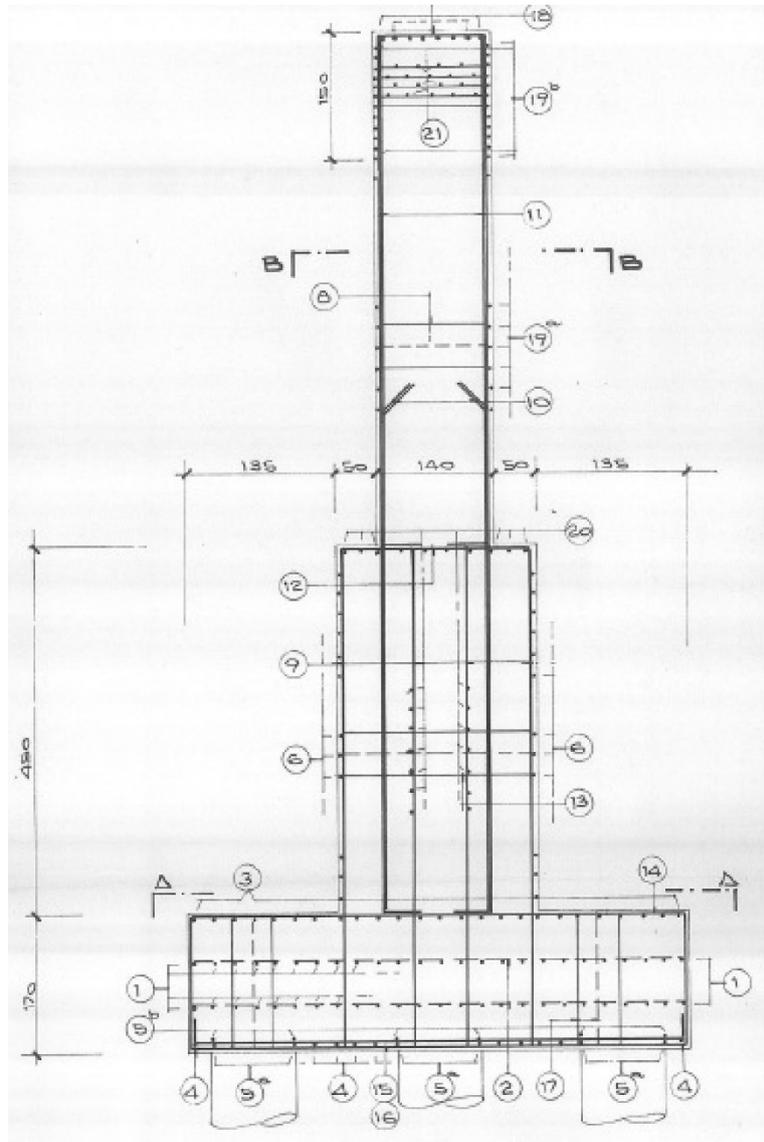


Figura 3-23: Sezione Pila 25

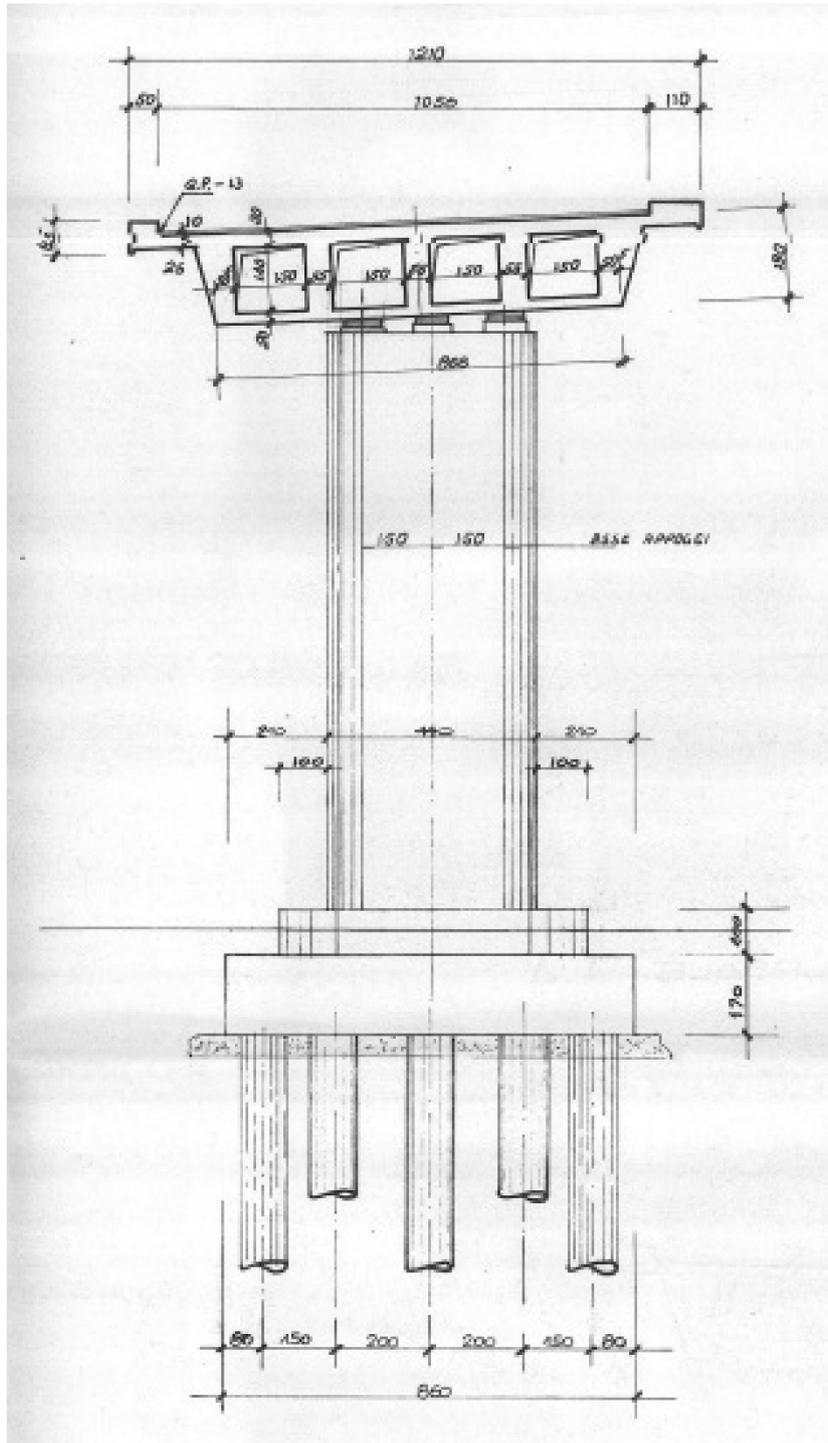


Figura 3-24: Prospetto pila 24

Le prescrizioni sui materiali riportate negli elaborati reperiti indicano per le pile:

- calcestruzzo $\rightarrow R'_{bk} > 30 \text{ Mpa}$;
- acciaio in barre per armatura lenta $\rightarrow FeB44k$ controllato.

Le spalle sono di tipo scatolare con muro frontale a spessore costante pari a 1.5 m e paraghiaia con spessore pari a 30 cm. L'altezza totale del muro frontale (esclusi i 2 m di

elevazione del paraghiaia) è pari a 5.65 m per la spalla lato aeroporto, mentre varia tra 7.56 m e 8.05 m per la spalla lato Roma. I muri di risvolto hanno spessore costante di 1.4 m lungo tutto lo sviluppo.

Le prescrizioni sui materiali riportate negli elaborati reperiti indicano per le pile:

- calcestruzzo → $R'_{bk} > 30 \text{ Mpa}$;
- acciaio in barre per armatura lenta → $FeB44k$ controllato.

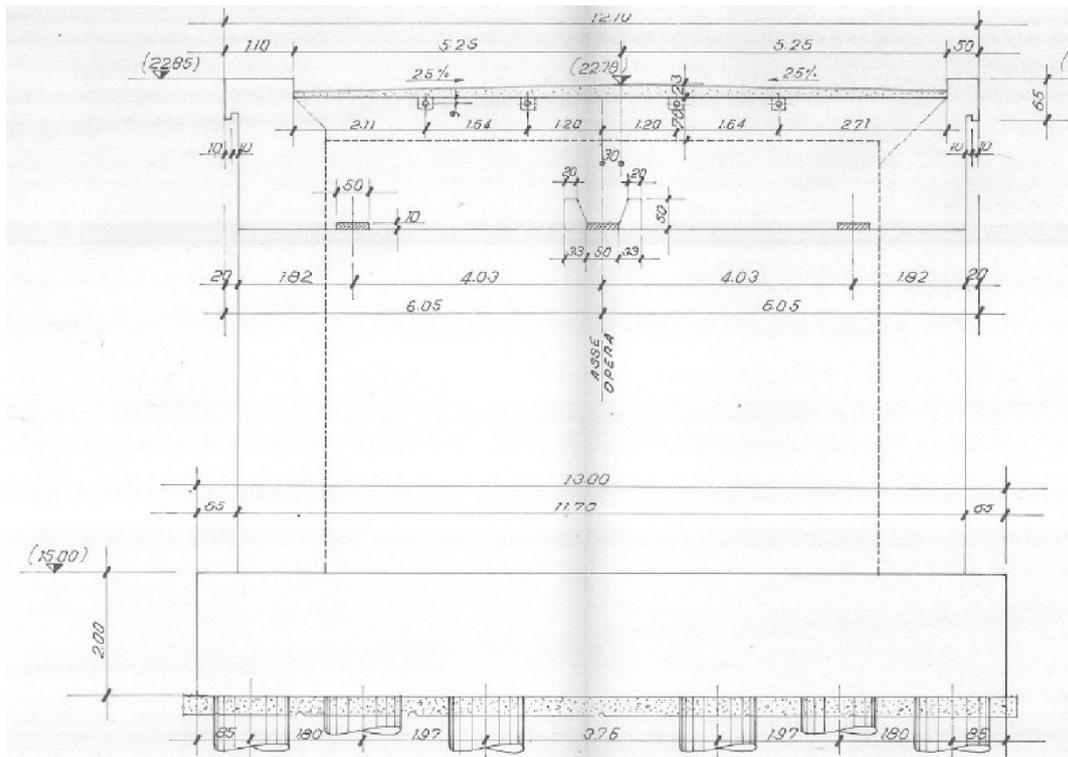


Figura 3-25: Prospetto spalla lato aeroporto

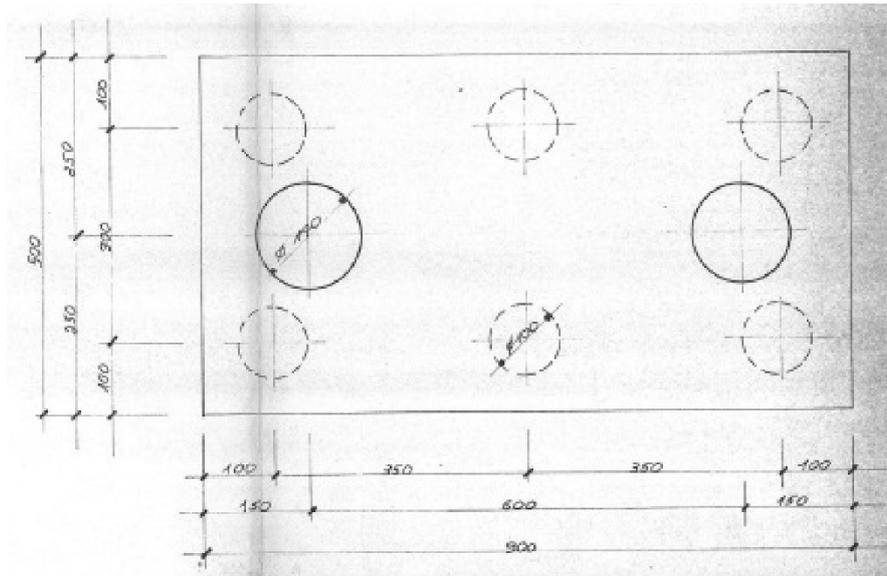


Figura 3-27: Pianta fondazioni pila tipo

La pila 17 (con appoggi fissi), presenta un plinto con pianta di dimensioni pari a 10.8 x 10 m e spessore variabile da 2 m, nella parte centrale all'innesto del fusto della pila, ed 1.4 m alle estremità. Il plinto raccorda 10 pali disposti su quattro file a quinconce.

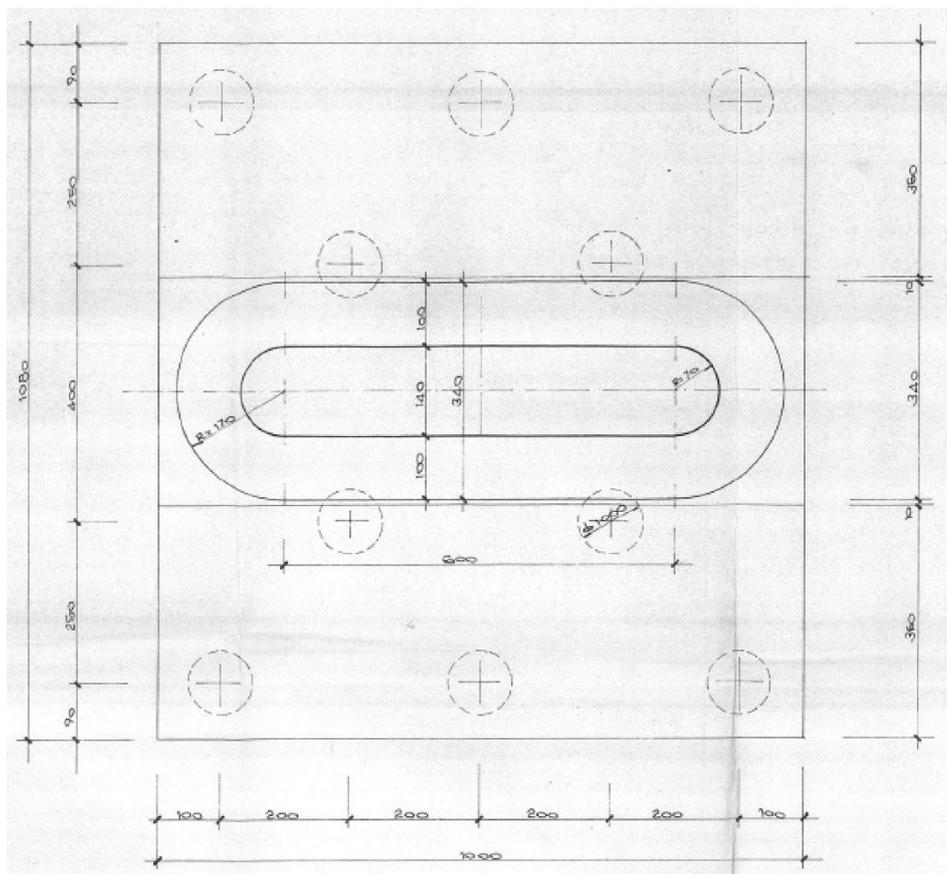


Figura 3-28: Pianta plinto pila 17

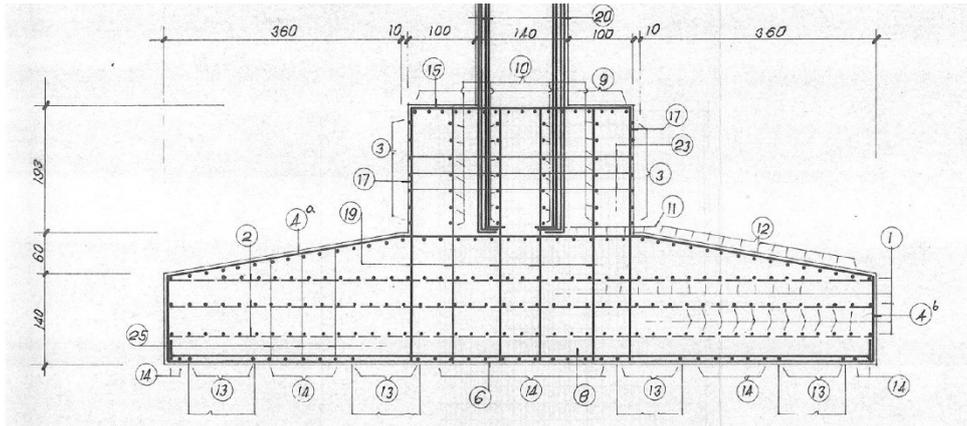


Figura 3-29: Sezione plinto pila 17

Anche le pile 24 e 25 hanno un plinto differente rispetto a quello tipo: in entrambi i casi ha dimensione in pianta pari a 6.1 x 8.6 m con spessore costante pari a 1.7 m. il plinto raccorda 8 pali disposti su tre file a quinconce.

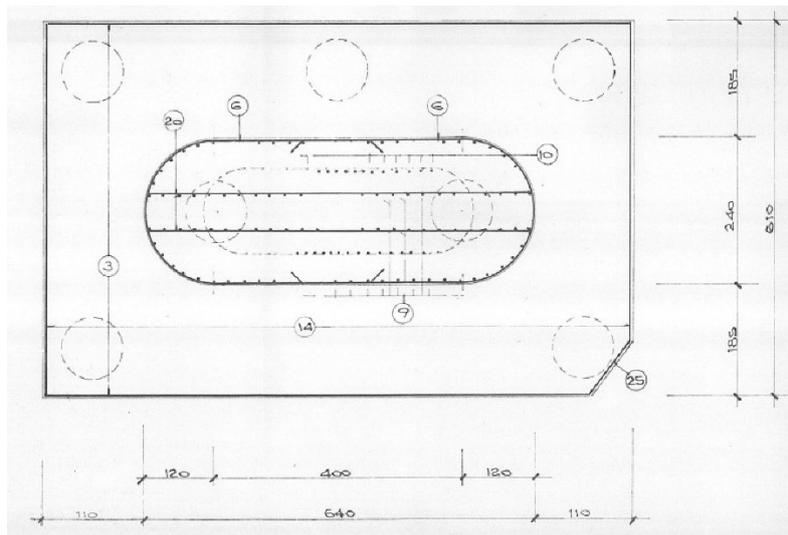


Figura 3-30: Pianta plinto pila 24 e 25

I plinti delle spalle hanno pianta di dimensione pari a 13 x 7 m e spessore di 2 m. questi raccordano gruppi di 10 pali trivellati $\varnothing 1000$ mm disposti su tre file a quinconce.

Le prescrizioni sui materiali riportate negli elaborati reperiti indicano per le pile:

- calcestruzzo $\rightarrow R'_{bk} > 30 \text{ Mpa}$;
- acciaio in barre per armatura lenta $\rightarrow FeB44k$ controllato.

Il viadotto presenta uno schema statico, ai fini della risposta ai carichi verticali, di impalcati semplicemente appoggiati su ogni singola campata. Per quanto riguarda la risposta alle azioni orizzontali longitudinali, si comporta come un elemento monolitico, grazie alla presenza dei collegamenti in soletta atti a formare una “catena cinematica”, collegato o alla spalla o alla pila fissa afferente.

Ogni campata è disposta su sei appoggi (3+3) in acciaio-teflon; le travi laterali poggiano su appoggi multidirezionali da 200 t mentre, quelle centrali, su appoggi unidirezionali longitudinali da 30 t di forza trasversale.

Sono presenti ritegni trasversali su ogni pila costituiti da coppie di risalti in c.a. incastrati al pulvino e collocati ai lati della trave centrale.

3.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Per la progettazione dell'intervento di adeguamento sismico del viadotto è stata effettuata una campagna di indagini atte a definire le proprietà meccaniche della sovrastruttura in c.a. del viadotto. I risultati delle prove di schiacciamento delle carote sono riportati nella seguente tabella:

Elemento strutturale	N. campioni	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
Pile viadotto	33	17	25796
Pali di fondazione	20	7.5	20181
Zattere fondazione	29	12.8	23691
Pulvini	8	27.1	29670
Travi impalcato	10	40.7	33520

Tabella 3-5: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo della sovrastruttura

È importante evidenziare il fatto che le resistenze meccaniche del calcestruzzo in opera sono, tranne che nel caso delle travi dell'impalcato, anche molto minori di quelle richieste in fase di progetto ($R_{ck} = 30 \text{ Mpa}$).

3.4 Ambient Vibration Tests

Per valutare i parametri modali del viadotto e per validare il modello agli elementi finiti, sviluppato per il progetto del miglioramento sismico, sono state effettuate delle prove di identificazione dinamica con vibrazione ambientale.

Ogni catena cinematica è stata monitorata separatamente e diverse configurazioni di sensori sono state programmate per coprire l'intera lunghezza di ogni catena. Quando la risposta strutturale non può essere misurata in una sola volta, a causa dell'insufficienza del numero di sensori disponibili o della limitatezza dei canali di acquisizione, i test devono essere ripetuti con diverse configurazioni di sensori, tenendo però un sensore fisso in un punto (sensore di riferimento) e rendere possibile l'unione delle differenti acquisizioni.

Per cogliere il comportamento trasversale del viadotto, i sensori unidirezionali sono stati messi in corrispondenza di ogni appoggio delle campate del viadotto, all’altezza del piano viabile. Per ogni configurazione sono state acquisite delle registrazioni di 1800 s campionate a 2048 Hz. Infine, prima di procedere all’analisi modale sperimentale i dati sono stati processati con alcune tecniche standard. Ad esempio, sono state tagliate alcune parti di registrazione caratterizzate da comportamenti anomali (clipping del segnale, rumore intermittente). Il contributo delle tendenze spurie è stato eliminato e il segnale è stato filtrato con un filtro “Butterworth” per eliminare il contenuto ad alte frequenze. Infine, il segnale è stato sottocampionato a 51.2 Hz per diminuire il numero dei dati e per consentire un’analisi più rapida delle operazioni successive.

Per l’identificazione delle proprietà dinamiche è stata adottato il metodo SSI-Cov nel dominio della frequenza (Covariance Stochastic Subspace Identification). Nel caso della prima catena cinematica, dove sono state adottate due configurazioni di sensori, per processare i dati provenienti da registrazioni multiple e non simultanee è stata adottata la tecnica PoSER (Post Separate Estimation Re-scaling).

3.4.1 Configurazione catena cinematica 1 (KC1)

La catena cinematica 1 è composta da 13 pile e dalla spalla di accesso al viadotto (Ab1), quindi sarebbero stati necessari 14 accelerometri per coprire l’intero sviluppo della catena cinematica. Siccome i sensori disponibili erano solo 8, sono state effettuate due registrazioni separate con due configurazioni differenti (KC1-1 e KC1-2). Nella pila 7 è stato lasciato fisso il sensore per poter scalare i risultati delle differenti registrazioni.

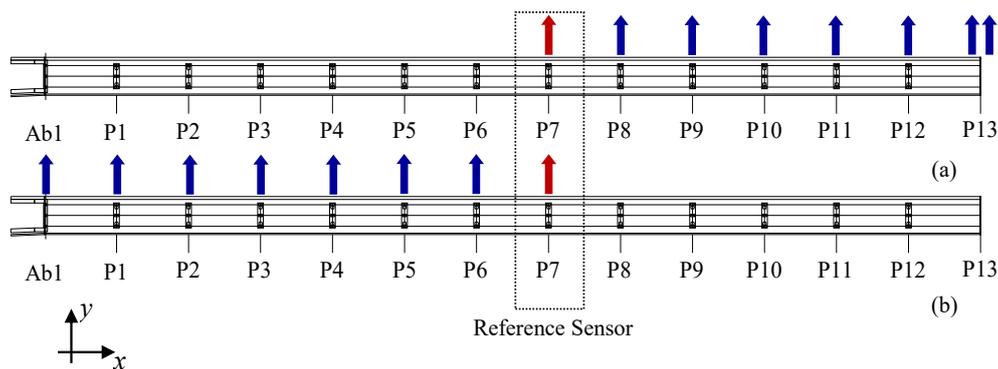


Figura 3-31: Configurazione catena cinematica 1 (KC1): (a) KC1-1, (b) KC1-2

Il metodo SSI-Cov permette di ottenere un diagramma di stabilizzazione dove le medie delle densità di energia spettrale possono essere rappresentate (cpsd – cross power spectrum density) (Figura 3-32).

Lo scopo dei test è quello di determinare i primi tre modi di vibrare del viadotto per ogni catena cinematica, eccetto per la prima, dove sono stati individuati 6 modi perché nella seconda configurazione (KC1-2) i primi tre modi non erano così chiari come nella prima (KC1-1). Questo fenomeno è dovuto al fatto che i primi tre modi di vibrare mobilitano maggiormente le pile vicino la seconda catena cinematica e non quelle vicino alla spalla di ingresso al viadotto.

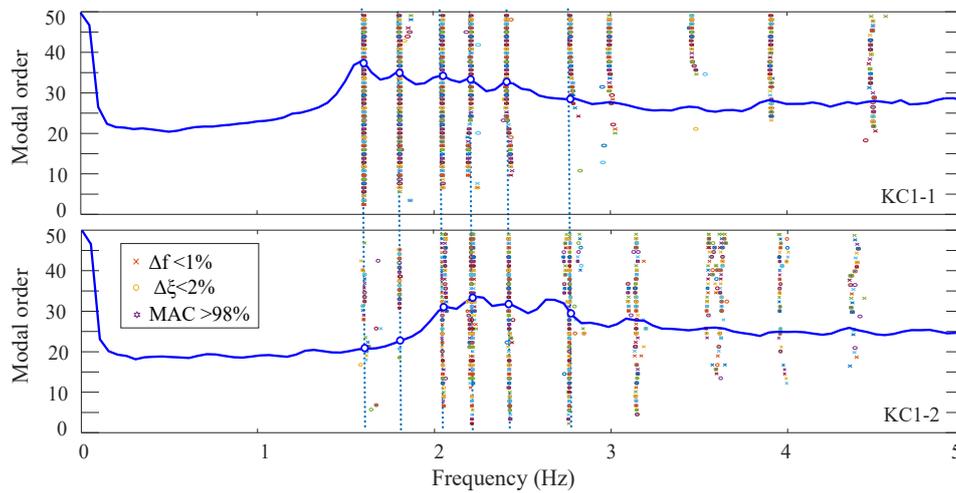


Figura 3-32: Diagramma di stabilizzazione della configurazione KC1 (KC1-1 e KC1-2)

f (Hz)	ξ (-)	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13sx	P13dx
1.59	1.78	0.01	-0.01	-0.07	-0.22	-0.45	-0.72	-1.00	-1.00
1.80	1.83	-0.16	-0.44	-0.75	-1.00	-0.97	-0.63	-0.02	0.05
2.03	2.42	-0.66	-1.00	-0.98	-0.49	0.25	0.70	0.60	0.59
2.22	2.42	1.00	0.26	-0.41	-0.63	-0.28	0.37	0.81	0.72
2.44	1.75	-0.79	-1.00	-0.23	0.73	0.83	-0.03	-0.90	-0.96
2.78	7.58	0.55	-0.55	-0.95	-0.02	1.00	0.63	-0.81	-0.77

Tabella 3-6: Parametri modali della configurazione KC1-1

f (Hz)	ξ (-)	P7	P6	P5	P4	P3	P2	P1	Ab1
1.62	3.66	0.15	0.07	0.68	0.05	-1.00	0.19	-0.18	0.69
1.83	3.34	1.00	0.17	-0.71	-0.75	-0.52	-0.15	0.08	0.03
2.08	1.88	-1.00	-0.77	-0.47	-0.24	-0.06	-0.05	-0.08	-0.04
2.22	1.52	0.63	1.00	1.00	0.69	0.43	0.14	0.06	-0.03
2.48	1.15	0.69	-0.28	-0.97	-1.00	-0.73	0.01	0.16	0.05
2.72	0.96	-0.29	-0.72	-0.36	0.44	1.00	0.77	0.29	-0.06

Tabella 3-7: Parametri modali della configurazione KC1-2

I dati ottenuti dalle due configurazioni possono essere scalati rispetto al sensore di riferimento (freccia rossa nella Figura 3-31) per avere i parametri modali dell'intera catena cinematica. In questo caso, bisogna utilizzare un algoritmo di processamento del segnale, chiamato Post Separate Estimation Re-scaling (PoSER) che permette l'unione acquisizioni non contemporanee e configurazioni diverse. I parametri modali finali della prima catena

cinematica vengono presentati in Tabella 3-8: Parametri modali catena cinematica KC1 (PoSER) Tabella 3-8.

f (Hz)	ξ (-)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
1.61	0.77	0.25	-0.03	0.08	-0.08	0.06	0.17	-0.02	0.07	-0.07	-0.09	-0.23	-0.49	-0.77
1.81	2.28	0.01	0.01	-0.02	-0.08	-0.12	-0.11	0.03	0.16	0.42	0.73	1.00	1.00	0.69
2.05	2.00	0.03	0.06	0.04	0.04	0.18	0.35	0.57	0.74	1.00	0.92	0.38	-0.28	-0.71
2.22	0.92	0.06	-0.09	-0.22	-0.69	-1.09	-1.58	-1.59	-1.00	-0.39	0.35	0.40	0.10	-0.21
2.46	1.65	-0.04	-0.14	-0.01	0.63	0.86	0.84	0.25	-0.59	-1.00	-0.38	0.52	0.91	0.18
2.75	3.51	-0.12	0.55	1.46	1.89	0.83	-0.68	-1.36	-0.54	0.58	0.97	-0.01	-1.00	-0.64

Tabella 3-8: Parametri modali catena cinematica KC1 (PoSER)

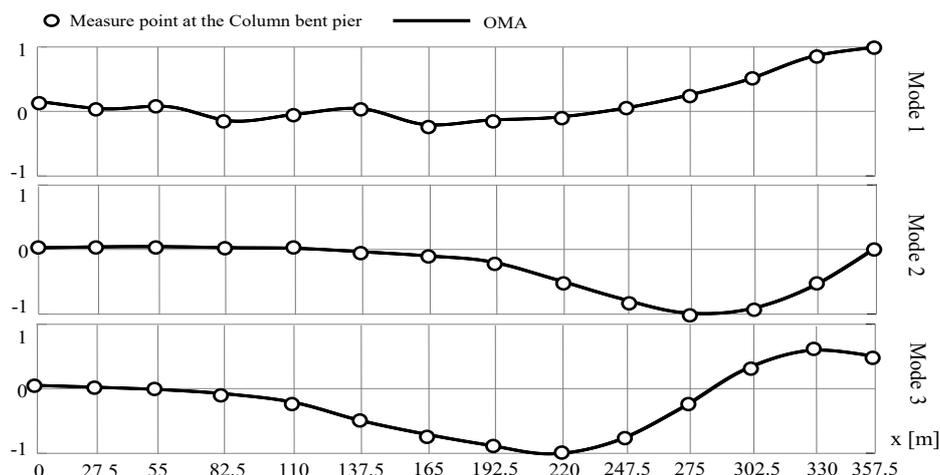


Figura 3-33: Primi tre modi di vibrare della catena cinematica 1 (KC1)

Nella Figura 3-33 vengono riportati i primi tre modi della prima catena cinematica, mentre nella Figura 3-34 vengono evidenziati il quarto, quinto e sesto modo della prima catena cinematica, dove risulta chiara la maggiore mobilitazione delle pile vicino alla spalla lato SS 76 e di conseguenza della pila 3.

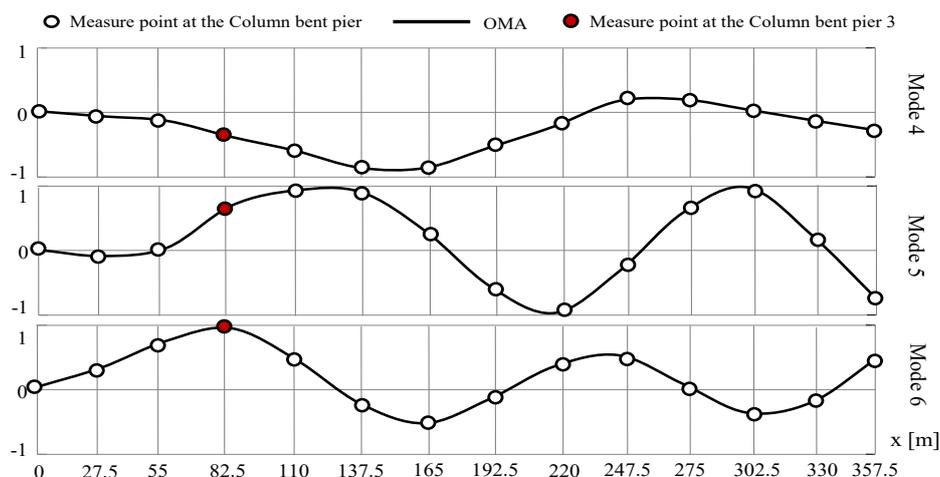


Figura 3-34: Forme modali superiori che interessano la pila 3 (KC1)

Il grado di accoppiamento delle forme modali sperimentali è stato calcolato attraverso il Modal Assurance Criterion (MAC). Un valore di MAC uguale ad 1 indica una perfetta

corrispondenza tra i due modi sperimentali mentre un MAC uguale a 0 denota la completa ortogonalità tra i modi.

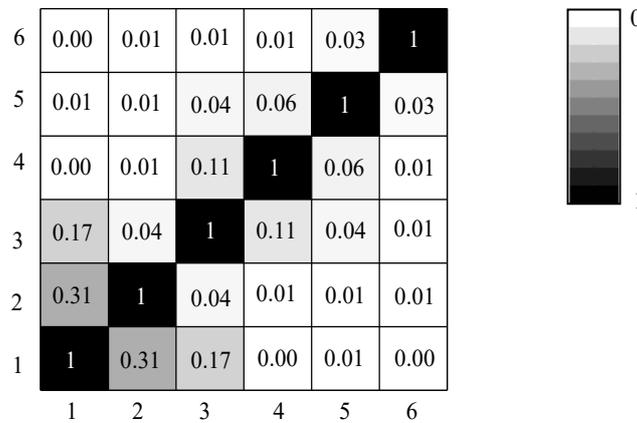


Figura 3-35: Auto MAC – KC1

3.4.2 Configurazione catena cinematica 2 (KC2)

La catena cinematica 2 (KC2) è composta da 11 pile, quindi 11 accelerometri sono stati sufficienti per coprire l'intero sviluppo.

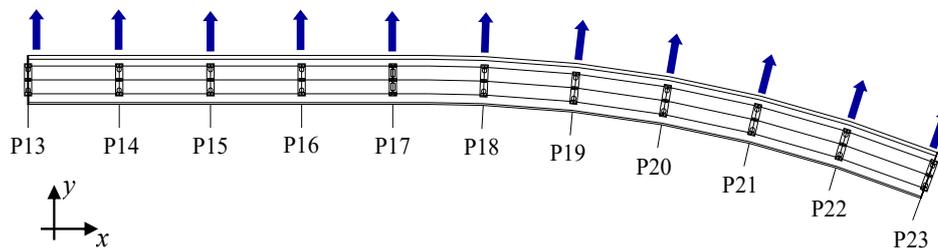


Figura 3-36: Configurazione catena cinematica 2 (KC2)

Di seguito, vengono riportati sinteticamente, il diagramma di stabilizzazione (Figura 3-37), la tabella delle frequenze (Tabella 3-9) e degli spostamenti modali dei primi 3 modi di vibrare (Figura 3-38) e il calcolo del MAC (Figura 3-39).

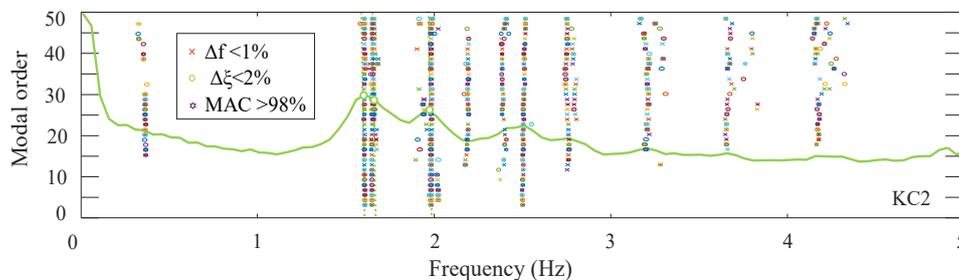


Figura 3-37: Diagramma di stabilizzazione della configurazione KC2

f (Hz)	ξ (-)	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23
1.58	0.93	-0.54	-0.51	-0.42	-0.22	-0.01	0.13	0.22	0.26	0.23	0.15	0.07
1.66	0.43	-0.20	-0.16	-0.10	-0.04	-0.03	-0.16	-0.32	-0.49	-0.51	-0.38	-0.19

Tabella 3-9: Parametri modali seconda catena cinematica (KC2)

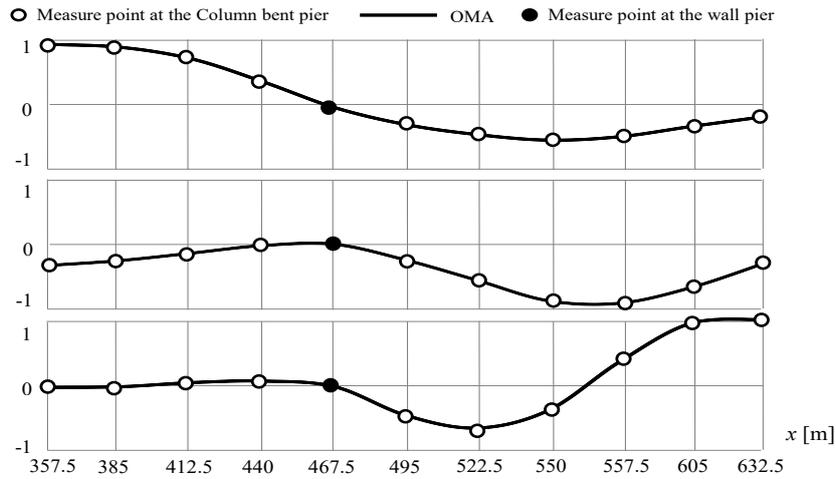


Figura 3-38: Primi tre modi di vibrare della KC2

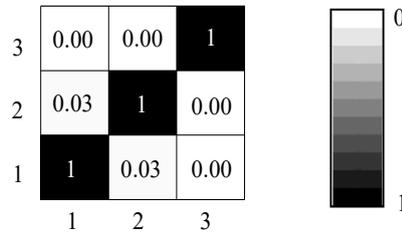


Figura 3-39: Auto MAC – KC2

3.4.3 Configurazione catena cinematica 4 (KC4)

La catena cinematica 4 (KC4) è composta da 5 pile e dalla spalla di uscita dal viadotto, quindi sono stati sufficienti 7 accelerometri per coprire il suo intero sviluppo.

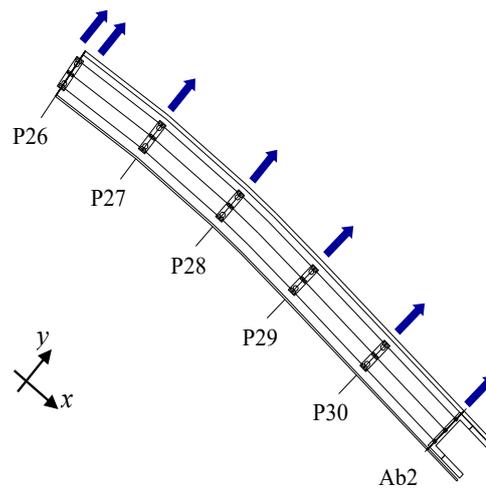


Figura 3-40: Configurazione catena cinematica 4 (KC4)

Di seguito vengono riportati: il diagramma di stabilizzazione (Figura 3-41), la tabella delle frequenze (Tabella 3-10) e degli spostamenti modali dei primi 3 modi di vibrare (Figura 3-42) e il calcolo del MAC (Figura 3-43).

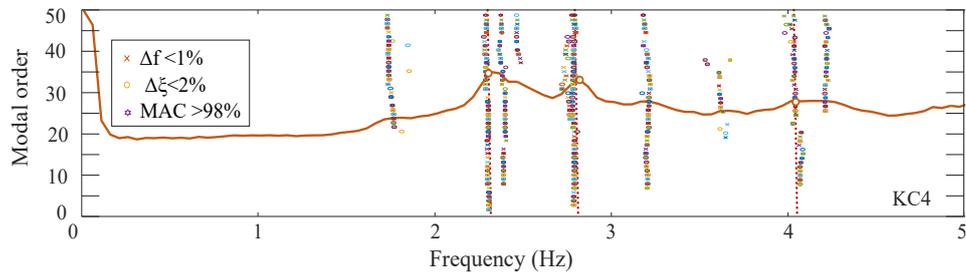


Figura 3-41: Diagramma di stabilizzazione della configurazione KC4

f (Hz)	ξ (-)	Ab2	P30	P29	P28	P27	P26 dx	P26 sx
2.26	0.42	0.00	0.04	0.17	0.42	0.63	0.56	0.23
2.79	1.91	0.00	0.31	0.80	1.00	0.38	-0.76	-0.91
4.04	1.07	0.08	0.74	1.00	-0.28	-0.48	0.68	0.33

Tabella 3-10: Parametri modali catena cinematica 4 (KC4)

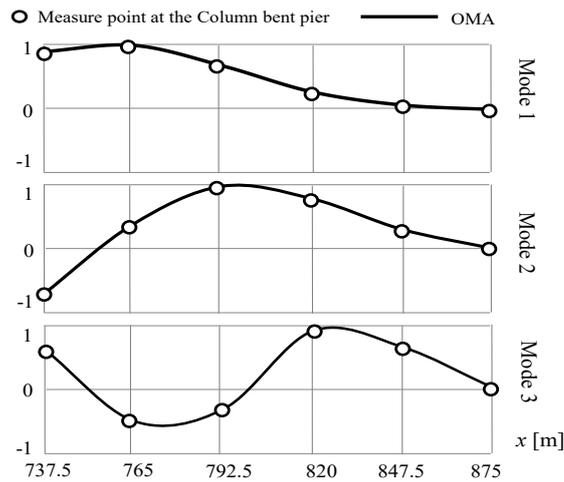


Figura 3-42: Primi tre modi di vibrare della KC4

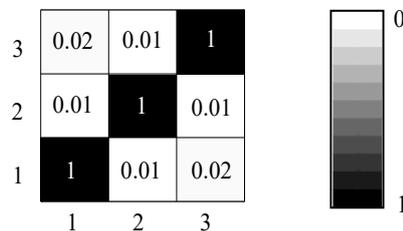


Figura 3-43: Auto MAC - KC4

3.5 Strategia di modellazione del viadotto

Per l'interpretazione delle prove ambientali e per la progettazione dell'intervento di adeguamento sismico, è stato sviluppato un modello agli elementi finiti del viadotto. La sovrastruttura, ovvero le pile e l'impalcato, è stata modellata con elementi beam posti nel baricentro della sezione reale attraverso l'uso di link rigidi. Le proprietà meccaniche dei materiali inserite nel modello sono quelle ottenute dalla campagna di indagini sperimentali riportate in Tabella 3-5. I collegamenti impalcato-pulvino ed impalcato-spalle sono stati modellati con dei link che riproducono la rigidità dell'appoggio elastomerico.

Sono stati sviluppati diversi modelli del viadotto caratterizzati da un'accuratezza crescente nella modellazione del vincolo alla base delle pile; nel dettaglio, è stato analizzato un modello a base fissa (FB – Fixed Base), in comune accordo alla pratica professionale, e un modello a base cedevole (CB – Compliant Base) che tiene in conto della rigidità dinamica della fondazione. Nella figura sottostante è riportata una vista del modello 3D a base fissa.

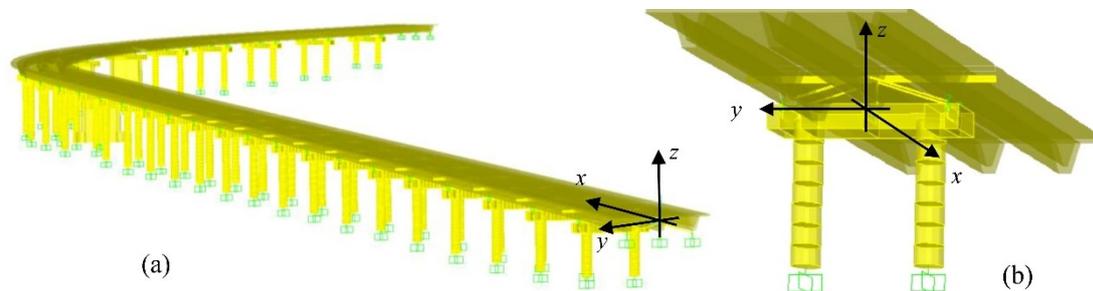


Figura 3-44: Modello a base fissa (FB): (a) Vista globale; (b) Dettaglio di una pila

Il modello a base cedevole (CB), che tiene in conto dell'interazione terreno-fondazione-struttura, è stato sviluppato in accordo con il metodo per sottostrutture. Le analisi del sistema fondazione-terreno permettono di ricavare le matrici di impedenza complesse che rappresentano il comportamento del vincolo cedevole della sovrastruttura. La maggior parte dei software commerciali gestiscono solamente le analisi dinamiche eseguite nel dominio del tempo, ma, nel caso di problemi lineari, la dipendenza dalla frequenza della rigidità della fondazione può essere simulata attraverso l'uso di modelli a parametri concentrati, cioè assemblando un sistema di masse, molle e smorzatori indipendenti dalla frequenza.

Il modello LPM presentato da Carbonari et. al (Figura 3-45) è stato calibrato ai minimi quadrati per simulare la cedevolezza della fondazione nel range di frequenze che interessa la sovrastruttura ed implementato al di sotto di ogni pila del viadotto.

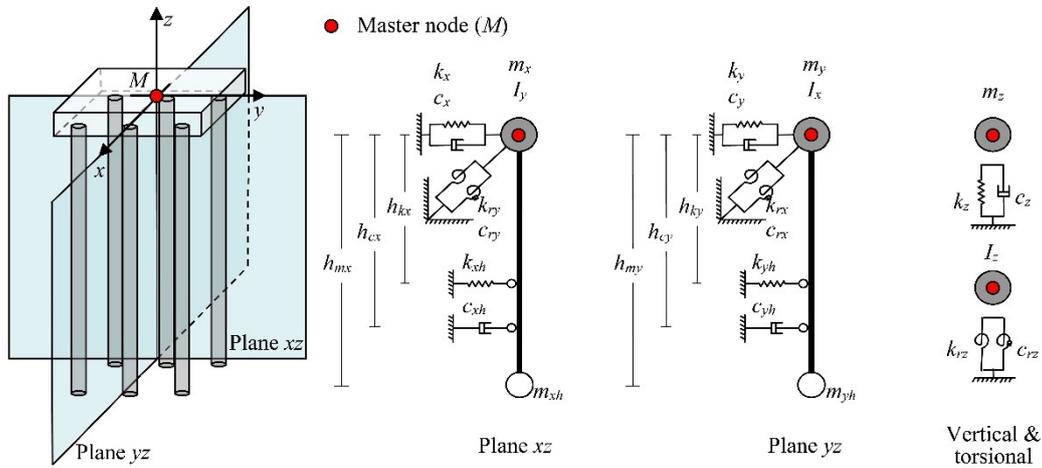


Figura 3-45: Modello LPM adottato

Ogni LPM è caratterizzato da 24 parametri; le masse traslazionali (m_x, m_y e m_z) e rotazionali (I_x, I_y e I_z) concentrate nel nodo esterno dell'LPM; le costanti elastiche ($k_x, k_y, k_{rx}, k_{ry}, k_z$ e k_{rz}) e viscosi ($c_x, c_y, c_{rx}, c_{ry}, c_z$ e c_{rz}) che definiscono il sistema molla-smorzatore e due masse eccentriche addizionali (m_{xh}, m_{yh}) connesse al nodo esterno attraverso un link rigido (di lunghezze h_x e h_y) e al suolo da due sistemi molle-smorzatori ($k_{xh}, k_{yh}, c_{xh}, c_{yh}$). Il modello a parametri concentrati adottato riesce a riprodurre la dipendenza della frequenza della matrice di impedenza complessa caratterizzata da un layout doppiamente simmetrico (3-1).

Definendo $U_x, U_y, U_z, \Phi_x, \Phi_y$ e Φ_z gli spostamenti e le rotazioni del nodo M lungo e attorno gli assi del sistema di riferimento mostrato in Figura 3-45, ω la frequenza e F_x, F_y, F_z, M_x, M_y e M_z le generiche forze applicate al nodo esterno, le equazioni di equilibrio dinamico degli LPM nel dominio del tempo, possono essere formulate nel seguente modo:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathfrak{I}_x & 0 & 0 & 0 & \mathfrak{I}_{x-ry} & 0 \\ & \mathfrak{I}_y & 0 & \mathfrak{I}_{y-rx} & 0 & 0 \\ & & \mathfrak{I}_z & 0 & 0 & 0 \\ & & & \mathfrak{I}_{rx} & 0 & 0 \\ & sym & & & \mathfrak{I}_{ry} & 0 \\ & & & & & \mathfrak{I}_{rz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ U_z \\ \Phi_x \\ \Phi_y \\ \Phi_z \end{bmatrix} \quad (3-1)$$

Le componenti della matrice (3-1) possono essere espresse nel seguente modo:

$$\mathfrak{S}_x = (k_x + k_{xh}) - \omega^2(m_x + m_{xh}) + i\omega(c_x + c_{xh}) \quad (3-2)$$

$$\mathfrak{S}_y = (k_y + k_{yh}) - \omega^2(m_y + m_{yh}) + i\omega(c_y + c_{yh}) \quad (3-3)$$

$$\mathfrak{S}_z = k_z - \omega^2 m_z + i\omega c_z \quad (3-4)$$

$$\mathfrak{S}_{rx} = (k_{rx} + k_{xh}h_{xh}^2) - \omega^2(I_x + m_{xh}h_{mx}^2) + i\omega(c_{rx} + c_{xh}h_{cx}^2) \quad (3-5)$$

$$\mathfrak{S}_{ry} = (k_{ry} + k_{yh}h_{yh}^2) - \omega^2(I_y + m_{yh}h_{my}^2) + i\omega(c_{ry} + c_{yh}h_{cy}^2) \quad (3-6)$$

$$\mathfrak{S}_{rz} = k_{rz} - \omega^2 I_z + i\omega c_{rz} \quad (3-7)$$

$$\mathfrak{S}_{x-ry} = k_{xh}h_{kx} - \omega^2 m_{xh}h_{mx} + i\omega c_{xh}h_{cy} \quad (3-8)$$

$$\mathfrak{S}_{y-rx} = -(k_{yh}h_{ky} - \omega^2 m_{yh}h_{my} + i\omega c_{yh}h_{cy}) \quad (3-9)$$

Si può notare, quindi, che il sistema a parametri concentrati può cogliere il comportamento traslazionale, rotazionale e roto-traslazionale della fondazione oltre che al comportamento verticale e torsionale. Si evidenzia inoltre che, in accordo all'assemblaggio del sistema LPM, la parte reale della matrice di impedenza è caratterizzata da una parabola del secondo ordine, mentre la parte immaginaria varia linearmente con la frequenza ω .

3.6 Modello del sistema terreno-fondazione

Le analisi del sistema terreno-fondazione necessarie per determinare la matrice di impedenza sono state condotte con un grado di accuratezza crescente tenendo in conto, in primo luogo dell'interazione tra i pali di fondazione ed il terreno e in secondo luogo dell'effetto della zattera di fondazione. Inoltre, è stato studiato l'effetto della variabilità spaziale delle condizioni stratigrafiche in corrispondenza di ogni pila sulla matrice di impedenza del sistema fondazione-terreno. Nel seguito, vengono descritti i vari modelli nel dettaglio.

3.6.1 Variabilità spaziale della stratigrafia ed interazione palo-terreno

Per tenere in conto della variabilità locale della stratigrafia in corrispondenza di ogni pila non è possibile considerare un modello 3D agli elementi finiti dell'intero complesso fondazione – terreno perché, dato il considerevole numero di pile del viadotto, occorrerebbe una notevole capacità di calcolo. Quindi, è stato usato il modello numerico proposto da Dezi et al. per definire le impedenze del sistema terreno-fondazione al di sotto di ogni pila del viadotto. Il modello permette di tenere in conto dell'interazione cinematica di un sistema terreno-fondazione caratterizzato da un deposito con stratificazioni orizzontali; i pali di fondazione vengono modellati come elementi beam mentre il suolo viene schematizzato con strati orizzontali con caratteristiche meccaniche omogenee nel proprio piano. L'interazione tra palo-terreno viene considerata attraverso l'uso delle funzioni di Green e delle leggi di attenuazione della propagazione delle onde disponibili in letteratura; il modello, inoltre, tiene in conto dello

smorzamento isteretico del suolo e dello smorzamento per radiazione; non riesce a cogliere, invece, l'effetto dell'interazione tra il sistema palo-terreno e la zattera di collegamento dei pali.

I risultati ottenuti da questo modello vengono confrontati con quelli scaturiti da un accurato modello 3D agli elementi finiti del sistema fondazione-terreno della pila 3, sviluppato nel software ANSYS (Figura 3-46). Più nel dettaglio, è stata modellata una porzione cilindrica di terreno di diametro D ed altezza T , dove $D/d = 50$ e $T/d = 45$ (d = diametro del palo). Nella modellazione viene considerato il comportamento visco-elastico del terreno e, per rispettare la condizione di radiazione, vengono inseriti, nel contorno del cilindro di terreno, degli elementi infiniti che assorbono le onde che si propagano verso l'esterno.

I pali vengono modellati, invece, con degli elementi finiti di tipo beam caratterizzati da una funzione di forma cubica. La dimensione fisica del palo viene messa in conto rimuovendo il volume di terreno occupato dallo sviluppo del palo stesso. Le teste dei pali vengono collegate al nodo master M .

Il modello proposto da Dezi et al. forniva direttamente la matrice di impedenza dinamica del sistema fondazione-terreno, mentre, per il modello solido 3D, le componenti della matrice di impedenza vengono ottenute imponendo uno spostamento armonico caratterizzato da una certa frequenza di vibrazione. Tale spostamento è applicato al nodo master considerato completamente incastrato e le componenti della matrice dinamica di impedenza corrispondono alle reazioni vincolari del nodo stesso. Questo implica che il tempo necessario per lo svolgimento delle analisi è dell'ordine di diverse ore, mentre nel modello proposto da Dezi erano necessari solo alcuni minuti.

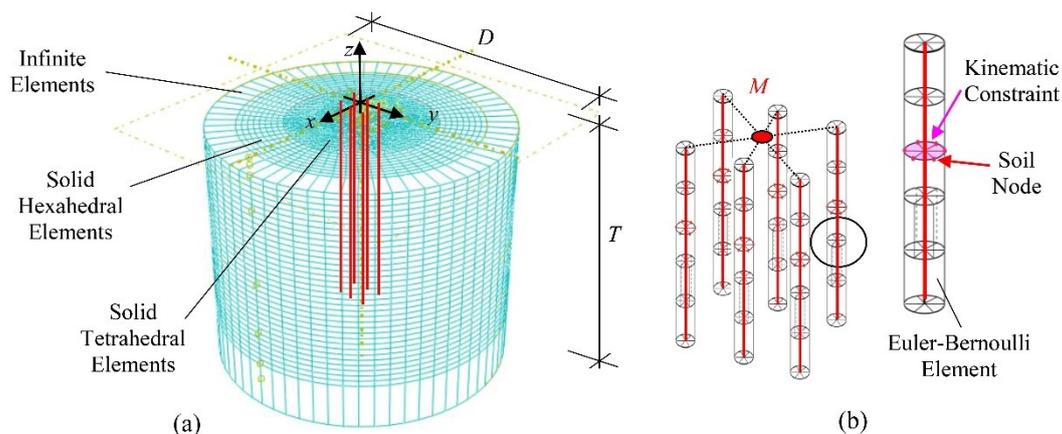


Figura 3-46: (a) Vista globale modello FEM 3D; (b) Dettaglio dei vincoli cinematici tra il palo ed il terreno

La Figura 3-47 mette a confronto i valori della matrice di impedenza del sistema fondazione-terreno della pila 3 ottenuti dal modello agli elementi finiti 3D e dal modello numerico proposto da Dezi et al.

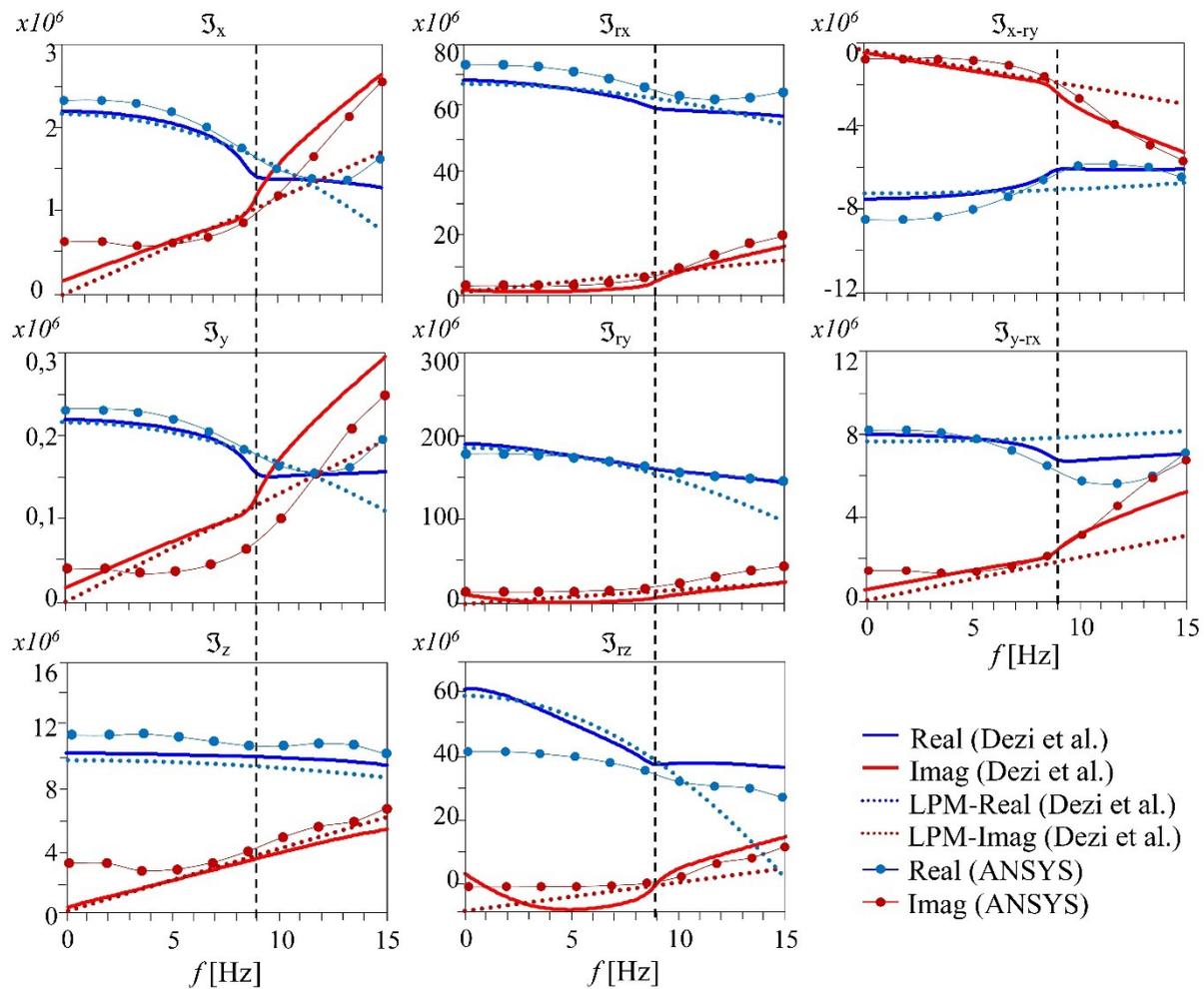


Figura 3-47: Confronto impedenze ottenute da differenti modelli

Si può notare che le impedenze traslazionali e rotazionali sono approssimate molto bene dal modello numerico (Dezi et al.), mentre sono presenti delle difformità nelle rigidità assiali e torsionali.

In Figura 3-47, inoltre, vengono riportate le impedenze degli LPM tarate su un range di frequenze che va da 0 a 8 Hz, dato che, dalle OMA, si è visto che le frequenze fondamentali del viadotto ricadono nel range 0-5 Hz. Anche in questo caso si denota un'ottima accordanza. Per definire la variabilità locale delle impedenze, sono stati tarati diversi modelli a parametri concentrati in corrispondenza delle pile più vicine ai sondaggi effettuati e, come riporta la Tabella 3-11, si può notare che i valori dei parametri ottenuti sono molto simili. Quindi affermare che i valori delle impedenze del sistema terreno-fondazione non variano lungo lo sviluppo longitudinale del ponte.

	Pier 3	Pier 6	Pier 12	Pier 16
m_x [tons]	4.34E+01	3.94E+01	4.81E+01	4.13E+01
m_y [tons]	4.44E+01	4.03E+01	4.86E+01	4.43E+01
m_z [tons]	7.80E+01	6.77E+01	8.02E+01	7.52E+01
I_x [tons m ²]	1.33E+03	1.32E+03	1.30E+03	1.38E+03

I_y [tons m ²]	5.96E+03	5.36E+03	5.25E+03	5.60E+03
I_z [tons m ²]	6.01E+03	6.20E+03	6.19E+03	6.21E+03
k_x [kN/m]	7.82E+04	7.79E+04	7.78E+04	7.86E+04
c_x [kN s/m]	1.30E+04	1.33E+04	1.41E+04	1.34E+04
k_y [kN/m]	7.97E+04	7.97E+04	7.97E+04	8.05E+04
c_y [kN s/m]	1.04E+04	1.06E+04	1.06E+04	1.06E+04
k_z [kN/m]	1.46E+07	1.41E+07	1.44E+07	1.47E+07
c_z [kN s/m]	5.20E+04	5.20E+04	5.19E+04	5.26E+04
k_{rx} [kN/m]	5.70E+07	5.79E+07	5.61E+07	5.87E+07
c_{rx} [kN s/m]	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
k_{ry} [kN/m]	1.76E+08	1.76E+08	1.78E+08	1.79E+08
c_{ry} [kN s/m]	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
k_{rz} [kN/m]	5.76E+07	5.35E+07	5.35E+07	5.47E+07
c_{rz} [kN s/m]	1.42E+04	1.30E+04	1.49E+04	1.38E+04
m_x [tons]	1.55E+02	1.54E+02	1.58E+02	1.51E+02
m_y [tons]	1.38E+02	1.40E+02	1.39E+02	1.44E+02
k_{xh} [kN/m]	2.40E+06	2.85E+06	2.85E+06	2.85E+06
c_{xh} [kN s/m]	9.36E+03	9.88E+03	1.02E+04	9.82E+03
k_{yh} [kN/m]	2.40E+06	2.85E+06	2.85E+06	2.85E+06
c_{yh} [kN s/m]	1.54E+04	1.48E+04	1.39E+04	1.38E+04

Tabella 3-11: LPM calibrati sulle pile vicine ai sondaggi stratigrafici

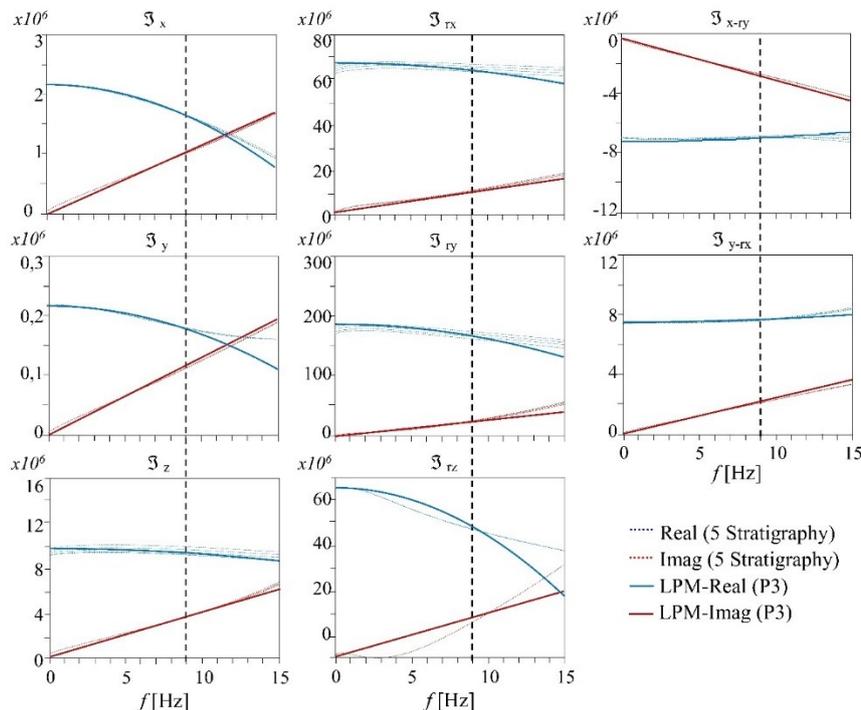


Figura 3-48: Confronto Impedenze LPM (P3) e LPM calibrati su ogni pila

Per valutare l'effetto della semplificazione adottata, cioè considerare un unico LPM, anche per approssimare i sistemi terreno fondazione di tutte le altre pile, è stata effettuata un'analisi Steady State. Tale analisi consiste nell'applicare una forzante armonica unitaria alla base delle pile, in corrispondenza del nodo esterno dell'LPM, e vengono confrontati gli

spostamenti in corrispondenza dell'impalcato. Le forzanti armoniche verticali e orizzontali di ampiezza unitaria hanno un range di frequenza che varia da 0 Hz a 15 Hz.

La Figura 3-49 mostra l'ampiezza degli spostamenti lungo le tre direzioni principali del sistema di riferimento (ottenuti applicando le forze nelle direzioni concordi) rilevati in corrispondenza dell'impalcato delle pile P3, P12 e P29 scaturiti da 3 modelli diversi. Nel primo è stato implementato LPM tarato per la pila P3 in tutte le pile del viadotto, negli altri invece, in corrispondenza di ogni pila è stato tarato un LPM specifico per considerare le condizioni locali della stratigrafia.

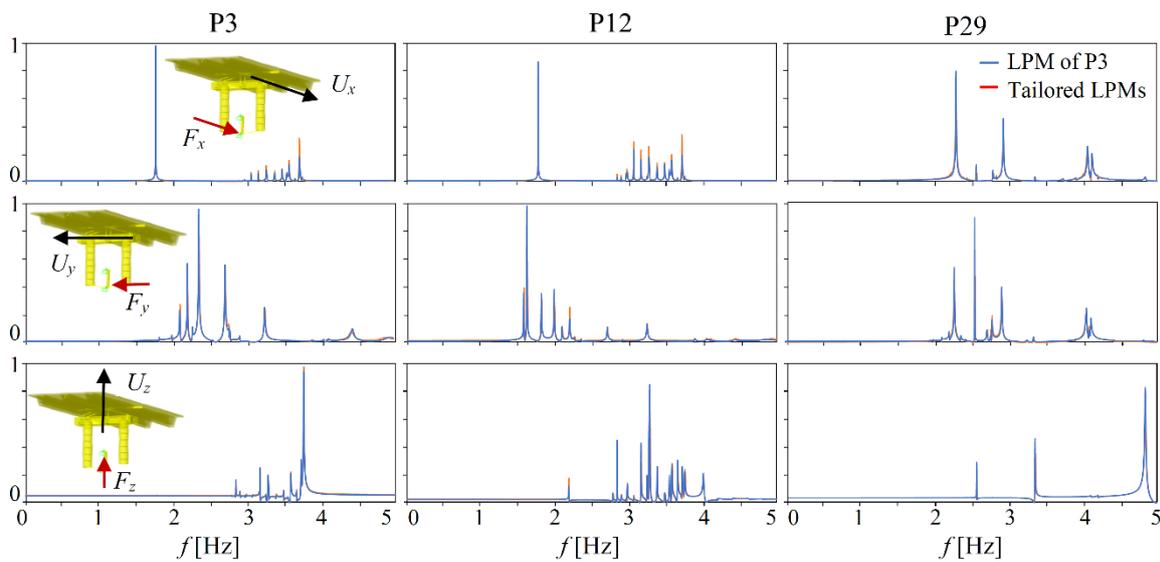


Figura 3-49: Spostamenti sulla pila P3, P12 e P19 ottenuti dei modelli con gli LPM tarati su ogni pila e LPM di P3

Si può osservare che le frequenze fondamentali non sono influenzate dalla semplificazione proposta.

Nel seguito il modello che implementa l'LPM della pila P3 per tutte le sottostrutture sarà chiamato CB-P (dove P sta ad indicare che l'interazione Palo-Terreno-Palo viene tenuta in conto).

3.6.2 Modello per l'interazione Palo-Terreno-Zattera

Il modello CB-P non tiene in conto dell'influenza della zattera di fondazione sul problema di interazione terreno struttura. Per tenere in conto di questo effetto è stato sviluppato un modello 3D agli elementi finiti sul software ANSYS (Figura 3-50).

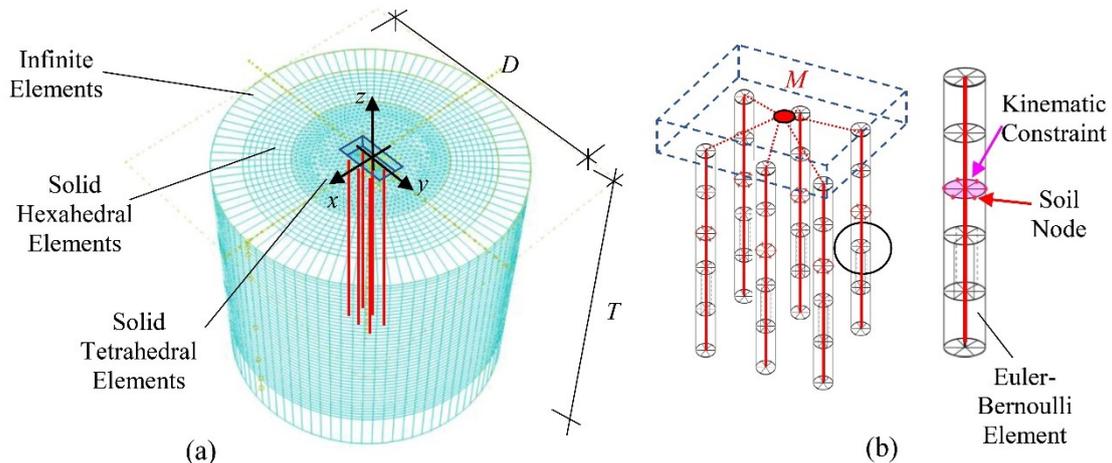


Figura 3-50: (a) Vista globale modello; (b) Dettaglio dei vincoli cinematici tra la zattera, il palo ed il terreno

Tenendo in conto delle considerazioni precedentemente fatte sull'effetto della variabilità locale della stratigrafia in corrispondenza di ogni pila, nel seguito verrà analizzato soltanto il sistema fondazione-terreno della pila P3.

La modellazione della zattera di fondazione è stata effettuata simulando lo scavo del terreno ed introducendo un constraint rigido tra la l'interfaccia zattera-terreno e la testa dei pali di fondazione. Si è assunta l'ipotesi di perfetta aderenza tra il terreno e la zattera di fondazione.

Nella Figura 3-51 vengono confrontate le impedenze ottenute dal modello che tiene in conto dell'influenza della zattera di fondazione CB-P&C e dal modello CB-P precedentemente sviluppato.

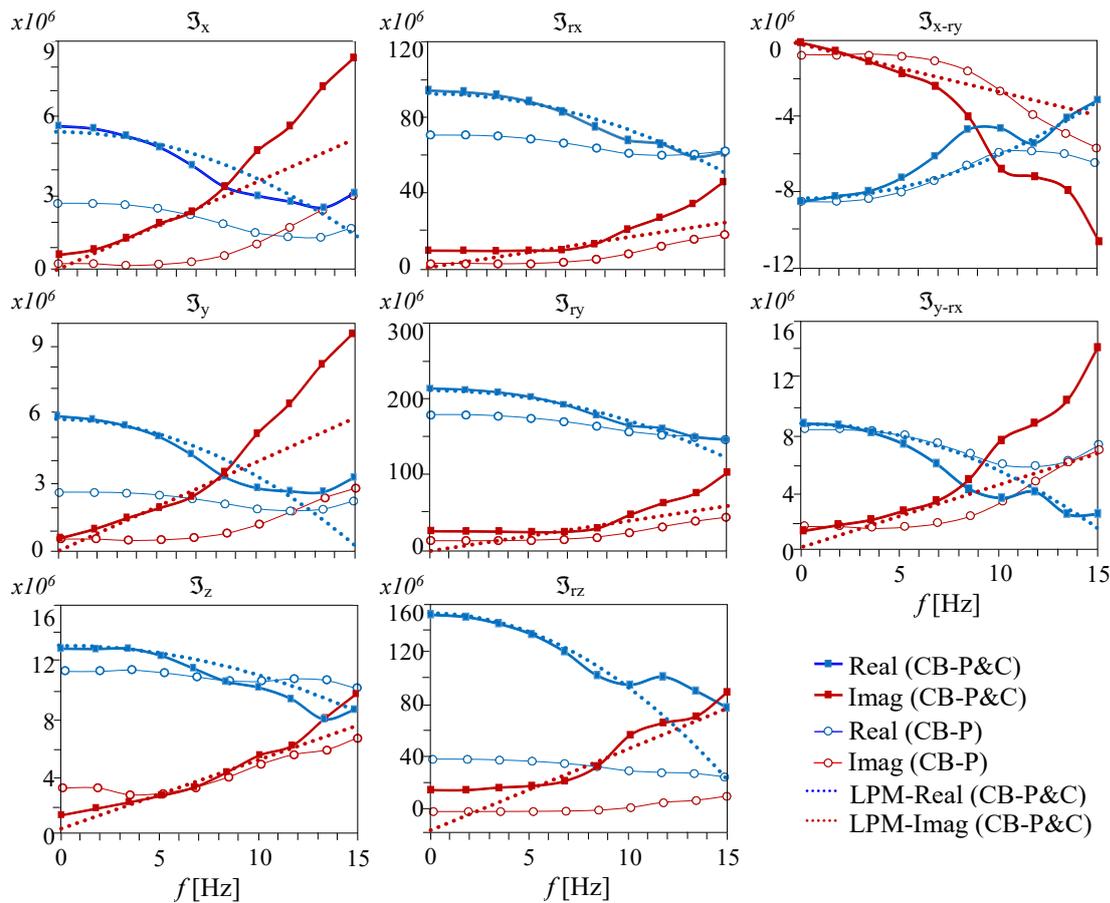


Figura 3-51: Confronto delle impedenze del modello CB-P e del modello CB-P&C

Si può osservare che c'è stato un incremento considerevole delle impedenze traslazionali (\mathfrak{S}_x e \mathfrak{S}_y) dovuto al contributo della zattera nel comportamento traslazionale del complesso fondazione-terreno. Le impedenze rotazionali (\mathfrak{S}_{rx} e \mathfrak{S}_{ry}), invece, sono meno influenzate dalla zattera rigida che si limita a far incrementare gli sforzi tangenziali in corrispondenza dell'interfaccia tra zattera e testa dei pali. Gli effetti sui termini roto-traslazionali (\mathfrak{S}_{x-ry} e \mathfrak{S}_{y-rx}) sono trascurabili per gli stessi motivi sopra descritti. Infine, si può notare come le componenti torsionale e verticale della matrice di impedenza siano pesantemente influenzate dalla zattera. Più nel dettaglio, l'impedenza verticale diminuisce come conseguenza dell'attrito del terreno che riduce drasticamente il contributo dei pali alla rigidità verticale del sistema; questo risultato è chiaramente affetto però dall'assunzione di perfetta aderenza tra il terreno e la zattera di fondazione.

Inoltre, è possibile notare che il modello LPM calibrato per riprodurre le impedenze del sistema terreno-palo-zattera nel range di frequenze che va da 0 a 8 Hz è capace di approssimare adeguatamente il comportamento dinamico dell'intero sistema 3D.

3.6.3 Modello di interazione terreno-struttura semplificato

La necessità di sviluppare modelli sofisticati per tenere in conto dell'interazione terreno struttura, come quelli presentati precedentemente (CB-P e CB-P&C), è comprovata dal fatto che una modellazione convenzionale, come quella che verrà presentata in questo capitolo, non riesce a tenere in conto degli effetti di interazione tra i pali ed il terreno né tantomeno dell'influenza della zattera di fondazione. Nell'ultimo approccio, che può essere adottato più facilmente nella pratica comune dei problemi di ingegneria, i pali di fondazione sono schematizzati come travi su suolo elastico alla Winkler.

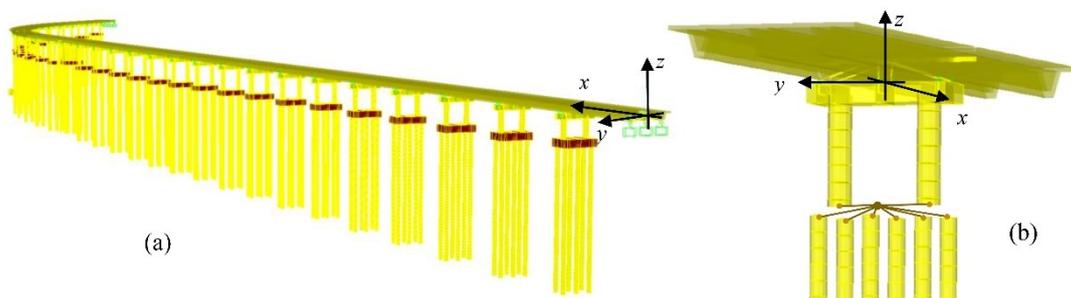


Figura 3-52: (a) Vista globale modello CB-CONV; (b) Dettaglio di una pila

La rigidezza verticale (k_z) ed orizzontale (k_h) delle molle distribuite lungo lo sviluppo dei pali è stata calcolata come segue:

- $k_z = 0.6 E_s$;
- $k_h = 1.2 E_s$

Dove E_s è il modulo di Young del terreno. Nella Tabella 3-11 vengono riportati i valori delle costanti elastiche delle molle calcolate per ogni litotipo.

Profondità [m]	V_s [m/s]	G_0 [kPa]	E_s [kPa]	k_v [kPa]	k_h [kPa]
0 - 6	230	92000	257600	154560	309120
6 - 20	540	567000	1587600	952560	1905120
20 - 26	325	218000	610400	366240	732480
26 - 35	600	770000	2156000	1293600	2587200
$k_v =$ costante elastica verticale			$V_s =$ Velocità delle onde di taglio		
$k_h =$ costante elastica orizzontale			$G_0 =$ Modulo di taglio dinamico		
$E_s =$ Modulo elastico					

Tabella 3-12: Costanti elastiche delle molle calcolate per ogni litotipo

In questo caso è possibile effettuare un modello completo del sistema struttura-fondazione-terreno. Questo modello sarà chiamato CB-CONV (dove CONV sta per modellazione CONvenzionale). I risultati più rilevanti verranno discussi nei capitoli successivi.

3.7 Confronto tra dati sperimentali e risultati numerici

In questo capitolo, vengono messi a confronto i risultati delle prove di vibrazione ambientale in termini di frequenze fondamentali e forme modali con quelli ottenuti dai modelli numerici e FEM sviluppati.

Nella Figura 3-53, vengono diagrammate le funzioni di densità spettrale dell'accelerazione trasversale registrate lungo le catene cinematiche monitorate. Sono evidenti due amplificazioni, una nel range 1-5 Hz in corrispondenza delle frequenze fondamentali del viadotto e una in corrispondenza dei 10 Hz, dove, anche la prova HVSR, ha individuato la frequenza fondamentale dello strato di terreno più superficiale. Si può, quindi, affermare che non sono presenti fenomeni di risonanza tra la struttura ed il sito.

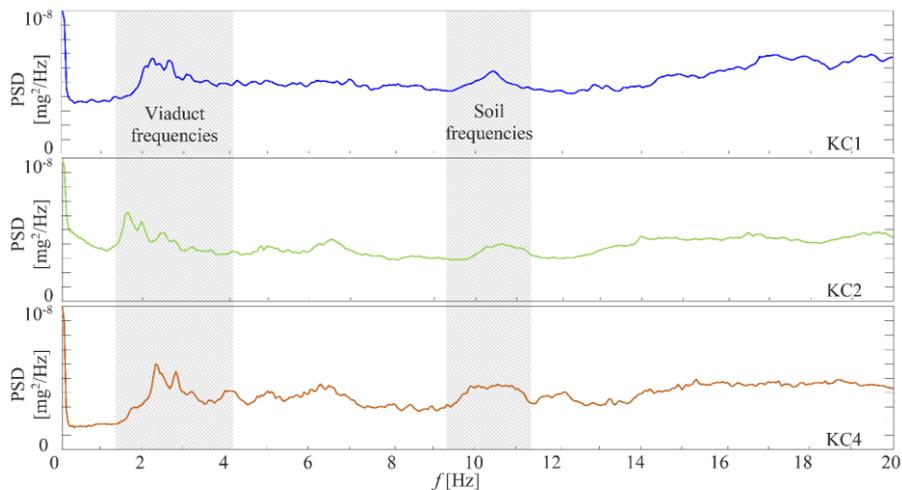


Figura 3-53: Cross Power Spectral Density dell'accelerazione trasversale registrata per le catene cinematiche

La Figura 3-54 mostra, per ogni catena cinematica, l'ampiezza media normalizzata dello spostamento trasversale dell'impalcato, misurato in corrispondenza delle pile, e ottenuto attraverso l'analisi steady-state del modello CB-P&C. Per ogni catena cinematica, il picco più grande è in corrispondenza della frequenza di vibrazione fondamentale della catena, inoltre, come previsto, alla stessa frequenza, è presente un picco di risposta più piccolo a testimonianza dell'interazione dinamica tra le catene nel comportamento trasversale dell'impalcato. Infine, vengono riportati i diagrammi di stabilizzazione di ogni catena cinematica ottenuti dalle OMA ed utilizzati per identificare le frequenze fondamentali del viadotto. È doveroso constatare che la risposta del modello numerico risulta consistente con quello ottenuto dalle prove di vibrazione ambientale; in particolare, i picchi dei diagrammi di stabilizzazione sono allineati con quelli numerici.

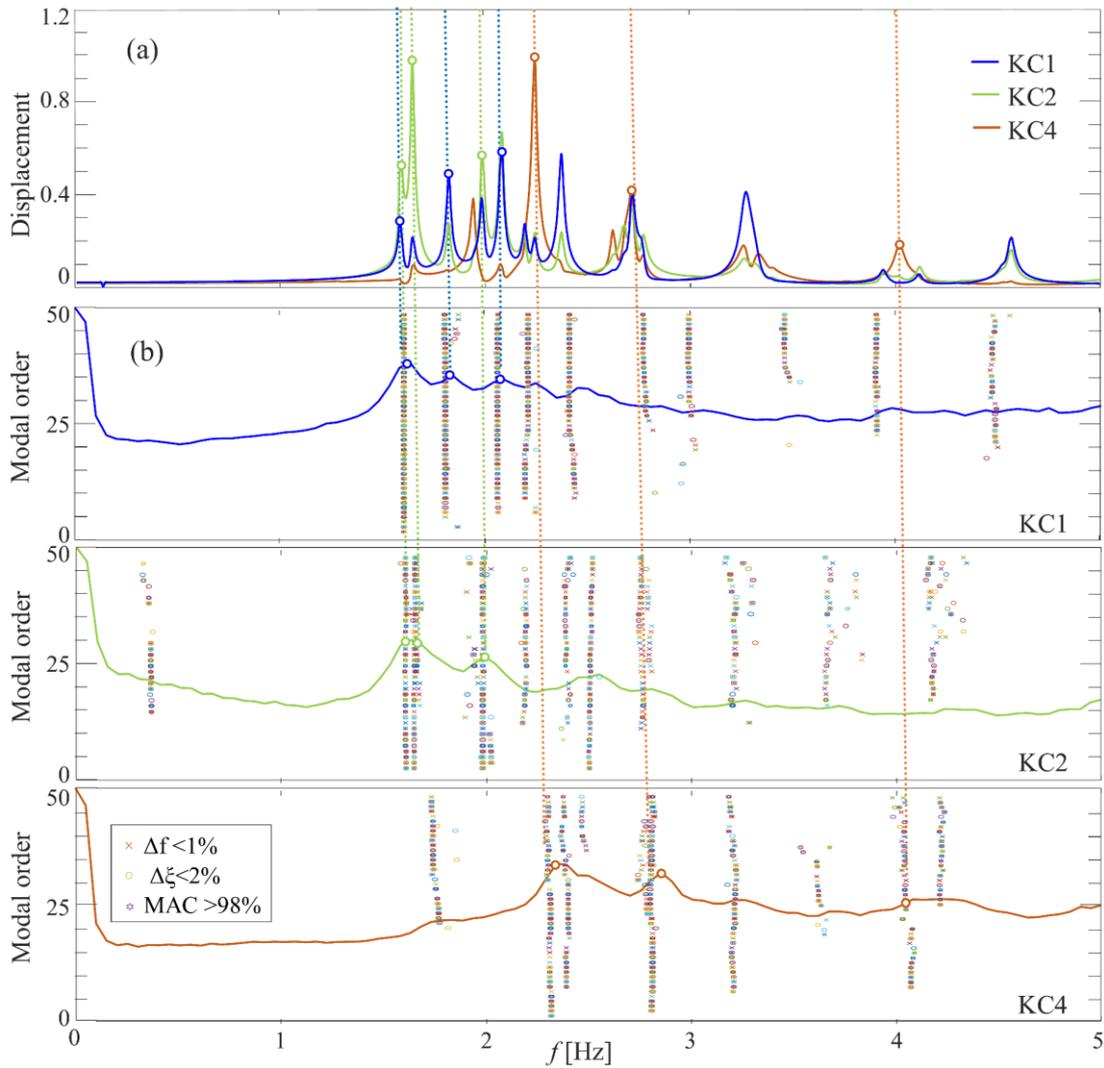


Figura 3-54: (a) Ampiezze medie degli spostamenti ottenuti dal modello CB-P&C; (b) Diagrammi di stabilizzazione delle catene cinematiche ottenuti dalle OMA

Nella tabella sottostante vengono confrontate le 3 frequenze fondamentali di ogni catena cinematica ottenute dalle analisi sperimentali e dai modelli numerici sviluppati.

KC#	Mode	OMA		CB-P&C		CB-P		FB		CB-CONV	
		f [Hz]	ζ (-)	f [Hz]	Δf (%)						
1	1	1.61	0.57	1.60	-0.6	1.57	-2.5	1.71	5.8	1.42	-13.4
	2	1.81	1.91	1.83	1.1	1.78	-1.7	1.87	3.2	1.61	-12.4
	3	2.05	1.78	2.08	1.4	1.98	-3.5	2.14	4.2	1.76	-16.5
2	1	1.58	0.93	1.59	0.6	1.56	-1.3	1.62	2.5	1.42	-11.3
	2	1.66	0.43	1.66	0.0	1.61	-3.1	1.71	2.9	1.69	1.8
	3	1.98	0.60	2.03	2.5	1.96	-1.0	2.14	7.5	1.88	-5.3
3	1	2.26	0.42	2.26	0.0	2.23	-1.3	2.41	6.2	1.76	-28.4
	2	2.79	0.27	2.79	0.0	2.66	-4.9	2.84	1.8	2.05	-36.1
	3	4.04	0.21	4.04	0.0	4.02	-0.5	4.28	5.6	3.34	-21.0

Tabella 3-13: Confronto tra frequenze fondamentali e sperimentali

Le frequenze fondamentali ottenute dal modello a base fissa sono sensibilmente più alte rispetto a quelle sperimentali, quindi il modello non sembra in grado di catturare il comportamento strutturale del viadotto. Invece, le frequenze ottenute dal modello CB-CONV sono sempre più basse rispetto a quelle delle prove di vibrazione ambientale. Questo suggerisce che un'analisi convenzionale semplificata dell'interazione terreno-struttura non è sempre sufficiente per catturare l'effettivo comportamento dinamico della struttura.

I risultati migliori provengono dal modello più sofisticato (CB-P&C) in cui le frequenze fondamentali sono praticamente sovrapposte a quelle sperimentali avendo un errore minore dell'1%.

In Figura 3-55 vengono diagrammati le prime tre forme modali precedentemente selezionate per la prima, la seconda e la quarta catena cinematica, ottenute dalle prove sperimentali di vibrazione ambientali e dai modelli numerici sviluppati. Gli spostamenti modali di ogni catena cinematica vengono normalizzati per il relativo valore massimo di spostamento trasversale. È importante osservare che, sia il modello CB-P che il modello CB-P&C riescono a cogliere adeguatamente l'andamento delle forme modali sperimentali. I risultati migliori comunque, li fornisce il modello più sofisticato (CBP&C). Infatti, le due curve sono praticamente sovrapposte tranne che nella parte iniziale della terza forma modale della seconda catena cinematica. Al contrario, i modelli meno sofisticati, come il modello a base fissa (FB) o con la modellazione convenzionale alla Winkler (CB-CONV) non riescono a cogliere tutte le forme modali sperimentali.

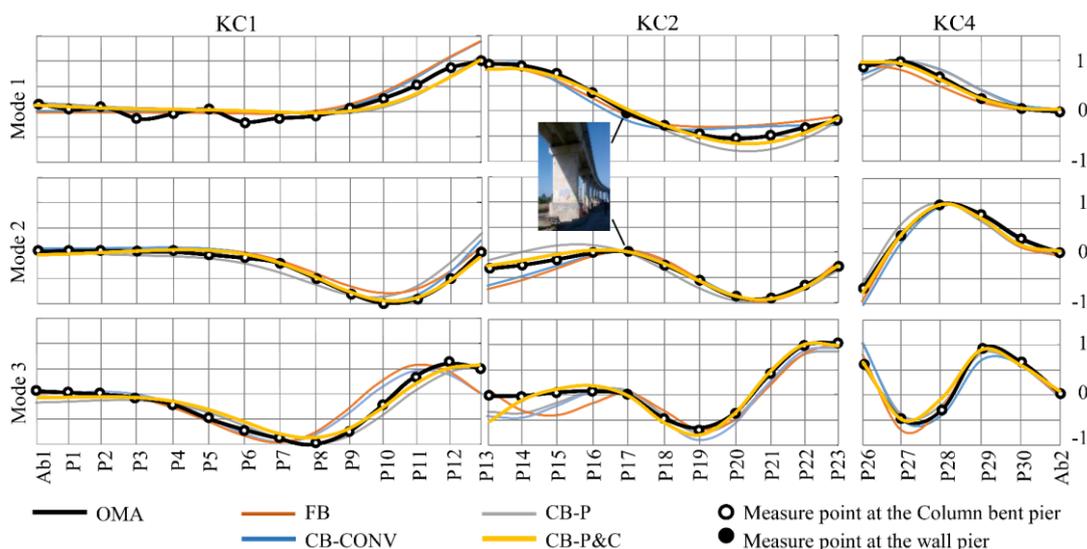


Figura 3-55: Confronto tra forme modali sperimentali e numeriche

3.8 Intervento di adeguamento sismico

Gli interventi di adeguamento sismico del viadotto hanno interessato, sia la fondazione che la sovrastruttura. In particolare, i lavori eseguiti nelle pile caratterizzate dal doppio fusto, sono elencati qui di seguito:

- costruzione di una nuova zattera di fondazione creando un sopralzo della zattera preesistente di 1.5 m e allargandola di 90 cm per lato, questo ha permesso il collegamento in testa dei micropali (Figura 3-56);
- nella nuova zattera sono stati realizzati 28 micropali "Tubfix" lungo il perimetro con un interasse di circa 1 m;
- le pile sono state allargate di 30 cm, raggiungendo quindi il diametro di 2 m (Figura 3-57, Figura 3-58);
- gli appoggi elastomerici sono stati sostituiti con degli isolatori a doppio pendolo di tipo attritivo FIP-D L. 630/400 (3100), tranne che in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario dove l'impalcato a cassone è stato posizionato su nuovi appoggi multidirezionali acciaio-teflon ed isolato sismicamente attraverso degli isolatori elastomerici SI-H 550/203 posti sopra agli allargamenti dei pulvini delle pile 24 e 25.

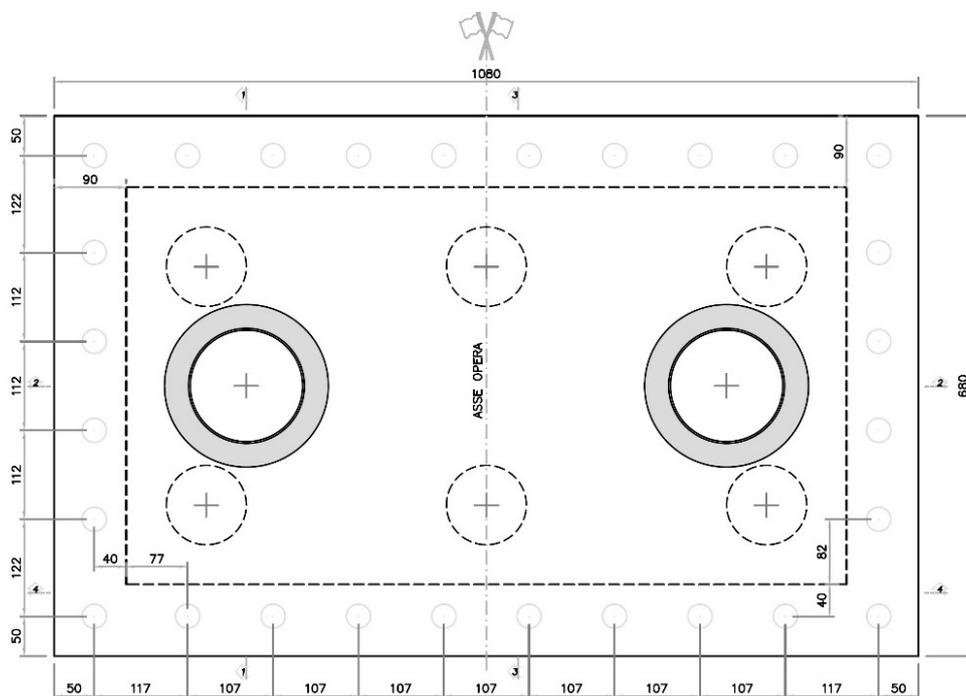


Figura 3-56: Pianta intervento sottofondazione nella pila tipo

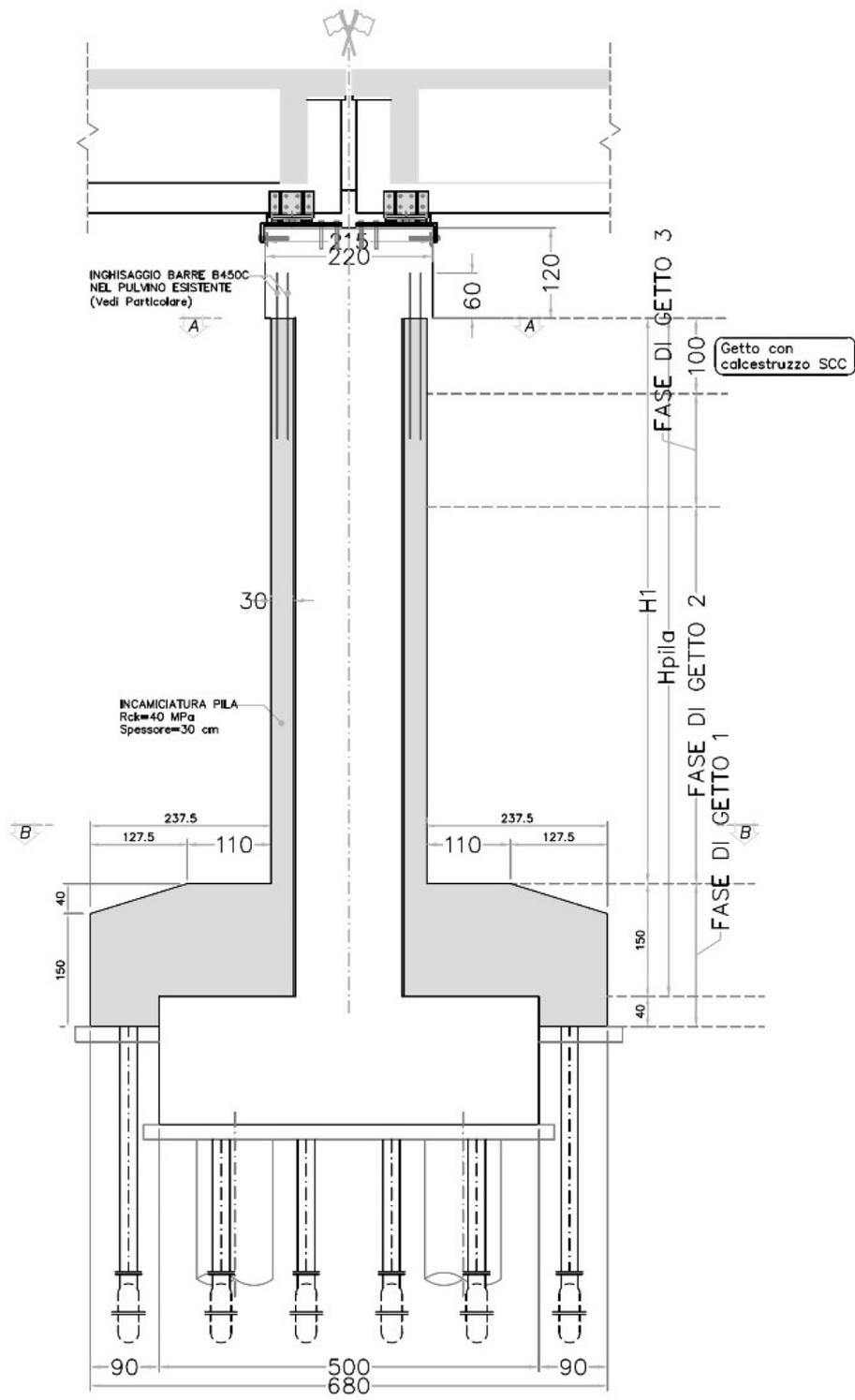


Figura 3-57: Sezione longitudinale della pila tipo

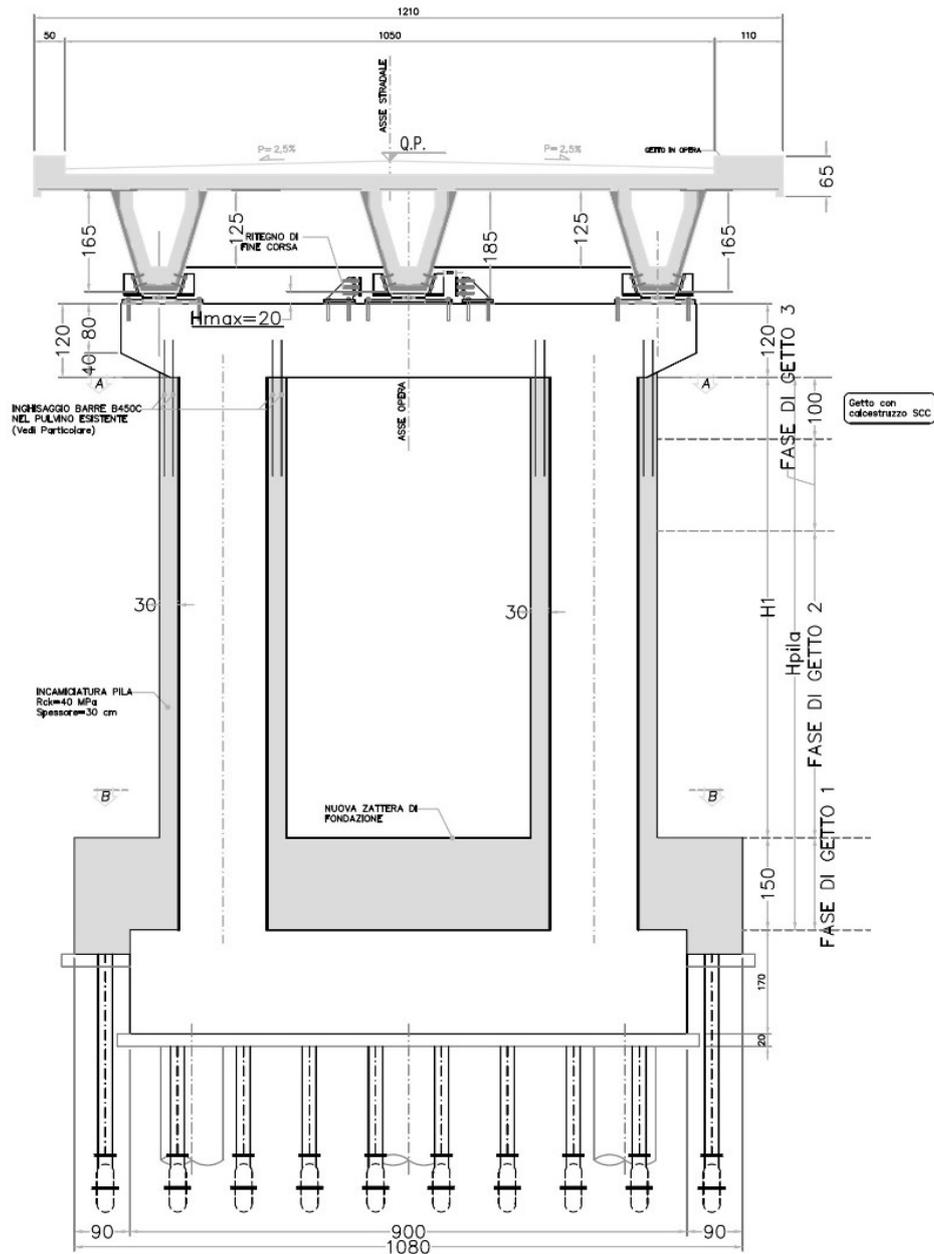


Figura 3-58: Sezione trasversale pila tipo

In corrispondenza delle pile singole si è intervenuti in maniera differente. Nel dettaglio, la zattera della pila 24 è stata alzata di 1.5 m (Figura 3-59) e il fusto della pila ha subito un allargamento di 50 cm fino a 3 metri di altezza dall'estradosso della nuova zattera (Figura 3-60). Inoltre, sono stati inseriti 32 micropali posizionati tra i pali di fondazione da 1 m.

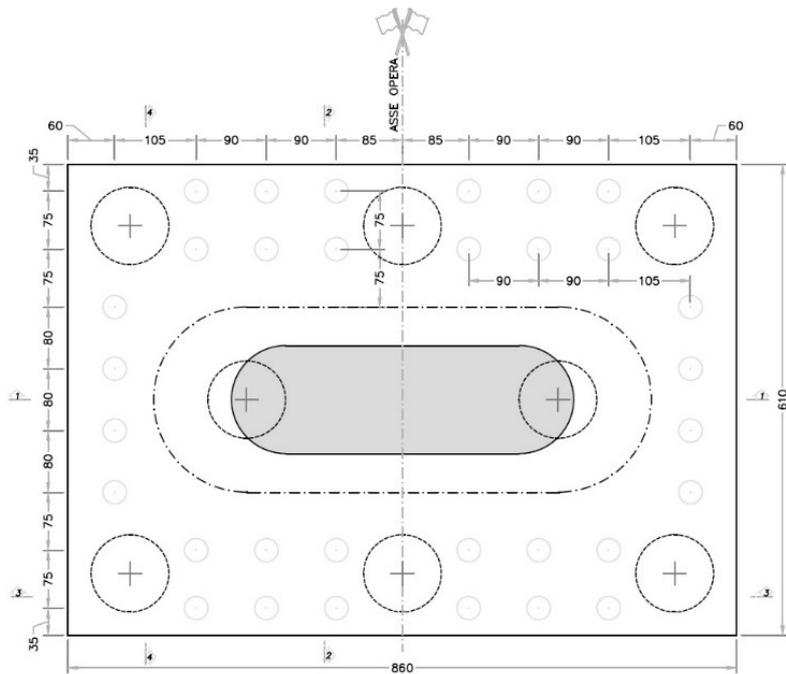


Figura 3-59: Intervento di sottofondazione pila 24

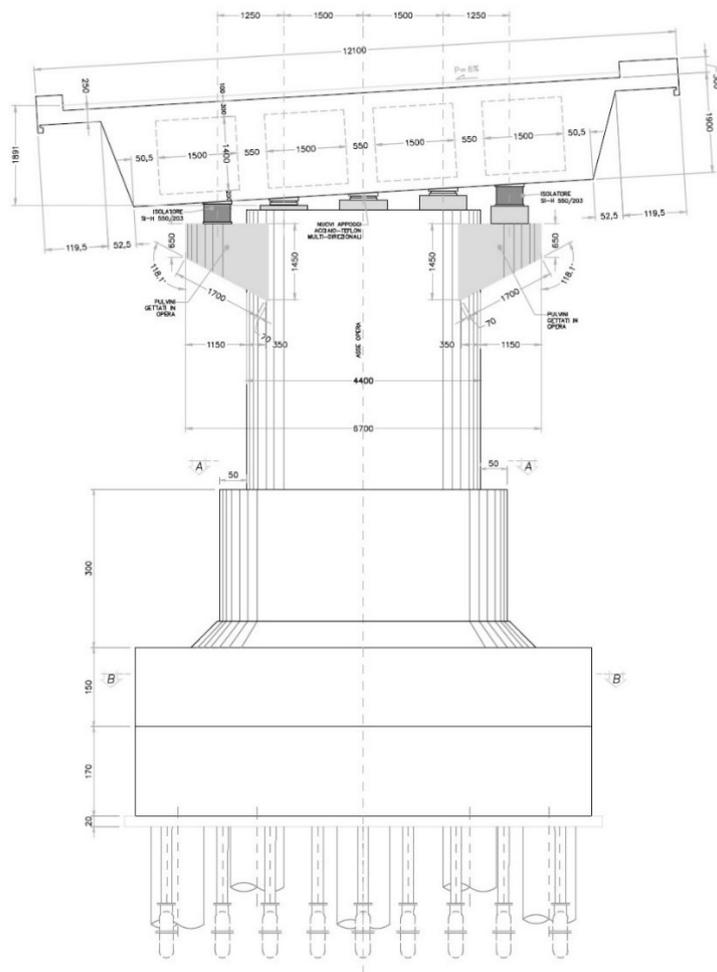


Figura 3-60: Prospetto trasversale pila 24

In corrispondenza della pila 25, la zattera è alzata di 1.5 m (Figura 3-61). Il fusto della pila ha subito un allargamento di 50 cm nel lato corto e di 150 cm sul lato lungo fino a 3 metri di altezza dall'estradosso della nuova zattera (Figura 3-62Figura 3-60).

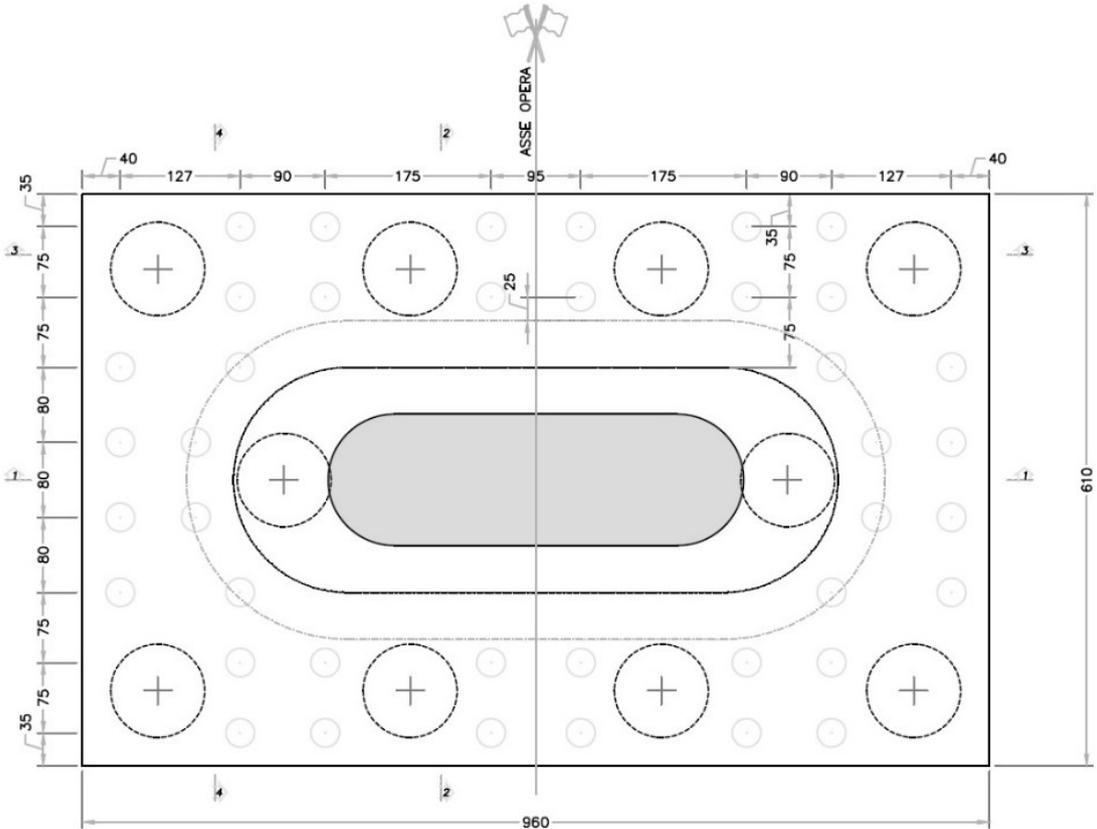


Figura 3-61: Pianta intervento sottofondazione pila 25

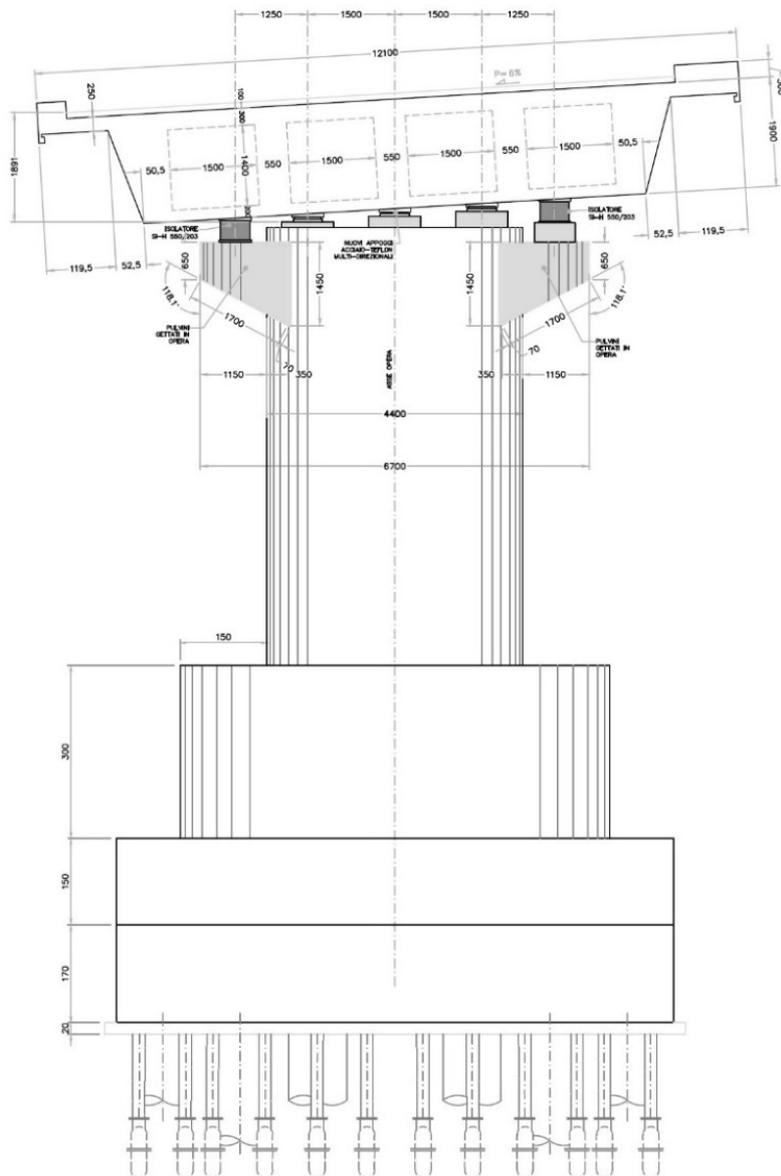


Figura 3-62: Prospetto trasversale pila 25

Infine, la pila 17 è stata interessata da un innalzamento di 1.5 m della zattera di fondazione sulla quale sono stati ancorati 52 micropali (Figura 3-63). Inoltre, il fusto della pila è stato allargato di 30 cm ed è caratterizzato da uno svasamento alla base (Figura 3-65, Figura 3-64, Figura 3-65).

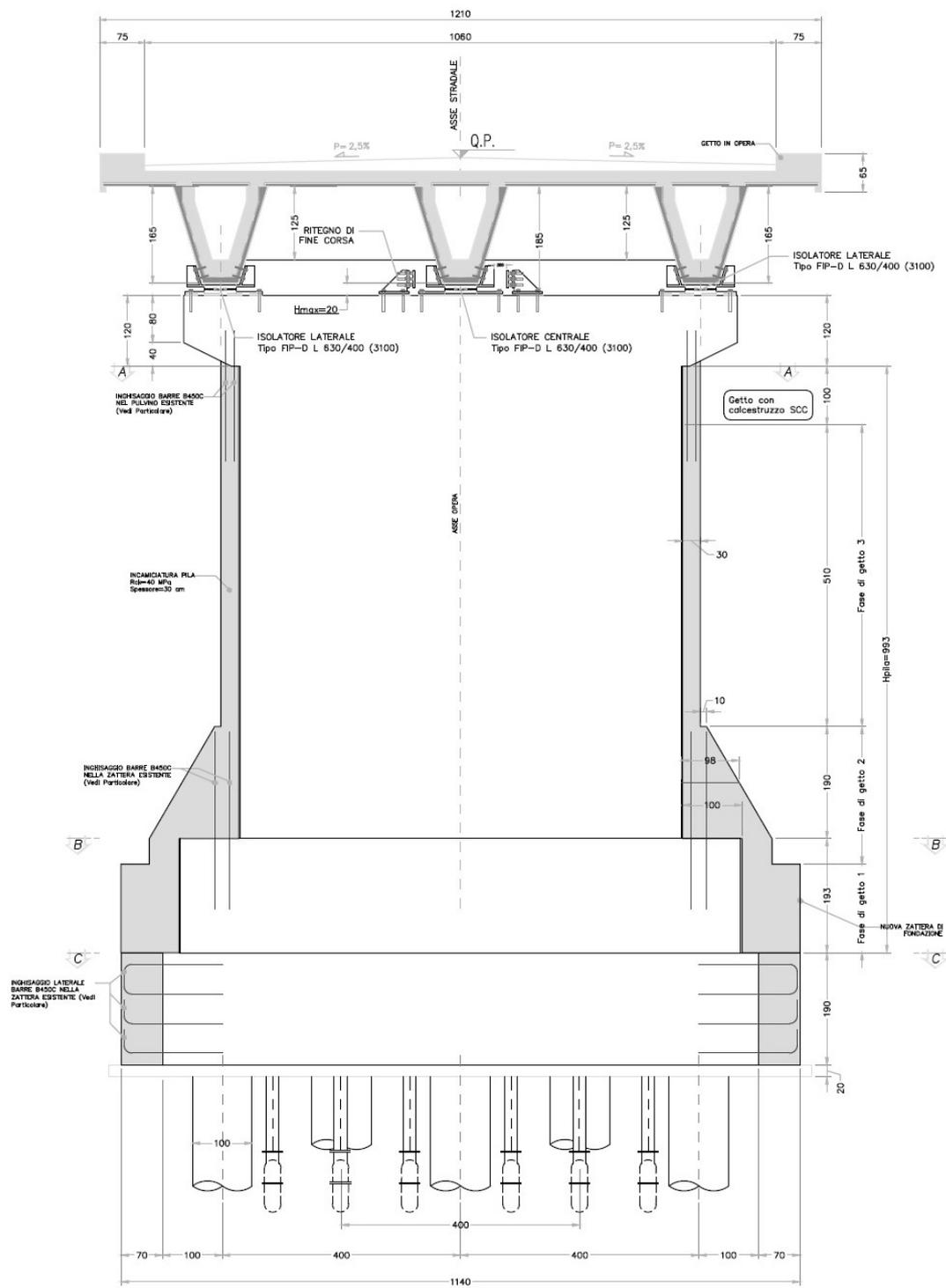


Figura 3-65: Sezione trasversale pila 17

In Tabella 3-14 vengono riportate le caratteristiche dei materiali utilizzati per i lavori di adeguamento, con particolare riferimento alle caratteristiche meccaniche e geometriche dei micropali usati.

TABELLA MATERIALI	CARATTERISTICHE MICROPALI
<p>CALCESTRUZZO:</p> <p>ZATTERE DELLE PILE: - Classe di resistenza C25/30 - Classe di esposizione XC2</p> <p>ELEVAZIONI PILE: - Classe di resistenza C25/30 - Classe di esposizione XC2</p> <p>BAGGIOLI E PULVINI: - Classe di resistenza C32/40 - Classe di esposizione XF2</p> <p>ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE: - Acciaio in barre nervate tipo B450C $f_{yk} \geq 450$ MPa $f_{tk} \geq 540$ MPa</p> <p>ACCIAIO PER BARRE DYWIDAG: - $f_{ptk} \geq 1860$ N/mm² - $f_{p(1)k} \geq 1670$ N/mm²</p> <p>COPRIFERRO per fondazioni: 50 mm COPRIFERRO per elevazioni: 45 mm</p> <p>N.B. MATERIALI CONFORMI ALLE NORME: UNI EN 206-1: 2006 UNI EN 11104: 2004 UNI EN ISO 15630: 2004</p>	<p>- LUNGHEZZA PERFORAZIONE 15,4 m - DIAMETRO PERFORAZIONE min Ø300 - ARMATURA TUBO Ø244,5 Sp. 12,5 mm - Acciaio con caratteristiche meccaniche pari a S355JR - UNI EN 10210 - LUNGHEZZA TUBO 16,3 m - INIEZIONE SELETTIVE E RIPETUTE [IRS] AD ALTA PRESSIONE (~10 atm) - LUNGHEZZA BULBO 6 m - GIUNZIONI CON MANICOTTI FILETTATI</p> <p>MALTA DI INIEZIONE: - Rapporto acqua/cemento $\leq 0,5$ - Resistenza cubica ≥ 30 N/mm² - Additivo antiritiro</p> <p>INCLINAZIONI SUL PIANO VERTICALE:  INCLINAZIONE MICROPALO: 0°</p> <p>ORIENTAMENTO PLANIMETRICO: vedi inclinazioni in Pianta Fondazioni</p>

Tabella 3-14: Caratteristiche materiali utilizzati negli interventi e descrizione delle caratteristiche del micropalo

4 Identificazione dinamica del viadotto dopo l'intervento

In questo capitolo viene esposto il processo che ha portato all'identificazione dinamica del viadotto dopo gli interventi di adeguamento sismico realizzati nel 2017. Una volta elaborate le prove di vibrazione ambientale eseguite al fine di indagare sulla bontà dei lavori descritti nel paragrafo 3.8 si è indagato il ruolo che ha l'interazione terreno-struttura nell'interpretazione di tali prove. Dato che, nell'identificazione dinamica del viadotto ante-operam, solo la modellazione più sofisticata, che teneva in conto dell'interazione terreno-struttura, era in grado di descrivere accuratamente il comportamento del viadotto si è scelto di operare con la stessa strategia di modellazione. Più nel dettaglio, è stato sviluppato un modello agli elementi finiti 3D del sistema terreno-fondazione in grado di tener conto dell'interazione terreno-struttura nella definizione della rigidità dinamica del sistema. Successivamente i risultati ottenuti da tale modello sono stati implementati in quello della sovrastruttura, attraverso il quale sono state determinate le frequenze fondamentali di vibrazione e le forme modali del viadotto. Infine, sono stati messi a confronto i risultati delle prove di vibrazione ambientale con quelli ottenuti dal modello numerico.

4.1 Prove di vibrazione ambientale (Post-Operam)

Per valutare il miglioramento in termini di parametri modali dovuto all'intervento di adeguamento sismico è stata effettuata una nuova campagna di prove di vibrazione ambientale sul viadotto. Le caratteristiche modali, in termini di frequenze e modi di vibrare sono stati poi confrontati con quelli ricavati dai test Ante – Operam.

In questo caso, per lo studio del comportamento globale del viadotto sono state necessarie tre configurazioni di accelerometri (Conf-1, Conf-2 e Conf-3) (Figura 4-1).

I sensori posizionati in corrispondenza delle pile P11, P19 e P27 sono chiamati “sensori di riferimento” perché vengono lasciati nella stessa posizione in tutte e tre le configurazioni. I segnali misurati da questi accelerometri permettono la successiva scalatura delle misure non contemporanee effettuate dai sensori che, invece, vengono spostati lungo lo sviluppo del viadotto (roving sensors).

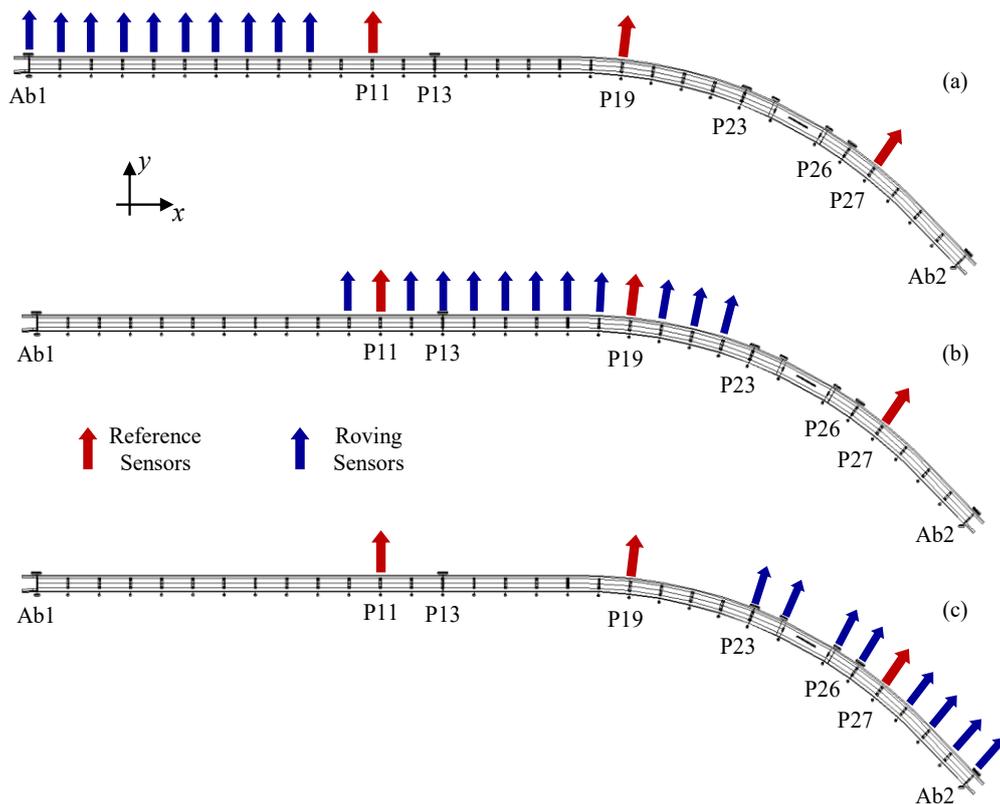


Figura 4-1: Configurazioni AVTs “Viadotto Chiaravalle”: (a) Conf-1, (b) Conf-2, (c) Conf-3

Come per i test ante-operam, tutte le misurazioni, per ogni configurazione, sono state processate con le tecniche standard della teoria dei segnali prima di eseguire l’analisi modale operativa attraverso la tecnica SSI-cov. La procedura permette di ricavare un diagramma di stabilizzazione dove viene rappresentata la CPSD del segnale misurato (Cross Power Spectral Density). In questo grafico, se ci sono variazioni trascurabili a livello di frequenze, smorzamento e forme modali (MAC), viene inserito un simbolo come indicato nella legenda della Figura 4-2.

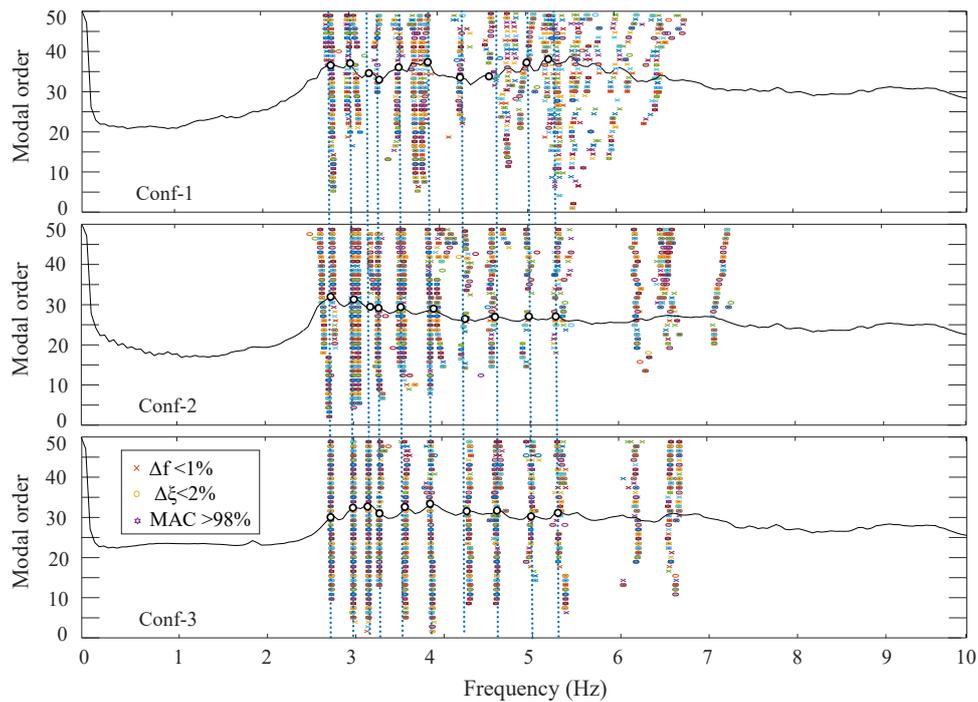


Figura 4-2: Diagramma di stabilizzazione del Viadotto Chiaravalle (Conf-1, Conf-2, Conf-3)

In Tabella 4-1, Tabella 4-2 e Tabella 4-3 vengono riportate le frequenze, gli spostamenti modali e gli smorzamenti relativi alle prime tre forme modali del viadotto.

f (Hz)	ξ (-)	P11	P27	P19	Ab1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
2.77	3.99	-0.01	0.04	1.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.02	-0.01	0.00	-0.03	-0.44
2.96	6.88	1.00	0.10	-0.38	0.00	-0.01	-0.04	0.02	-0.02	0.00	0.02	0.06	0.03	0.27
3.07	6.29	1.00	0.09	-0.48	-0.01	-0.04	0.00	0.00	-0.06	-0.01	0.11	0.12	0.23	0.50
3.27	1.64	0.64	1.00	-0.10	0.00	0.04	-0.03	-0.01	-0.06	-0.01	0.13	0.18	0.16	0.45
3.50	1.92	0.02	-0.63	1.00	0.00	0.01	0.02	-0.02	-0.04	-0.07	-0.06	-0.13	-0.82	-1.00
3.82	2.25	-1.00	0.17	0.06	-0.01	0.00	-0.04	-0.23	-0.53	-0.89	-0.65	0.41	1.00	0.59
4.19	3.67	0.45	0.31	0.00	-0.01	-0.15	-0.44	-1.00	-1.00	-0.55	0.38	0.69	-0.13	-1.00
4.53	1.88	-0.03	-0.04	-0.14	0.01	0.35	0.80	1.00	-0.06	-0.56	-0.31	0.65	-1.00	0.33
4.97	0.85	-0.19	0.31	-0.30	0.00	0.07	0.50	0.31	-0.32	-1.00	-0.01	0.21	0.28	0.57
5.22	2.07	-0.20	-0.69	0.50	0.01	0.48	0.17	-0.70	-0.02	1.00	-0.37	-0.83	-0.57	0.39

Tabella 4-1: Parametri modali Conf-1

f (Hz)	ξ (-)	P11	P27	P19	P10	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P20	P21	P22
2.78	1.55	-0.01	-0.01	0.53	0.01	-0.03	-0.07	-0.09	-0.10	-0.06	0.00	0.22	0.87	1.00	0.91
3.06	1.67	-0.17	-0.02	-0.41	-0.04	-0.39	-0.67	-1.00	-0.97	-0.60	-0.15	-0.26	-0.39	-0.08	0.31
3.19	1.22	0.08	-0.45	-1.00	0.14	-0.08	-0.25	-0.26	-0.17	-0.05	-0.18	-0.81	-0.49	0.51	0.91
3.28	2.52	1.00	0.00	0.03	0.89	0.84	0.43	-0.15	-0.47	-0.42	-0.10	0.03	-0.07	-0.12	-0.10
3.56	2.41	0.01	0.45	-0.74	-0.05	0.06	0.05	-0.02	-0.07	-0.13	-0.30	-1.00	0.28	0.94	0.30
3.85	2.37	0.06	-1.00	-0.13	0.01	0.01	-0.05	-0.03	0.02	0.01	-0.08	-0.28	0.19	0.19	-0.13
4.28	3.27	-0.27	-0.38	-0.03	0.04	-0.15	0.24	0.03	-0.16	0.04	0.49	0.94	-1.00	-0.01	0.97
4.54	2.51	-0.31	-0.36	-0.27	-0.04	0.06	0.54	-0.20	-0.32	0.24	0.66	0.96	-1.00	0.41	0.99
4.95	3.22	0.72	-0.41	0.19	-0.29	-0.01	-1.00	0.55	0.44	-0.75	-0.55	0.02	-0.13	-0.10	0.13
5.24	4.43	-0.11	-1.00	0.18	-0.16	0.18	0.08	-0.18	0.06	0.15	-0.21	-0.41	0.24	-0.37	-0.09

Tabella 4-2: Parametri modali Conf-2

f (Hz)	$\xi (-)$	P11	P27	P19	P23	P24	P25	P26	P28	P29	P30	Ab2
2.77	1.98	0.01	0.03	-0.91	-1.00	-0.33	-0.01	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00
3.02	2.13	0.04	0.00	-0.83	1.00	0.57	0.32	0.11	-0.01	0.00	-0.01	0.00
3.19	1.67	-0.02	-0.22	-0.48	0.22	-0.47	-1.00	-0.67	-0.05	0.00	-0.01	0.00
3.33	2.12	1.00	-0.03	0.02	0.13	0.04	-0.09	-0.10	-0.01	0.00	0.03	0.00
3.60	1.88	-0.04	-0.42	0.67	1.00	0.46	-0.48	-0.73	-0.20	-0.05	-0.01	-0.01
3.87	2.22	0.11	-1.00	-0.11	-0.40	0.22	0.19	-0.63	-0.84	-0.41	-0.12	0.00
4.28	2.42	0.33	0.36	-0.05	-0.09	0.59	-0.28	-0.99	1.00	0.70	0.23	-0.02
4.62	1.98	-0.39	-0.37	-0.30	-1.00	-0.45	0.51	-0.43	0.44	0.72	0.15	-0.03
5.00	0.55	0.05	-0.18	0.17	0.74	-0.69	0.42	1.00	-0.06	0.06	0.20	-0.11
5.32	2.87	0.05	0.83	-0.20	-0.51	0.45	-0.48	-0.70	0.23	-1.00	-0.79	-0.10

Tabella 4-3: Parametri modali Conf-3

Le tre configurazioni ottenute possono essere scalate rispetto ai sensori di riferimento per avere dei valori degli spostamenti modali confrontabili tra le diverse configurazioni.

In questo caso, viene utilizzato l'algoritmo PoSER (Post Separate Estimation Re-scaling) per processare i dati delle diverse configurazioni. I parametri modali definitivi dell'intero viadotto vengono presentati in Tabella 4-4, Tabella 4-5, Tabella 4-6. Le prime tre forme modali di ogni catena cinematica vengono evidenziate nelle tabelle con uno sfondo grigio.

f (Hz)	$\xi (-)$	Ab1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
2.76	4.38	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.02	-0.01	0.00	0.03	0.44	-0.01	0.01	0.03	0.07
3.01	3.42	0.00	-0.01	-0.04	0.02	-0.02	0.00	0.02	0.06	0.03	0.07	0.04	0.17	0.39	0.67
3.16	3.23	0.01	0.04	0.00	0.00	0.06	0.01	-0.11	-0.42	-0.53	-0.50	-0.26	-0.08	0.08	0.25
3.29	2.63	-0.01	-0.04	0.03	0.01	0.06	0.01	-0.13	-0.19	-0.32	-0.61	-0.89	-1.00	-0.84	-0.43
3.55	1.96	0.00	-0.01	-0.02	0.02	0.04	0.07	0.06	0.13	-0.82	-1.00	-0.05	0.01	0.06	0.06
3.84	3.04	-0.01	0.00	-0.04	-0.23	-0.53	-0.89	-0.65	0.41	1.00	0.59	-0.01	-0.06	-0.01	0.05
4.25	2.53	-0.01	-0.15	-0.44	-1.00	-1.00	-0.56	0.38	0.69	-0.13	-1.00	-0.04	0.27	0.15	-0.24
4.55	2.40	0.01	0.35	0.80	1.00	-0.06	-0.56	-0.31	0.65	-0.11	0.04	0.00	-0.03	0.01	0.05
4.97	1.96	0.00	0.07	0.50	0.31	-0.32	-1.00	-0.01	0.21	0.10	0.20	0.08	-0.19	0.00	0.26
5.25	2.76	0.01	0.48	0.17	-0.70	-0.02	1.00	-0.37	-0.83	-0.26	0.18	-0.29	-0.20	0.33	0.15

Tabella 4-4: Parametri modali KC1 dopo l'intervento di adeguamento sismico (PoSER)

f (Hz)	$\xi (-)$	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23
2.76	4.38	0.07	0.08	0.09	0.06	0.00	-0.20	-0.49	-0.81	-0.94	-1.00	-1.00
3.01	3.42	-0.67	-1.00	-0.97	-0.60	-0.15	0.26	0.41	0.39	0.31	0.08	-0.04
3.16	3.23	-0.25	-0.26	-0.17	-0.05	-0.18	-0.81	-1.00	-0.49	0.51	0.91	0.22
3.29	2.63	0.43	-0.15	-0.47	-0.42	-0.10	0.03	0.03	-0.07	-0.12	-0.10	0.13
3.55	1.96	-0.06	0.02	0.07	0.13	0.30	1.00	0.74	-0.28	-0.94	-0.30	1.00
3.84	3.04	0.05	0.03	-0.02	-0.02	0.08	0.28	0.13	-0.19	-0.19	0.13	0.40
4.25	2.53	-0.24	-0.03	0.16	-0.04	-0.49	-0.94	0.03	1.00	0.02	-0.97	-0.10
4.55	2.40	0.54	-0.20	-0.32	0.24	0.66	0.96	-1.00	0.41	0.99	0.00	-0.79
4.97	1.96	0.09	-0.05	-0.04	0.07	0.05	0.00	0.01	0.01	-0.01	0.00	-1.00
5.25	2.76	0.07	-0.16	0.05	0.13	-0.19	-0.37	0.21	-0.33	-0.08	0.00	1.00

Tabella 4-5: Parametri modali KC2 dopo l'intervento di adeguamento sismico (PoSER)

f (Hz)	ξ (-)	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	Ab2
2.76	4.38	1.00	0.33	0.01	0.05	0.04	0.02	0.00	0.00	0.00
3.01	3.42	1.00	0.57	0.32	0.14	0.10	-0.01	0.00	-0.01	0.00
3.16	3.23	-0.22	0.47	1.00	0.67	0.09	0.05	0.00	0.01	0.00
3.29	2.63	1.00	0.31	-0.69	-0.10	1.00	-0.01	0.00	0.03	0.01
3.55	1.96	-1.00	-0.46	0.48	0.73	0.63	0.20	0.06	0.01	0.01
3.84	3.04	0.63	-0.35	-0.30	0.00	-0.17	-0.84	-0.41	-0.12	0.00
4.25	2.53	-0.09	0.60	-0.28	0.99	-0.31	-1.00	-0.70	-0.23	0.02
4.55	2.40	-1.00	-0.45	0.51	-0.60	-0.72	0.61	1.00	0.21	-0.04
4.97	1.96	-0.74	0.69	-0.42	-1.00	0.08	0.06	-0.06	-0.20	0.11
5.25	2.76	0.73	-0.64	0.69	0.70	-0.17	-0.23	1.00	0.79	0.10

Tabella 4-6: Parametri modali KC3 e KC4 dopo l'intervento di adeguamento sismico (PoSER)

Nelle figure sottostanti vengono comparate le prime tre forme modali di ogni catena cinematica con quelle ricavate dalle OMA ante-operam.

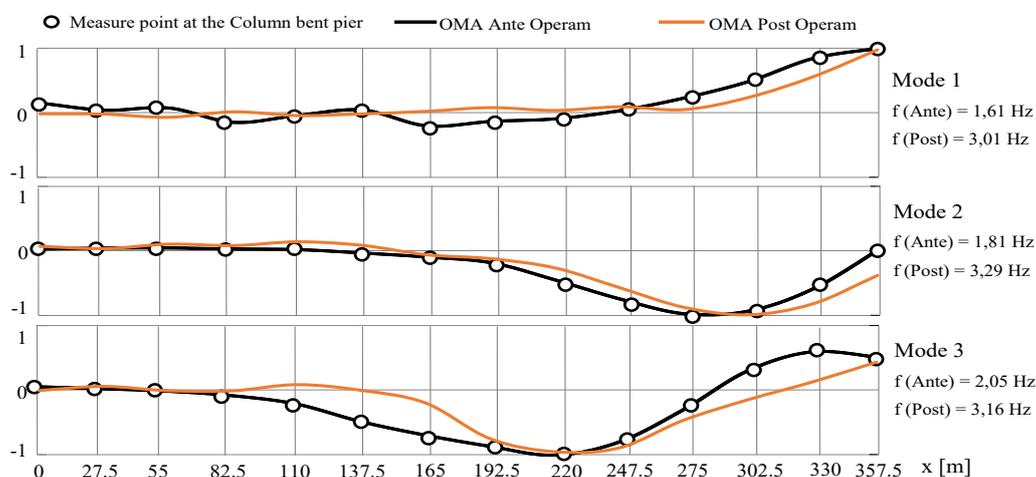


Figura 4-3: Prime tre forme modali (KC1)

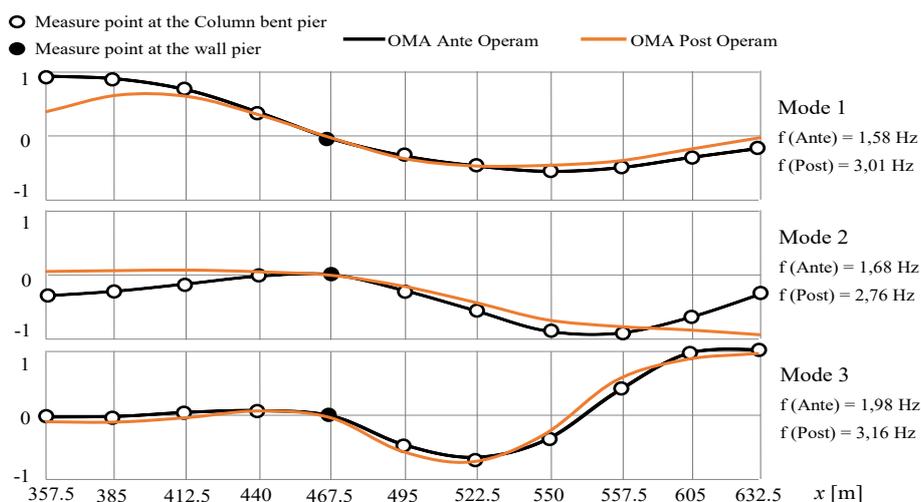


Figura 4-4: Prime tre forme modali (KC2)

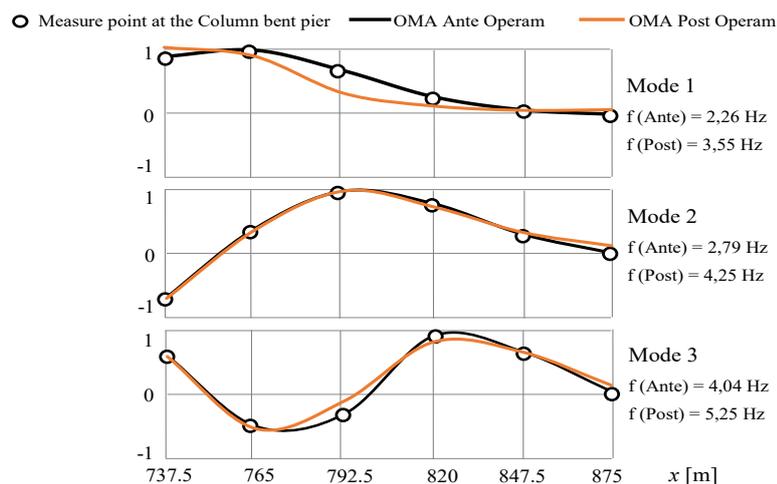


Figura 4-5: Prime tre forme modali (KC4)

Il grado di accoppiamento tra le forme modali sperimentali di ogni catena cinematica calcolato attraverso il Modal Assurance Criterion (MAC) è riportato in Figura 4-6.

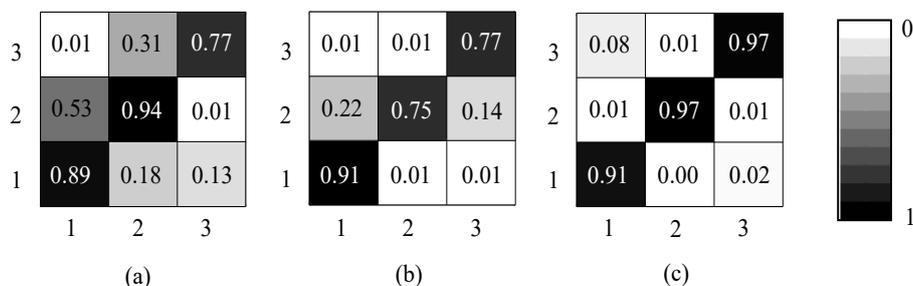


Figura 4-6: MAC: (a) KC1, (b) KC2, (c) KC4

Dal confronto con le OMA ante-operam riportato in Figura 4-3, Figura 4-4, Figura 4-5, si può notare che i valori delle frequenze fondamentali del viadotto hanno subito un significativo aumento, indice di un importante incremento di rigidezza in direzione trasversale dell'impalcato; comunque, le forme modali, identificate con i test post-operam rimangono molto simili a quelle ante-operam. Il buon accordo tra le forme modali identificate prima e dopo l'intervento sta ad indicare che il cambiamento, in termini di masse e rigidezze, indotto dai lavori di adeguamento, è molto ben distribuito lungo lo sviluppo del viadotto.

Da notare, comunque, che la sequenza dei modi non rimane invariata; infatti, per la prima catena cinematica, il secondo modo ante-operam diventa il terzo modo post-operam; per la seconda catena, il primo modo ante-operam diventa il secondo post-operam.

4.2 Strategia di modellazione

4.2.1 Descrizione modello fondazione-terreno Abaqus/CAE

Per la valutazione delle matrici di impedenza dinamica della fondazione è stato sviluppato un sofisticato modello agli elementi finiti nel software Abaqus/CAE. Il sistema terreno-fondazione indagato è quello relativo alla pila 3 del viadotto.

Ogni elemento che compone il sistema viene modellato separatamente e poi assemblato; questo permette di avere un controllo più accurato nelle fasi di modellazione.

Il modello del terreno, riportato in Figura 4-7 è caratterizzato da un volume cilindrico di diametro complessivo pari a 50 m e di altezza pari a 45 m. Il volume di terreno è stato partizionato realizzando 3 cilindri concentrici, per permettere la modellazione con differenti tipologie di elementi finiti; infine, per avere un maggiore controllo in fase di meshatura, la “part” del terreno è stata suddivisa ulteriormente con dei tagli radiali in direzione verticale e orizzontale.

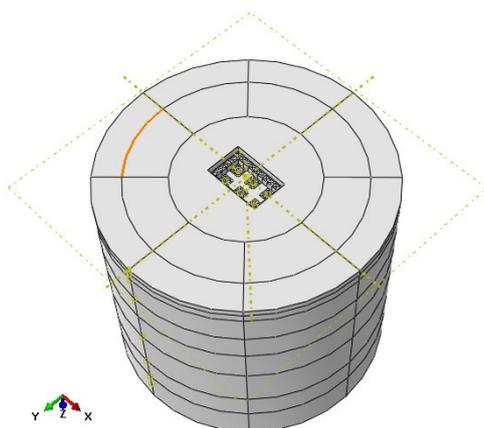


Figura 4-7: Partizionamento del volume di terreno

Inoltre, per consentire l'alloggiamento dei pali e dei micropali nella fase di assemblaggio sono stati realizzati dei fori nel modello del terreno (Figura 4-8).

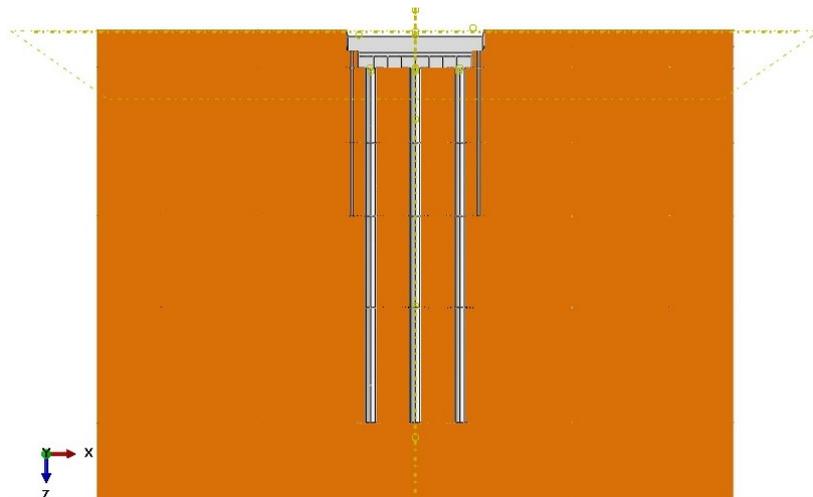


Figura 4-8: Fori per i pali e i micropali

Di particolare interesse è la discretizzazione della zona più esterna, detta di “far field”, la quale ospiterà gli elementi che consentono di simulare il semispazio infinito di terreno, tenendo conto, quindi, degli effetti dello smorzamento geometrico. L’ampiezza della corona circolare esterna è di 5 m e realizza una partizione a forma di “bicchiere” del volume di terreno; inoltre, i bordi inferiori del bicchiere sono stati ulteriormente suddivisi con elementi disposti a 45° per modellare correttamente il semispazio di terreno in tutte le direzioni (Figura 4-9, Figura 4-10).

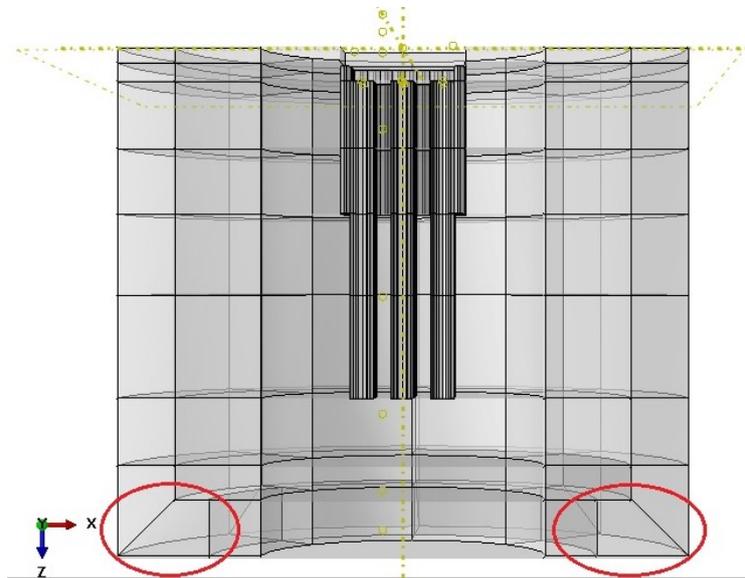


Figura 4-9: Discretizzazione bicchiere esterno

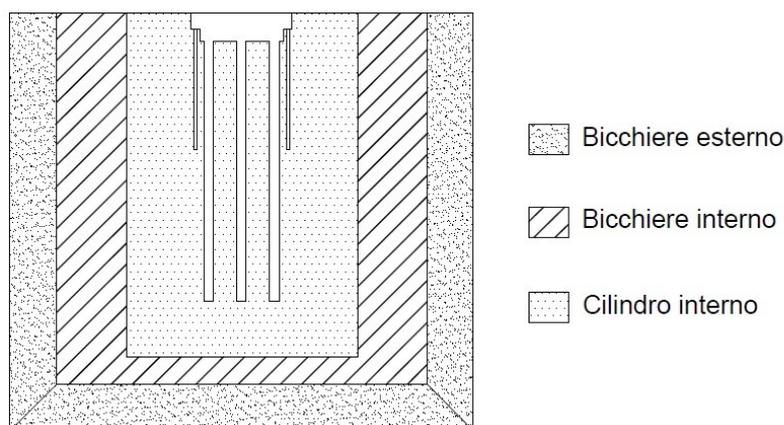


Figura 4-10: Suddivisioni del cilindro di terreno

Il terreno attorno ai pali ed ai micropali è stato discretizzato in maniera molto dettagliata in modo da ottenere un maggiore controllo in fase di meshatura (Figura 4-11).

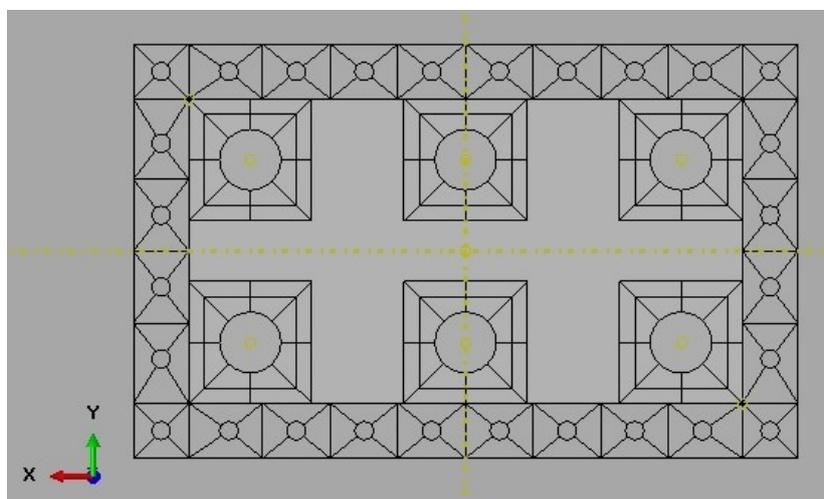


Figura 4-11: Discretizzazione attorno ai pali

Le caratteristiche meccaniche dei diversi strati di terreno che compongono il deposito sono riassunte nella Tabella 4-7:

Terreno	z(m)	s(m)	$\gamma(kN/m^3)$	$\rho(t/m^3)$	$V_S(m/s)$	ν	G(kPa)	E(kPa)
D.A. 1 ¹	0.00	8.9	19.02	1.902	230	0.35	100616	271663
D.A. 2	-8.90	13	19.60	1.960	540	0.27	571536	1451701
Bedrock	-21.90	23.1	20.00	2.000	600	0.36	720000	1958400

Tabella 4-7: Caratteristiche meccaniche dei terreni costituenti il deposito

Il comportamento meccanico del terreno è stato assunto come visco-elastico lineare; il modulo elastico E è stato desunto dalla velocità delle onde di taglio V_S . In particolare, fino alla profondità di 8.9 m, la velocità V_S è stata assunta pari a 600 m/s, in accordo con i risultati della prova HSVR e MASW. La densità relativa ρ ed il coefficiente di Poisson ν sono stati ricavati dalle indagini geotecniche.

Per vedere se ogni materiale è stato assegnato correttamente, si controllano i colori che il software assegna ad ogni regione con le stesse caratteristiche (Figura 4-12).

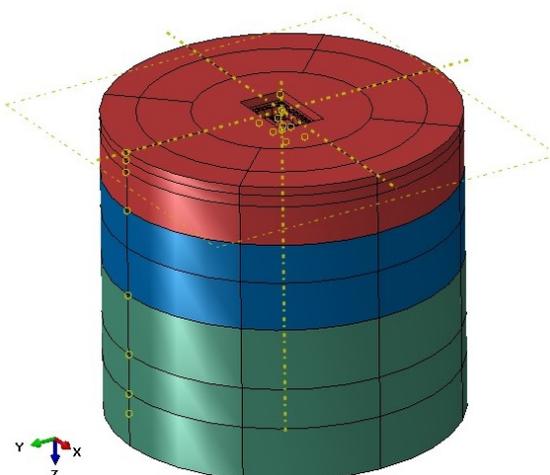


Figura 4-12: Assegnazione dei materiali

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei pali si fa riferimento alla Tabella 3-5, inoltre, sono stati modellati come elementi beam con sezione circolare di diametro pari a 1 m. I micropali, essendo realizzati con la tecnologia “Tubfix”, hanno una sezione composta da un tubo in acciaio immerso in una miscela cementizia. La modellazione della sezione è stata fatta considerando l’ipotesi di perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, ottenendo, attraverso il “metodo n” una sezione omogeneizzata rispetto alla miscela cementizia. Assunto il modulo elastico della miscela cementizia pari a 30 GPa ed il modulo elastico del tubo in acciaio pari a 210 GPa, si ottiene un coefficiente di omogeneizzazione n pari a 7. Le proprietà geometriche ed inerziali sezione equivalente dei micropali sono riportate in Tabella 4-8.

	s [m]	d [m]	D [m]	A [m ²]	I _x [m ⁴]	I _y [m ⁴]	I _z [m ⁴]
Sezione circolare interna			2.066E-01	3.352E-02	8.943E-05	8.943E-05	1.789E-04
Tubo acciaio (corona)	1.250E-02	2.066E-01	2.191E-01	4.179E-03	2.369E-05	2.369E-05	4.738E-05
Sezione esterna cls (corona)	8.090E-02	2.191E-01	3.000E-01	3.298E-02	2.845E-04	2.845E-04	5.690E-04
Sezione omogeneizzata				9.576E-02	5.397E-04	5.397E-04	1.079E-03

Tabella 4-8: Proprietà geometriche ed inerziali sezione omogeneizzata del micropalo

Una volta definite tutte le sezioni geometriche e le caratteristiche meccaniche delle parti del sistema fondazione-terreno, si procede con l’assemblaggio del modello globale (Figura 4-13, Figura 4-14).

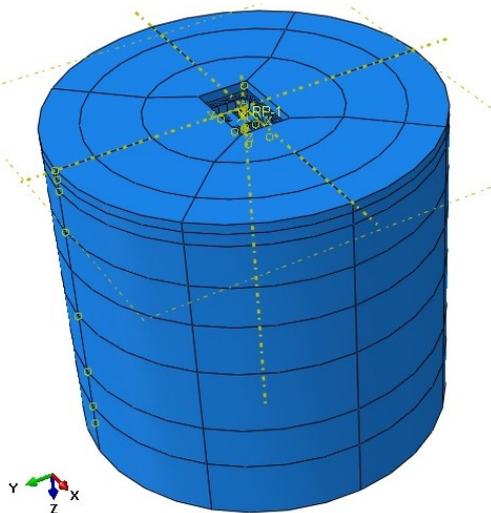


Figura 4-13: Assemblaggio terreno

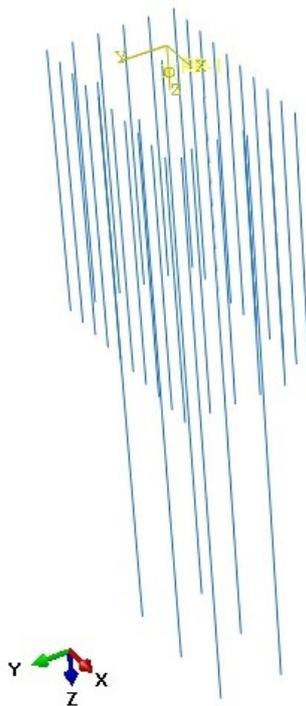


Figura 4-14: Assemblaggio pali e micropali

Particolare attenzione va posta all'interazione tra le diverse parti del modello. Più nel dettaglio, Abaqus consente l'implementazione di differenti tipologie di vincolo. Di seguito vengono riportate quelle utilizzate in questo lavoro:

- Tie: consente l'unione di due regioni, anche nel caso di mesh differenti tra le regioni che si vanno ad unire; questo vincolo collega il contorno ed il fondo (Slave surface) del foro del palo all'asta del palo (Master surface). Vengono esclusi la testa del palo ed il bordo superiore del foro (Figura 4-15);

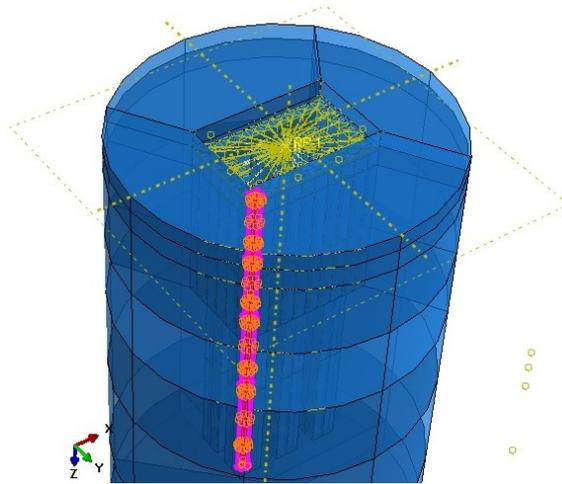


Figura 4-15: Tie Constraint

- Rigid body: consente di vincolare il movimento delle regioni appartenenti ad un gruppo (surface o node region), al moto di un punto di riferimento (Master node); è il vincolo che simula la presenza della zattera collegando il terreno relativo all'ingombro della zattera, la testa dei pali ed il bordo del foro al nodo master (Figura 4-16);

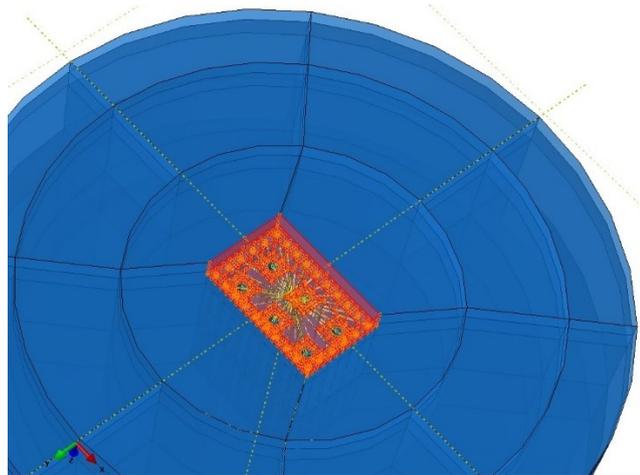


Figura 4-16: Rigid body constraint

- Coupling: consente di vincolare il moto di una superficie o di una regione di nodi al moto di un singolo punto; simula anche in questo caso la presenza della zattera senza, però, considerare il terreno (Figura 4-17).

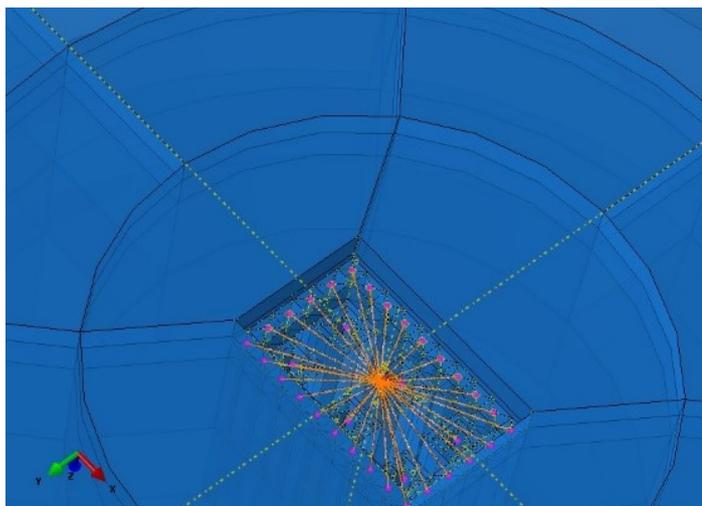


Figura 4-17: Coupling Constraint

Il nodo master è posizionato ad 1.3 m dal p.c, ovvero l'estradosso della vecchia zattera di fondazione, in corrispondenza del baricentro della sezione orizzontale.

Per la definizione della mesh occorre impostare i vincoli geometrici (seeds) che controllano il processo di meshatura imponendo il passaggio per quei punti. Da essi, dipenderanno la grandezza (se definiti "by size") o il numero (se definiti "by number") degli elementi finiti.

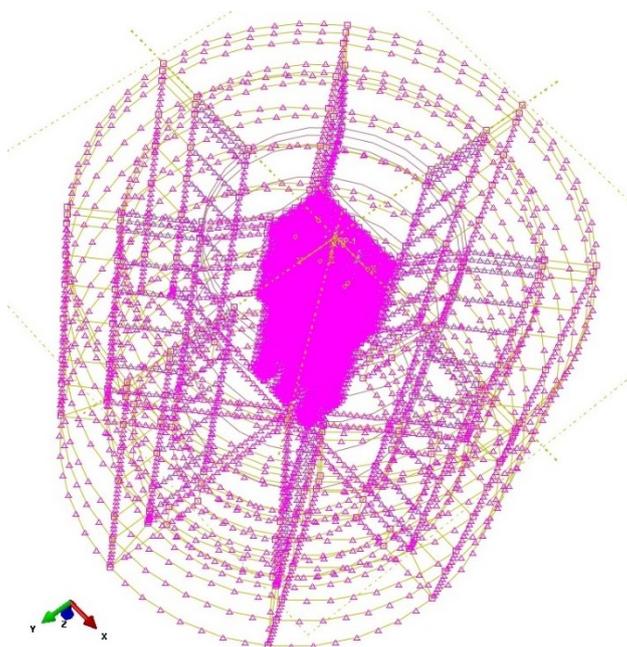


Figura 4-18: Seeds assegnati al terreno

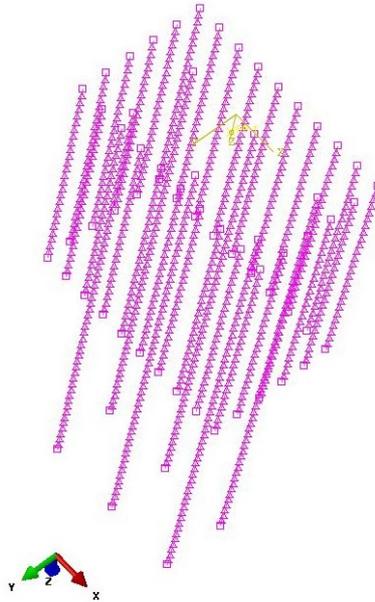


Figura 4-19: Seeds assegnati ai pali e ai micropali

La dimensione massima della mesh adottata è stata scelta seguendo la regola di Bathe e Wilson (1976), ovvero considerando 10 nodi per lunghezza d'onda, almeno nella zona relativa al cilindro interno.

$$l_{FEM} = \frac{V_S}{10 f_{max}}$$

Dopo aver definito i seeds si passa all'assegnazione, ad ogni regione del solido di terreno e ai pali e micropali, del tipo di elemento finito e della tecnica di meshatura ("Mesh controls") (Figura 4-20).

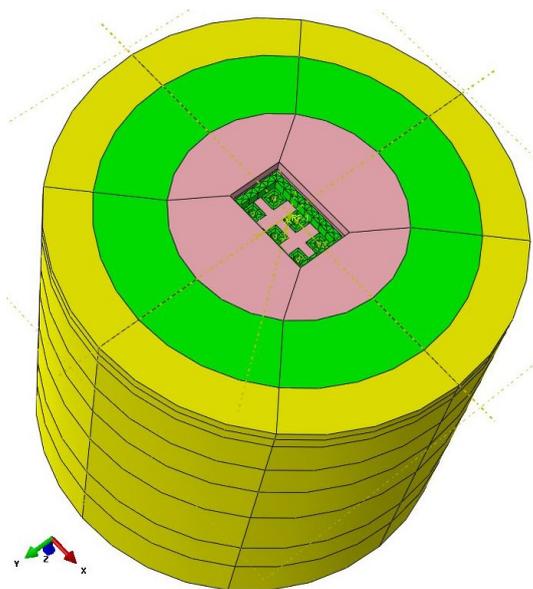


Figura 4-20: Mesh control del modello 3D

In questo modello sono stati utilizzati i seguenti elementi finiti e le seguenti tecniche di meshatura:

- al bicchiere esterno vengono assegnati degli elementi di tipo HEX meshati con la tecnica “sweep”; questi elementi fanno parte della famiglia degli elementi “Acoustic” (AC3D8), ma prima del lancio dell’analisi dovranno essere sostituiti con l’elemento infinito (CIN3D8) per simulare correttamente il semispazio infinito del terreno e permettere il soddisfacimento della condizione di radiazione geometrica. Si può osservare, infatti, che in questa corona, in direzione orizzontale (verso l’infinito), si ha un solo elemento (“seeds by number = 1), mentre verticalmente si hanno tanti elementi in funzione della dimensione minima della mesh;
- il bicchiere interno e la discretizzazione attorno ai pali, invece, hanno degli elementi di tipo HEX-DOMINATED meshati con tecnica “structured”, la quale consente di ottenere una mesh molto regolare. La famiglia di questi elementi finiti è di tipo “3DStress” (C3D8R);
- il cilindro interno ha degli elementi di tipo TET appartenenti alla famiglia “3DStress” con tecnica di meshatura “Free”. Tali elementi sono tetraedrici (C3D4);
- ai pali e ai micropali, infine, vengono assegnati degli elementi appartenenti alla famiglia “Beam” con formulazione cubica della funzione di forma (B33).

A causa dell’assegnazione di elementi appartenenti a famiglie diverse, tra il cilindro interno ed il secondo bicchiere, il programma inserisce in automatico un vincolo di tipo “tie” in modo da garantire la continuità tra le meshature delle due parti. In Figura 4-21 viene illustrato il risultato finale della meshatura.

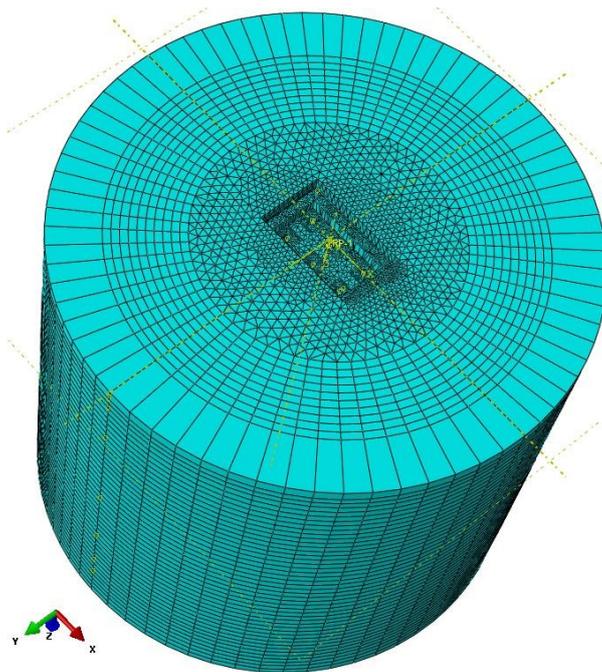


Figura 4-21: Modello meshato

Una volta meshato il modello, per determinare le impedenze dinamiche del sistema fondazione-terreno, devono essere eseguite le seguenti analisi:

- un'analisi statica che permette di identificare il valore dell'impedenza in corrispondenza della frequenza nulla;
- un'analisi dinamica ("Steady-state") per ottenere le funzioni di impedenza in un determinato range di frequenze.

L'analisi statica prevede l'applicazione al nodo master, considerato completamente incastrato, di uno spostamento/rotazione unitario; scelto il grado di libertà da indagare viene determinata la reazione vincolare nel nodo, la quale rappresenta il termine di impedenza relativo a quel grado di libertà. Per ottenere l'intera matrice di impedenza occorrono, quindi, 6 analisi, una per ogni grado di libertà del sistema, tre traslazioni (U_x, U_y, U_z) e tre rotazioni (Φ_x, Φ_y e Φ_z).

L'analisi dinamica "Steady-state", invece, viene eseguita attraverso l'imposizione di uno spostamento armonico di ampiezza unitaria caratterizzato da una certa frequenza. Come per l'analisi statica, vengono sempre lette le reazioni vincolari nel nodo master e, infine, viene assemblata la matrice di impedenza dinamica del sistema, che, in questo caso, risulta composta da una parte reale (rigidezza dinamica $K(\omega)$) e da una parte immaginaria (smorzamento $C(\omega)$). La procedura viene ripetuta per coprire il range di frequenze di 0-15 Hz. Nel paragrafo successivo verranno riportati i risultati delle analisi.

4.2.2 Risultati delle analisi e confronto con le impedenze ante-operam

I risultati ottenuti dalle analisi svolte nel modello agli elementi finiti vengono riportati nelle seguenti figure. Più nel dettaglio, vengono illustrate le componenti delle matrici di impedenza dinamiche del sistema fondazione-terreno post-intervento di adeguamento sismico e confrontate con quelle ottenute dal modello ante-operam (CB-P&C) riportate in Figura 3-51.

Osservando i risultati è possibile notare che nel caso delle impedenze traslazionali in X e Y (Figura 4-22, Figura 4-23), gli interventi di adeguamento non hanno determinato un incremento significativo della rigidezza, infatti, il contributo traslazionale offerto dai micropali e dalla nuova zattera, come prevedibile, è modesto.

L'incremento di rigidezza diventa rilevante in corrispondenza delle traslazioni e rotazioni che fanno lavorare i micropali nel proprio asse. Infatti, si riscontra un aumento delle impedenze traslazionale nella direzione Z (corrispondente all'asse verticale del sistema fondazione-terreno) (Figura 4-24) e rotazionali in X e Y (Figura 4-25, Figura 4-26). In particolare, l'impedenza rotazionale in direzione X registra l'aumento maggiore dovuto al fatto che in tale direzione i micropali hanno la distanza dal baricentro maggiore. Per quanto riguarda il valore dell'impedenza rotazionale in direzione Z, si denota, anche in questo caso un incremento di rigidezza, imputabile soprattutto all'incremento di inerzia torsionale dovuto all'allargamento della zattera di fondazione (Figura 4-27).

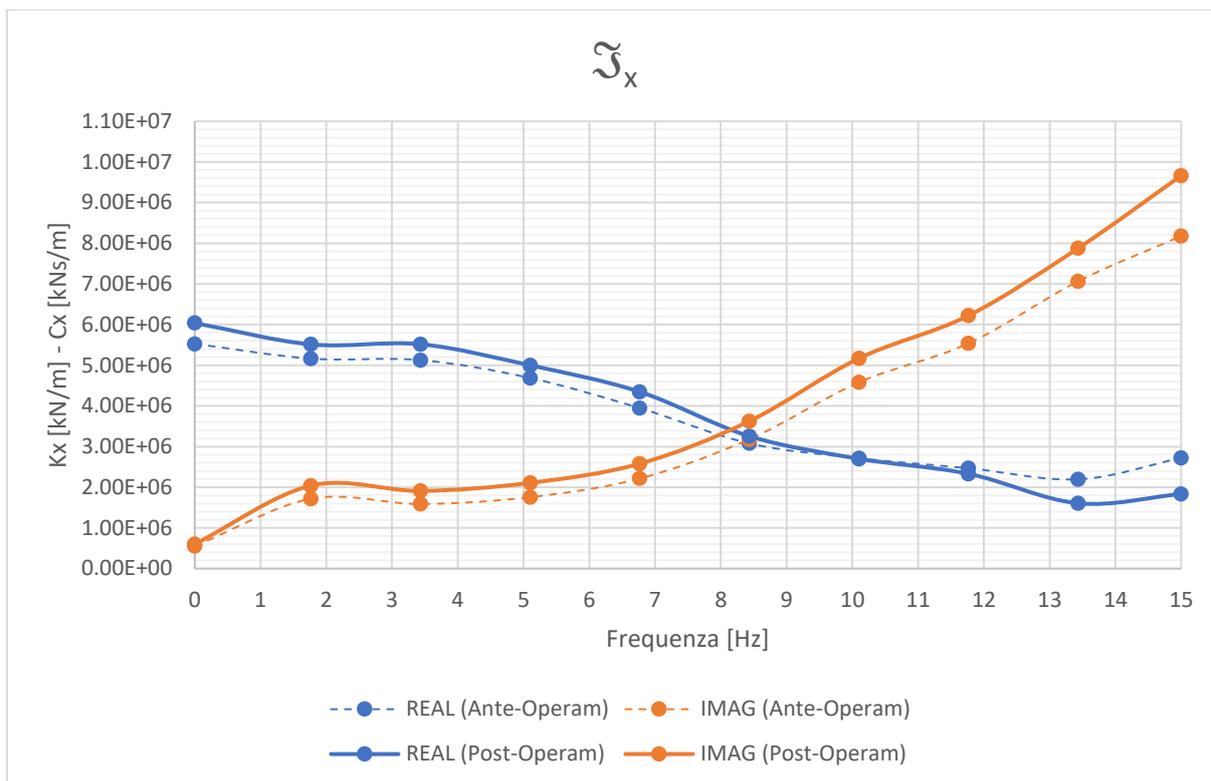


Figura 4-22: Impedenze traslazionali \mathfrak{S}_x

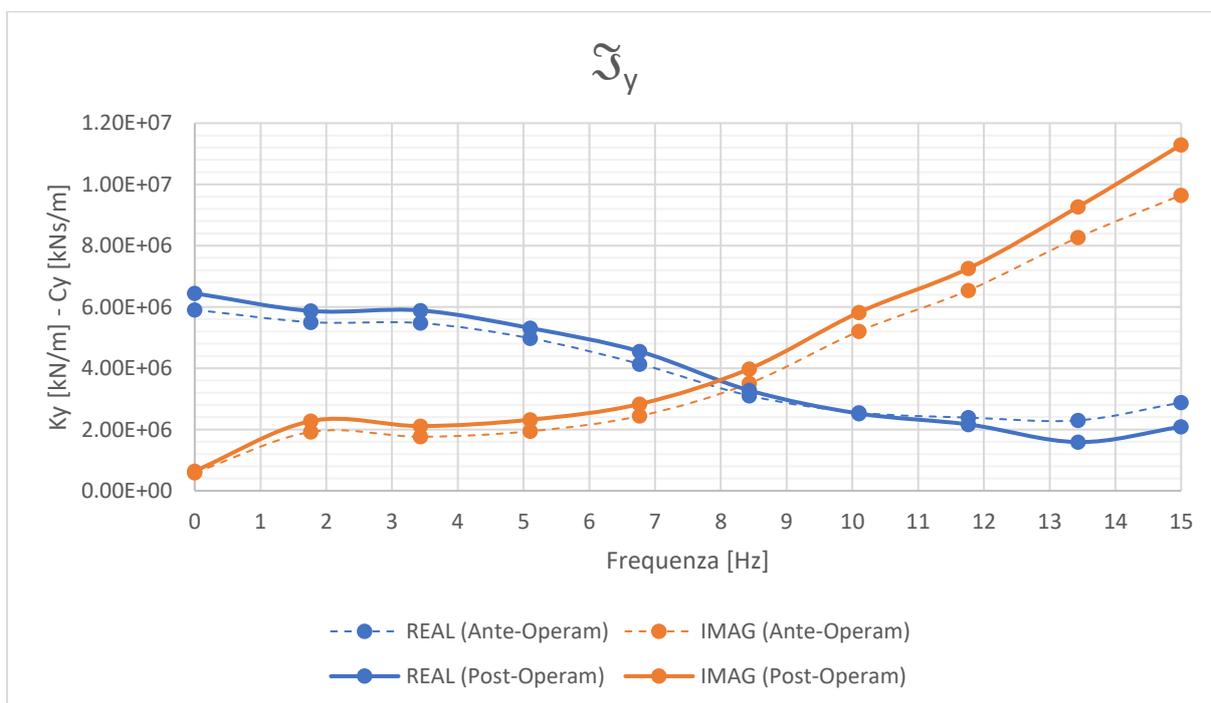


Figura 4-23: Impedenze traslazionali \mathfrak{S}_y

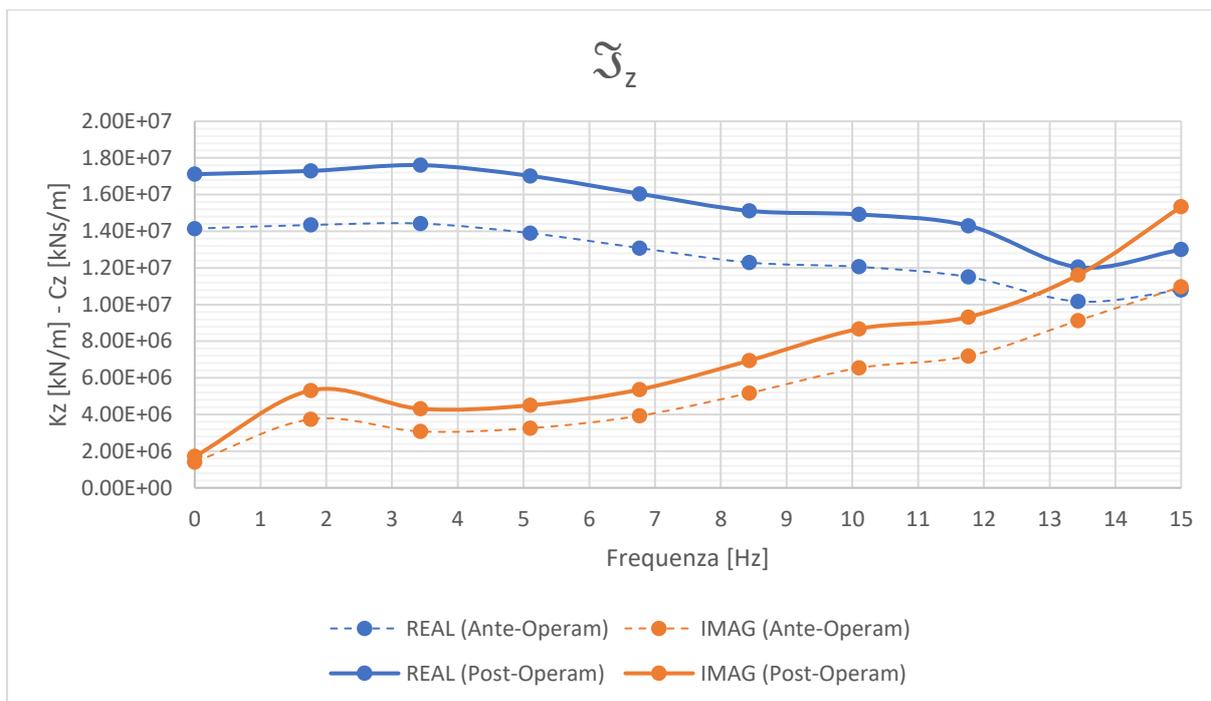


Figura 4-24: Impedenze traslazionali \mathfrak{Z}_z

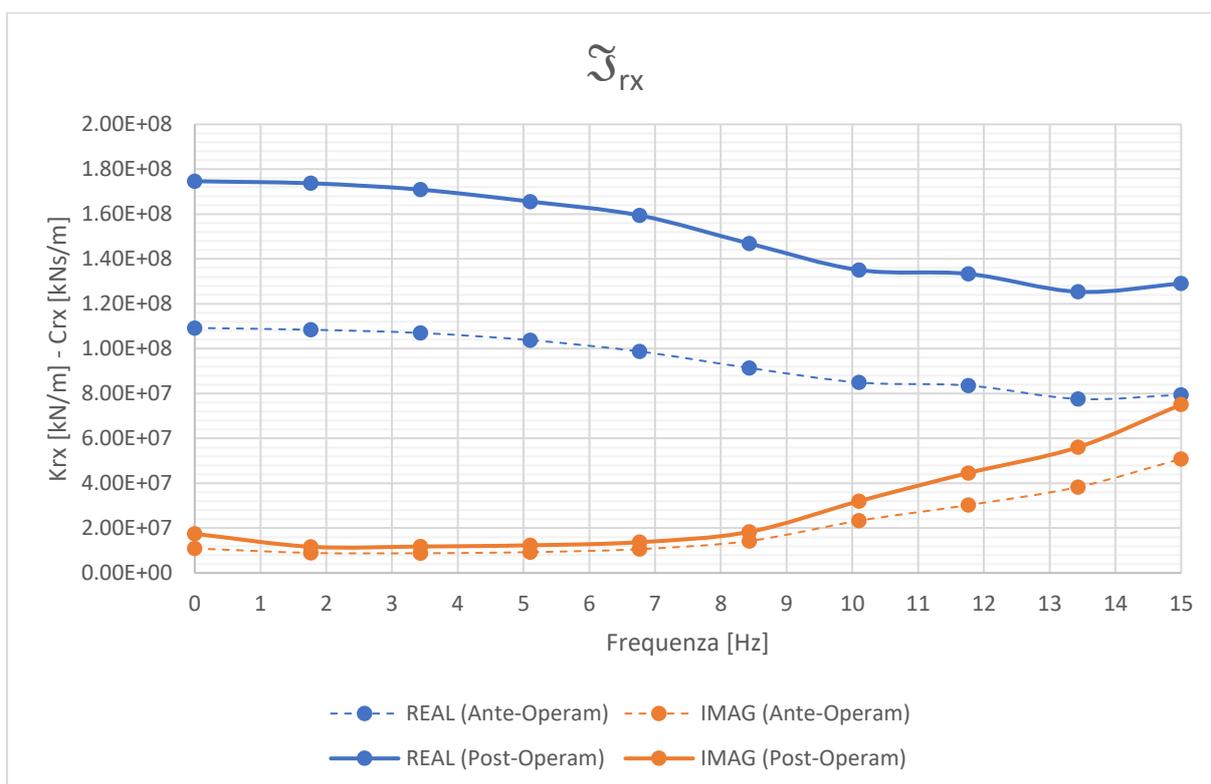


Figura 4-25: Impedenze rotazionali \mathfrak{Z}_{rx}

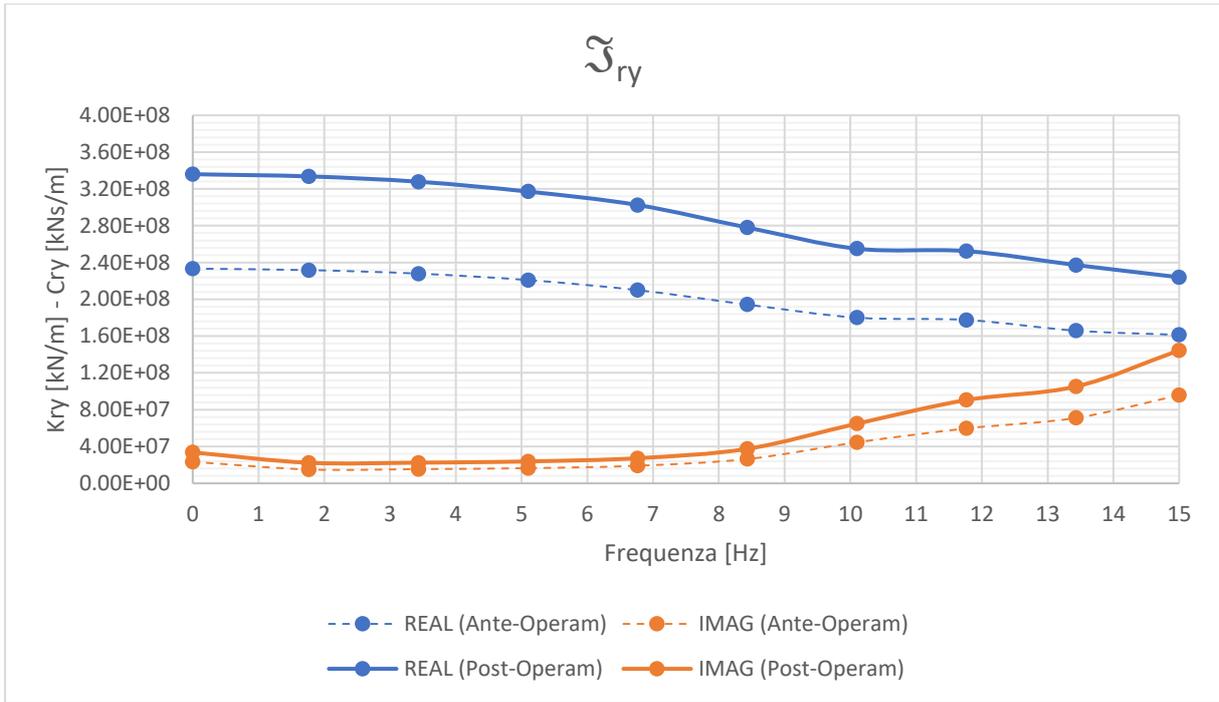


Figura 4-26: Impedenze rotazionali \mathfrak{S}_{ry}

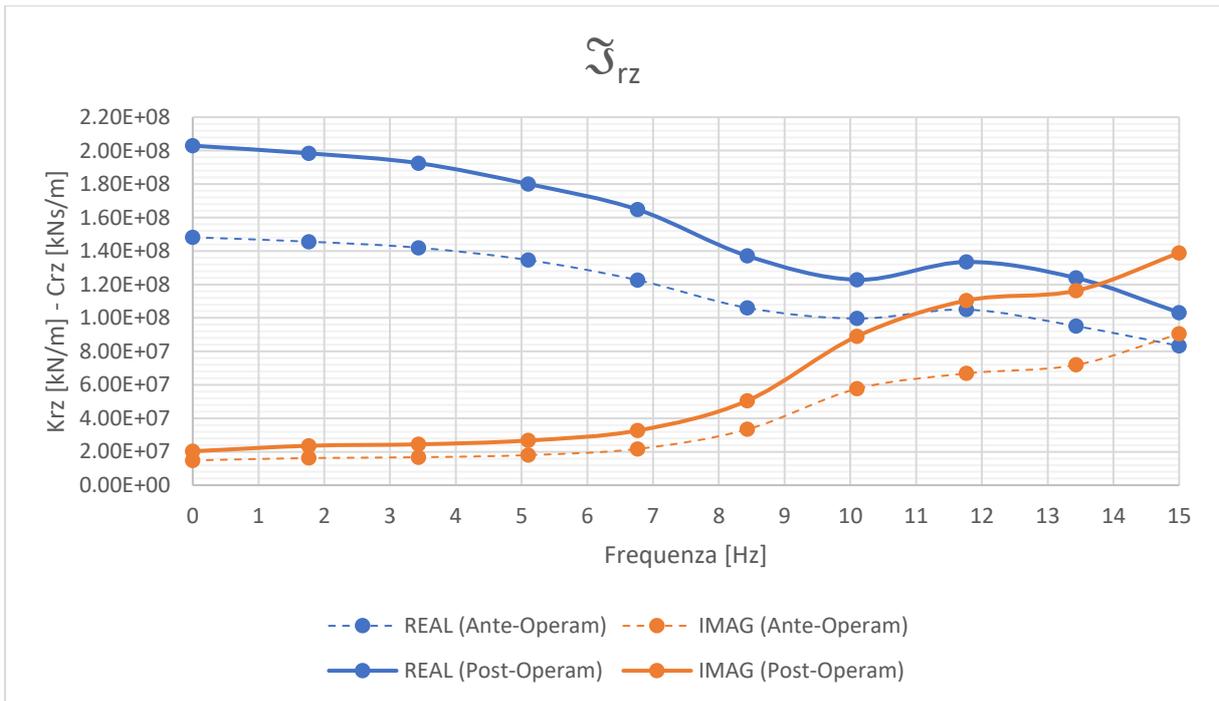


Figura 4-27: Impedenze rotazionali \mathfrak{S}_{rz}

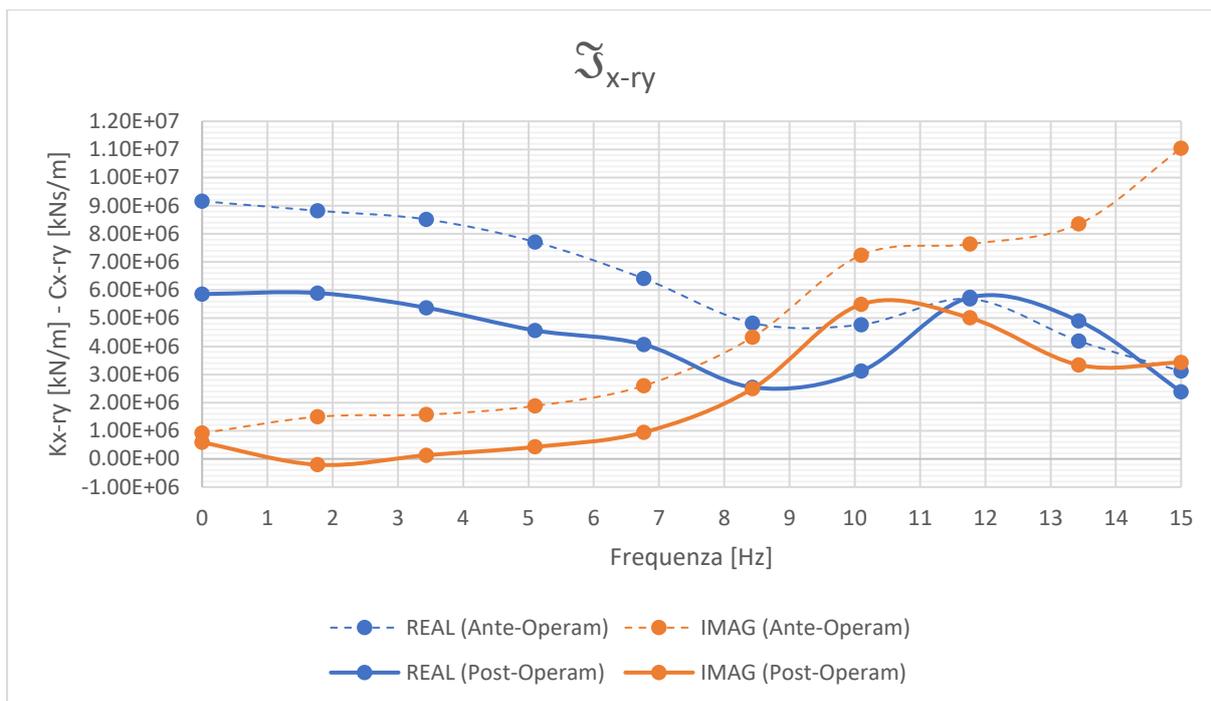


Figura 4-28: Impedenze roto-traslazionali \mathfrak{S}_{x-ry}

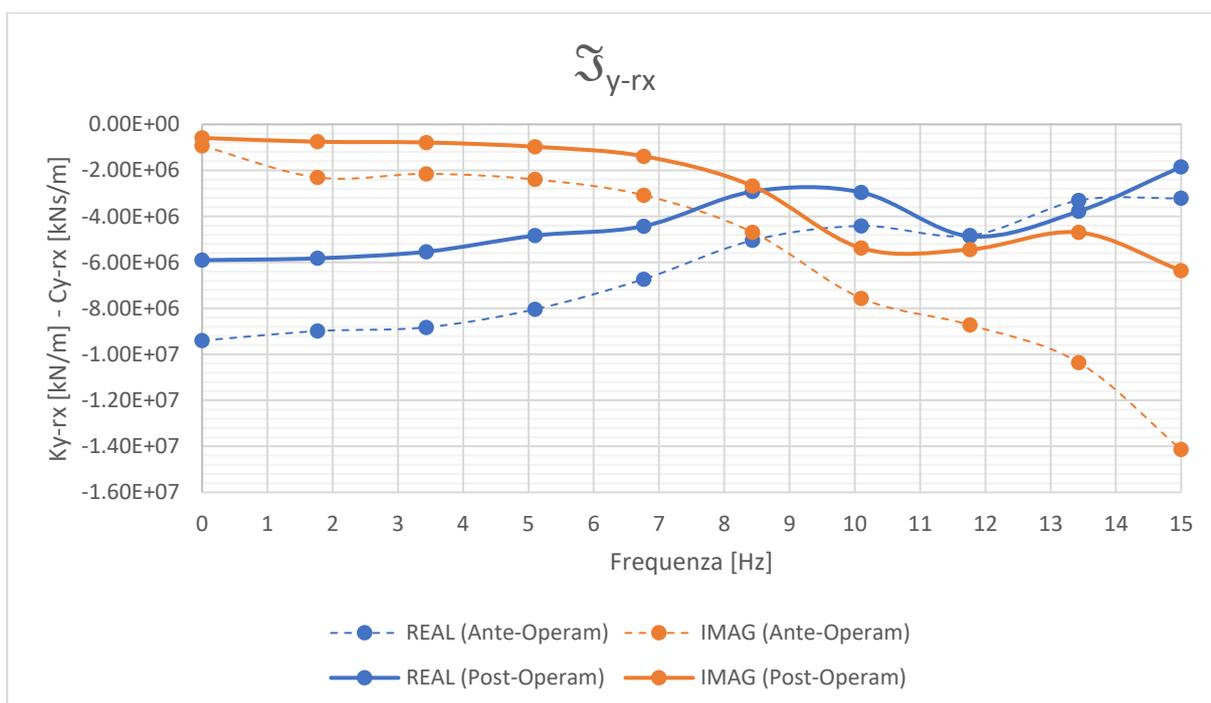


Figura 4-29: Impedenze roto-traslazionali \mathfrak{S}_{y-rx}

Da notare, invece, il fatto che i due termini di accoppiamento roto-traslazionale diminuiscono dopo l'intervento. Questo fenomeno è dovuto al fatto che quando si applica uno spostamento orizzontale alla zattera il contributo dei micropali fa muovere in blocco la parte superiore del sistema fondazione-terreno. Il profilo di spostamenti orizzontali del terreno subisce quindi,

una verticalizzazione verso il piano campagna. Questo comportamento viene evidenziato nelle figure sottostanti dove vengono visualizzati gli spostamenti orizzontali del terreno dovuti alla traslazione orizzontale della zattera lungo X, nei casi ante-operam (Figura 4-30, Figura 4-32) e post-operam (Figura 4-31, Figura 4-33). Come conseguenza di questo fenomeno si avrà quindi, una diminuzione dei momenti che nascono in testa ai pali per effetto della traslazione orizzontale, i quali rappresentano i termini di accoppiamento della matrice di rigidezza del sistema fondazione-terreno. Nelle figure Figura 4-34Figura 4-35Figura 4-36 vengono riportati i diagrammi dei momenti (M_y) dovuti alla traslazione orizzontale lungo X dei pali della fondazione, dove viene evidenziato il fenomeno sopra descritto. Inoltre, il momento massimo lungo il fusto del palo si riscontra ad una quota inferiore. Il palo 1, 2, 5 e 6 sono quelli posizionati ai vertici della zattera mentre il palo 3 e 4 sono quelli centrali. Più nel dettaglio, i valori dei momenti diagrammati sono quelli calcolati attraverso l'analisi dinamica del sistema fondazione-terreno in corrispondenza della frequenza 3.43 Hz, in quanto tale frequenza ricade nel range di frequenze fondamentali del viadotto.

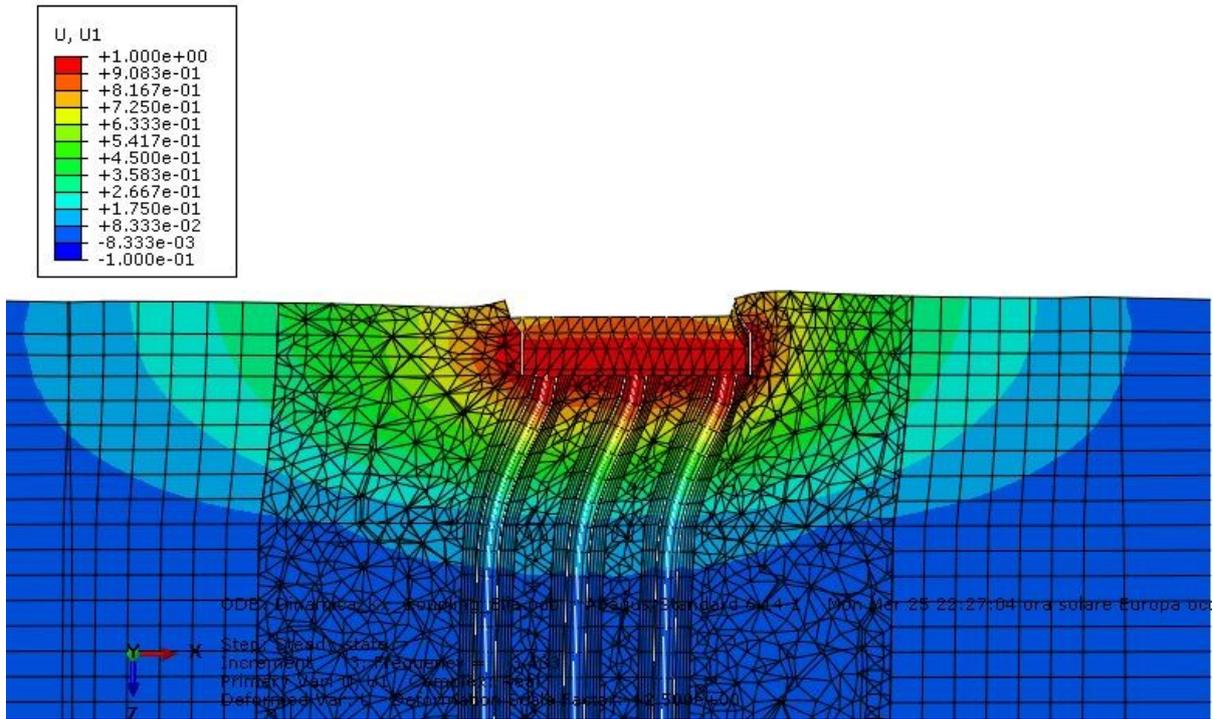


Figura 4-30: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo x (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Ante-Operam)

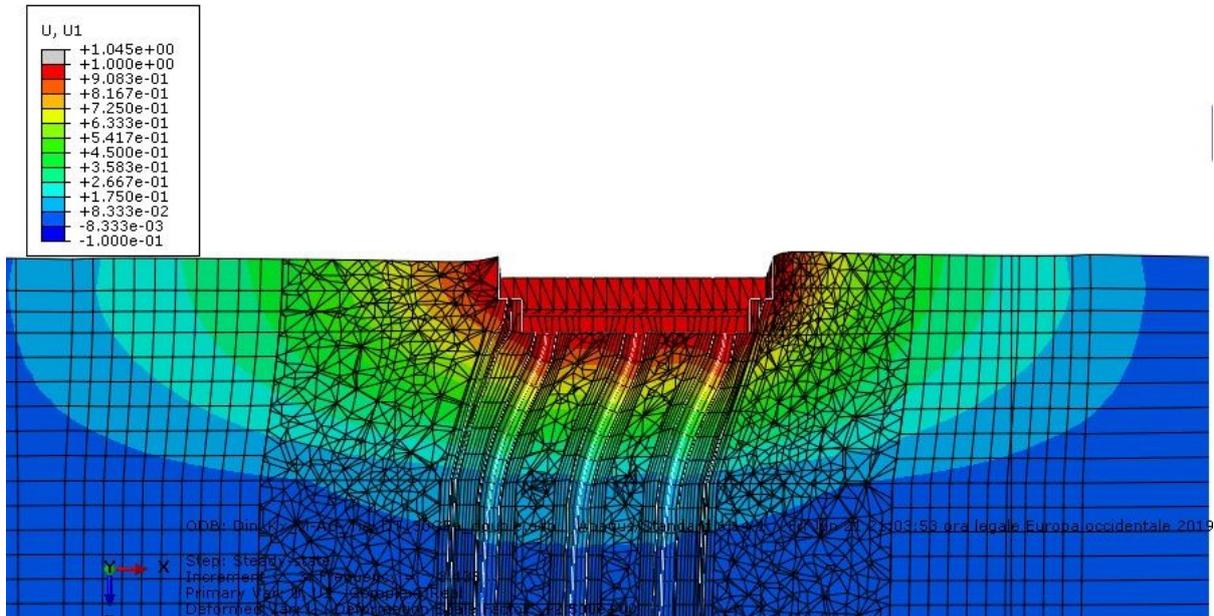


Figura 4-31: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo x (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Post-Operam)

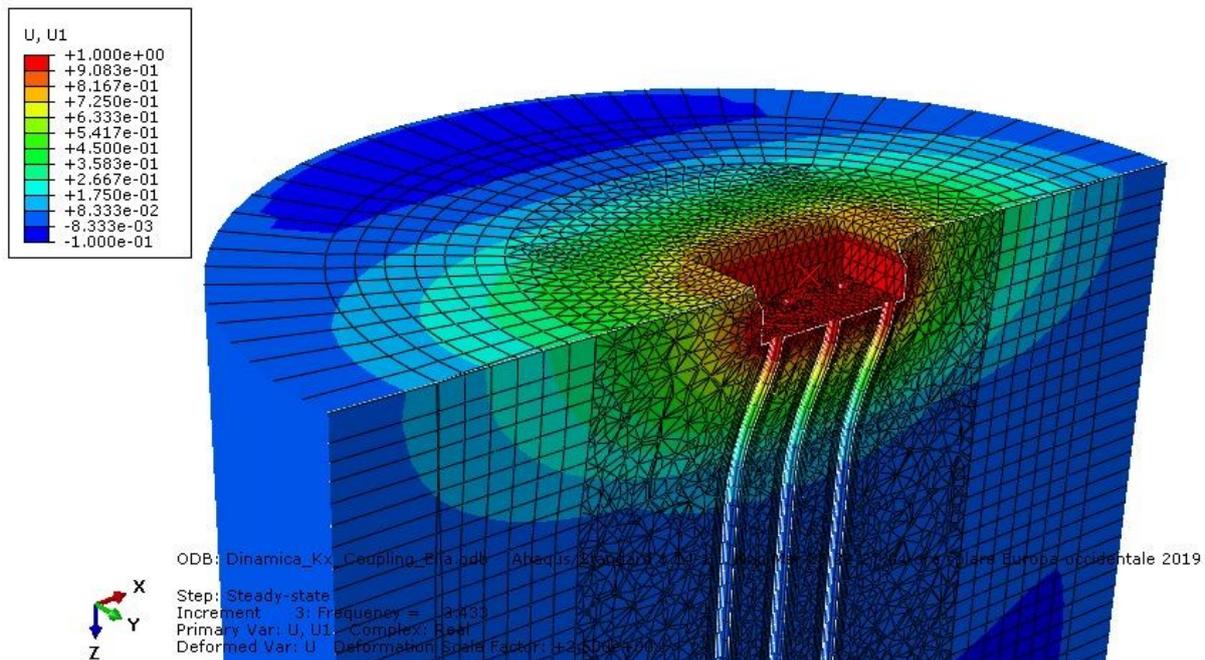


Figura 4-32: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo X (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Ante-Operam) – vista 3D

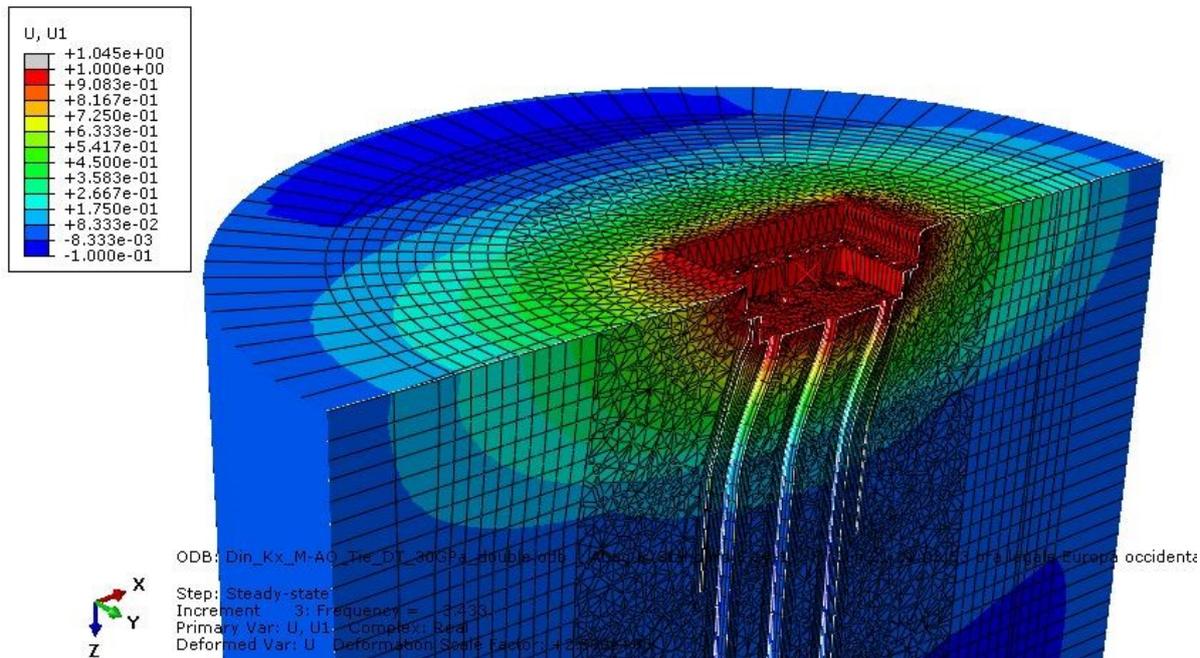


Figura 4-33: Spostamento orizzontale U1 dovuto alla traslazione lungo X (Analisi dinamica – 3.43 Hz – Post-Operam) – vista 3D

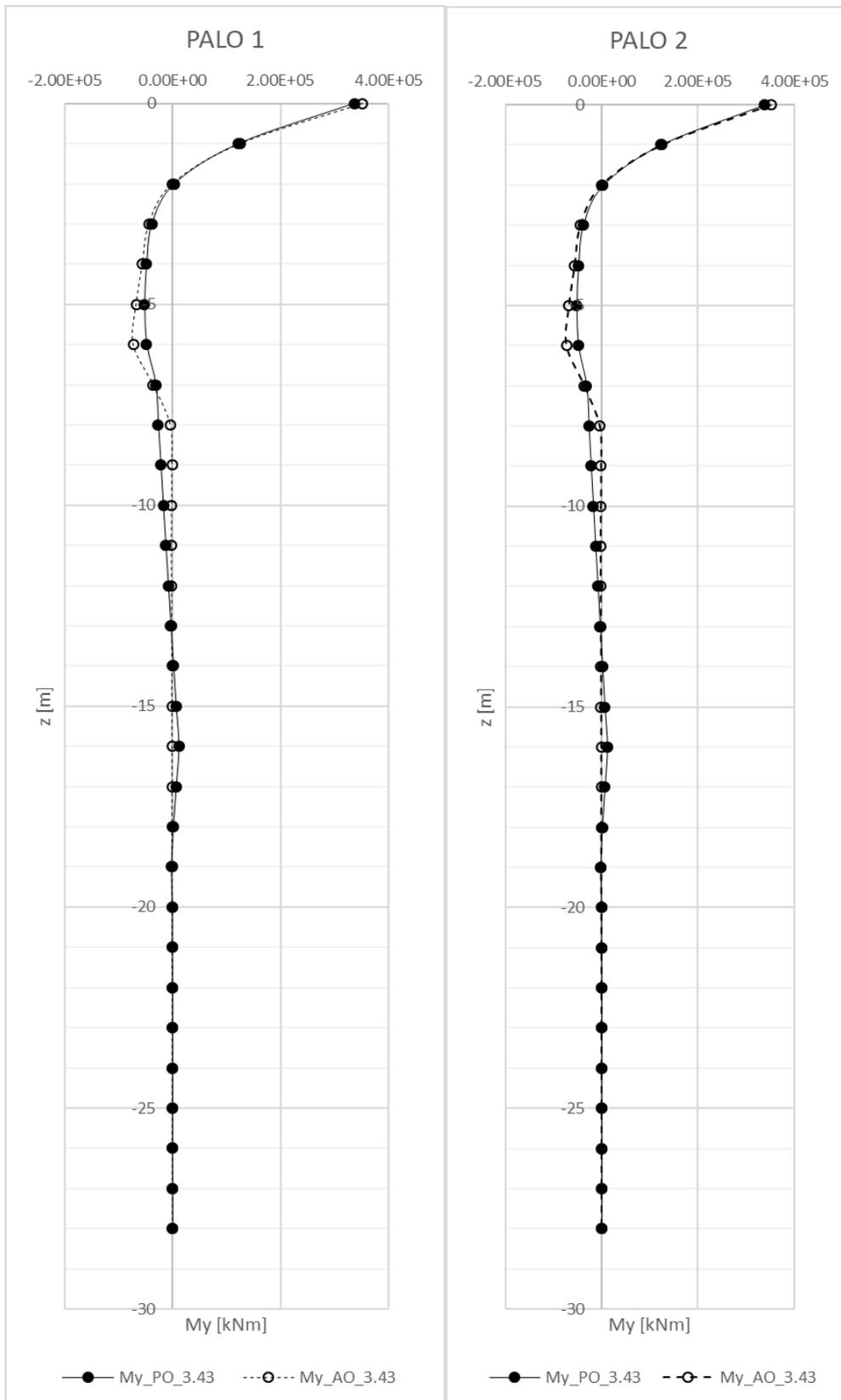


Figura 4-34: Momenti flettenti M_y lungo lo sviluppo dei pali 1 e 2 – confronto ante-operam (AO) e post-operam (PO)

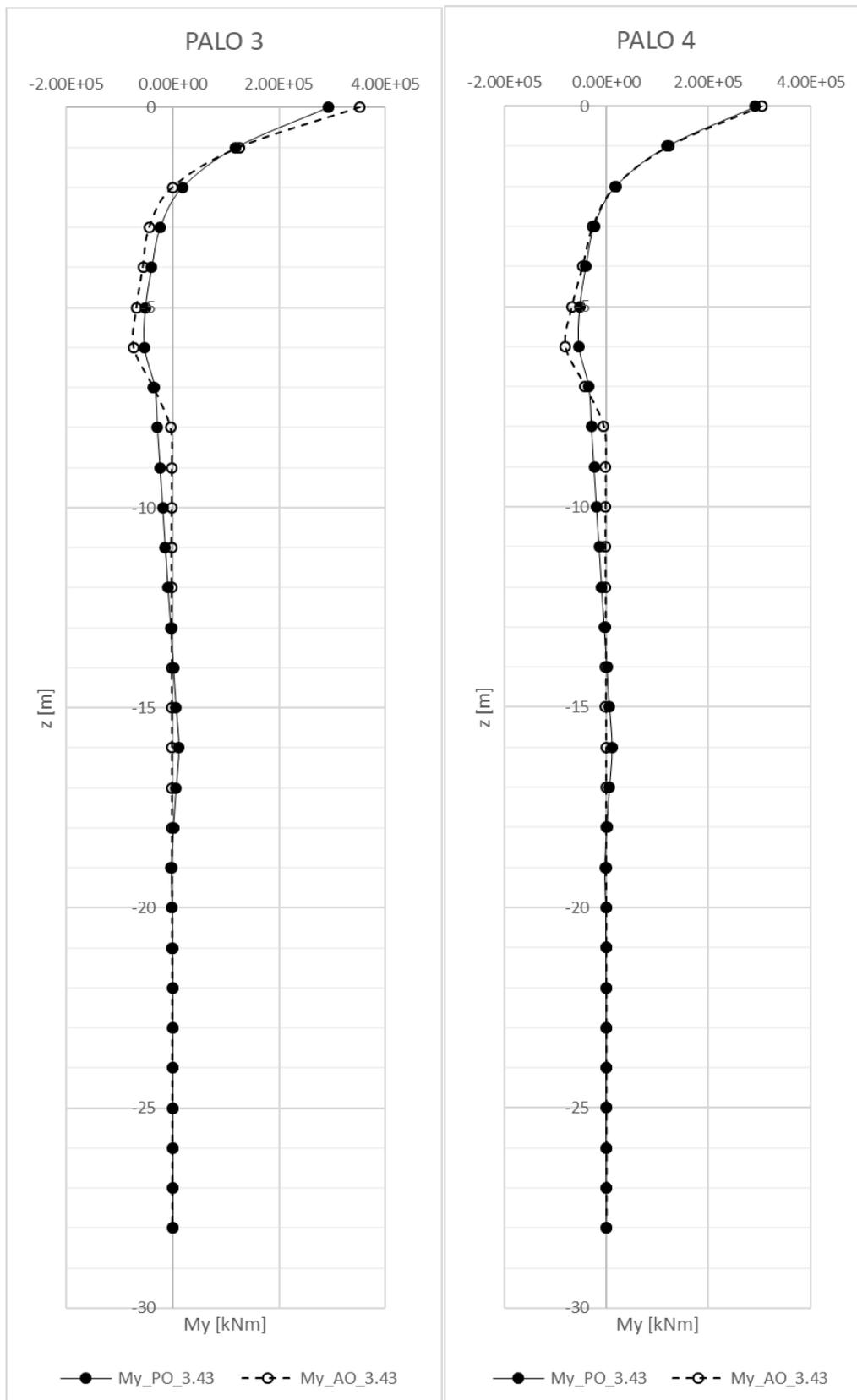


Figura 4-35: Momenti flettenti My lungo lo sviluppo dei pali 2 e 3 – confronto ante-operam (AO) e post-operam (PO)

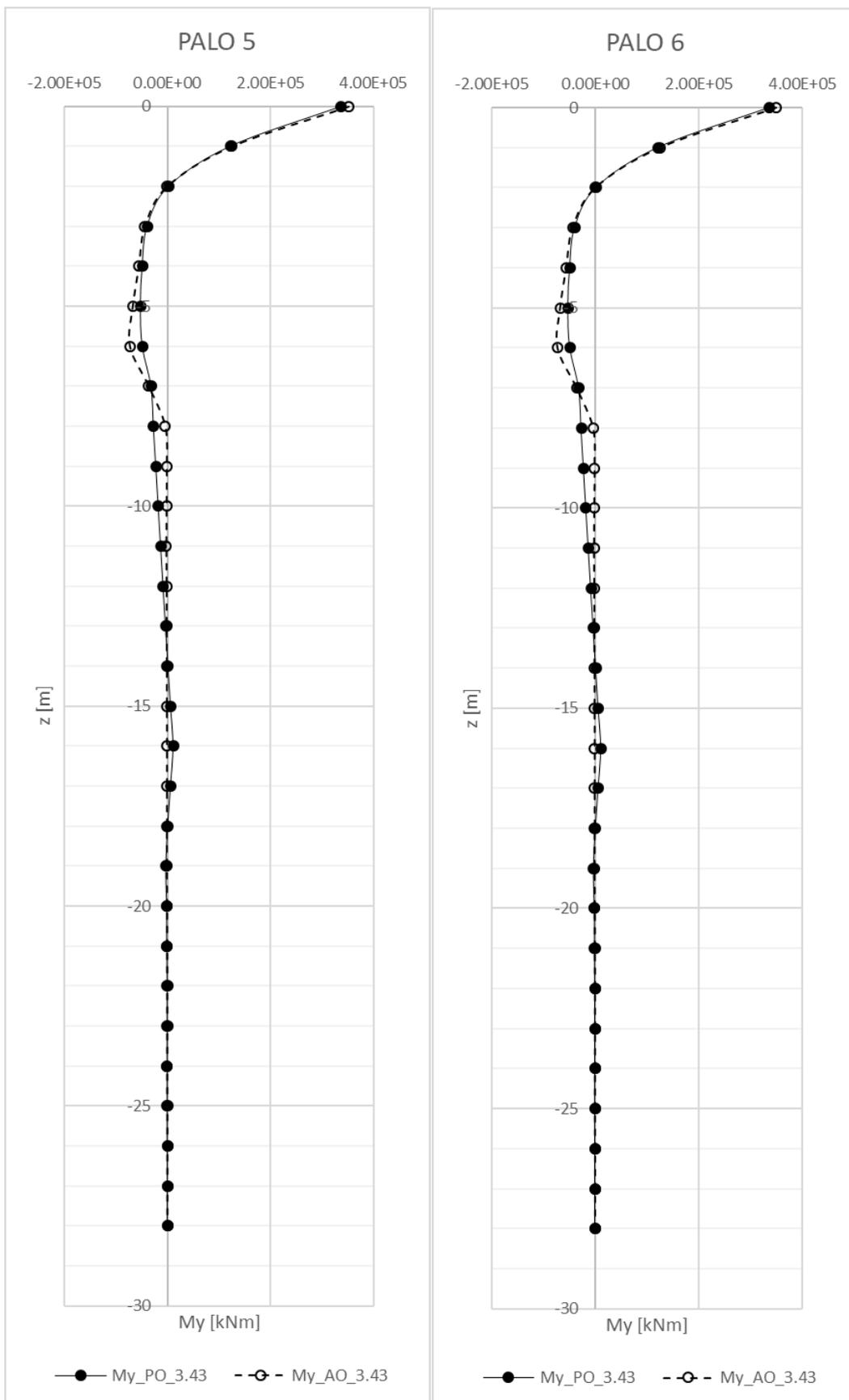


Figura 4-36: Momenti flettenti M_y lungo lo sviluppo dei pali 2 e 3 – confronto ante-operam (AO) e post-operam (PO)

4.2.3 Descrizione modello sovrastruttura

Per determinare il comportamento dinamico del viadotto post-operam, è stato sviluppato un modello 3D della sovrastruttura con l'ausilio del software SAP2000. Partendo dal modello realizzato per indagare il comportamento ante-operam sono state apportate le dovute modifiche alle sezioni delle pile e definite le impedenze del nuovo sistema di fondazione. Infine, è stata condotta un'analisi dinamica "Steady-state" con lo scopo di ricavare le proprietà modali della struttura. Gli spostamenti modali dell'impalcato sono stati confrontati con quelli ottenuti dalle analisi di vibrazione ambientale (OMA).

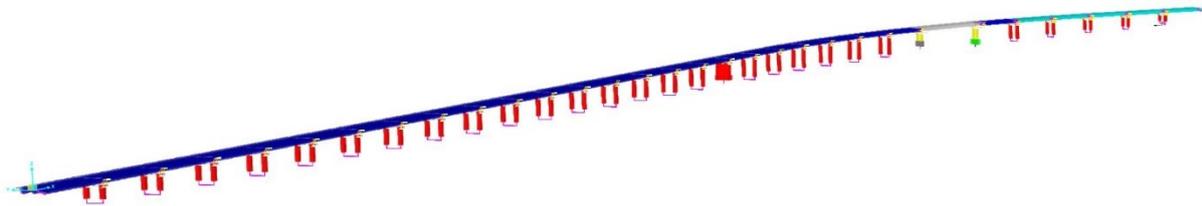


Figura 4-37: Modello viadotto – vista 3D

Le impedenze del sistema terreno-fondazione ricavate dalle analisi descritte nel paragrafo precedente vengono implementate nel modello della sovrastruttura. La modellazione del vincolo cedevole alla base delle pile è svolta mediante l'utilizzo di un "link" che descrive la dipendenza dalla frequenza della rigidità e dello smorzamento del sistema fondazione-terreno. Più nel dettaglio, la matrice di impedenza statica è stata implementata definendo le proprietà di rigidità e smorzamento in corrispondenza della frequenza nulla dell' "1-joint link" (Figura 4-38), mentre, è stato possibile definire la dipendenza della frequenza della matrice dinamica attraverso il comando "frequency dependent link property data" (Figura 4-39).

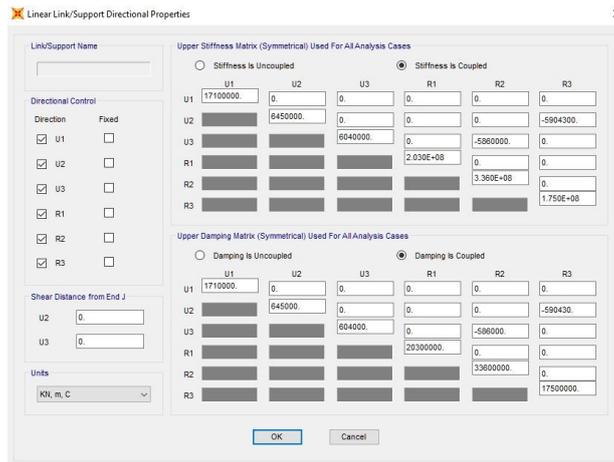


Figura 4-38: Matrice di impedenza statica del vincolo alla base delle pile

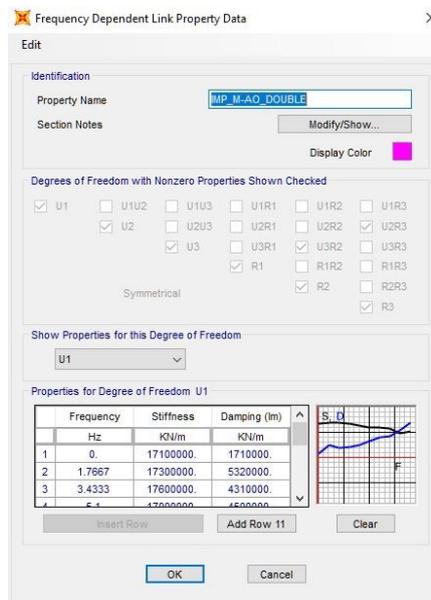


Figura 4-39: Matrice di impedenza dinamica del vincolo alla base delle pile

Gli interventi di adeguamento svolti sulla sovrastruttura descritti nel paragrafo 3.8 sono stati implementati nella seguente modalità:

- l'incremento di massa e di rigidezza dovuto all'allargamento della zattera di fondazione viene messo in conto nel modello attraverso la definizione delle effettive masse traslazionali e rotazionali applicandole al nodo master del sistema;
- l'allargamento dei fusti delle pile è stato implementato mediante l'utilizzo dello strumento "Section designer", il quale ha permesso una modellazione accurata della sezione in quanto consente di tenere in conto dei diversi materiali che la compongono (Tabella 3-5; Tabella 3-14). Nella figura sottostante vengono riportati due esempi di utilizzo del "section designer":

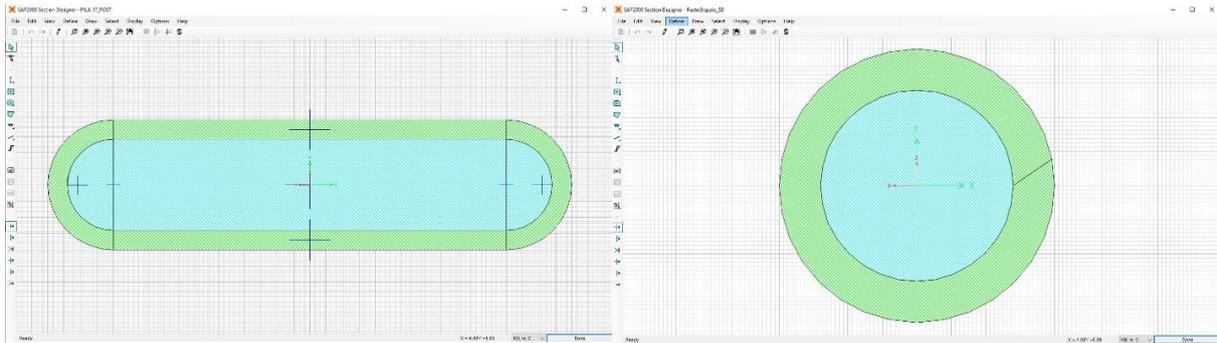


Figura 4-40: Utilizzo del section designer nella definizione delle sezioni delle pile

Inoltre, per tener conto dell'innalzamento della zattera di fondazione, e per mantenere la stessa posizione del nodo master del modello ante-operam, sono stati implementati dei braccetti rigidi di lunghezza pari a 1.5 m alla base dei fusti delle pile (Figura 4-41).

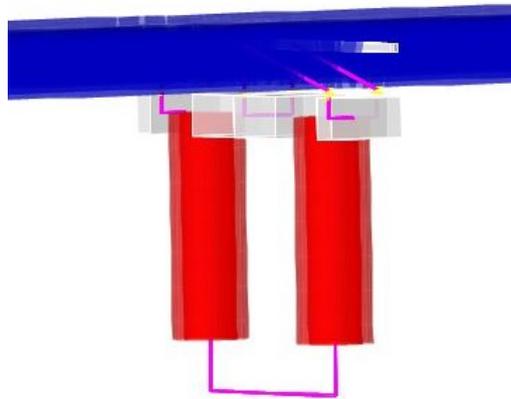


Figura 4-41: Dettaglio pila

Gli appoggi tra trave e pulvino sono stati modellati con dei link che, nell'esecuzione delle analisi, sono stati considerati come un vincolo cerniera ovvero con tutte le traslazioni bloccate ma con le rotazioni libere. Questa assunzione è giustificata dal fatto che per le basse ampiezze degli spostamenti indotti dalle vibrazioni ambientali è lecito aspettarsi che lo spostamento relativo tra impalcato e pulvino sia nullo.

Per poter ricavare le frequenze proprie di vibrazione e le relative forme modali con questo modello, si esegue un'analisi Steady-state. Nel dettaglio, questa tipologia di analisi viene effettuata applicando ad ogni nodo master di ogni pila (ovvero in corrispondenza del link) una forza nella direzione trasversale dell'ascissa curvilinea del viadotto. Questo approccio ha consentito di concentrare lo studio sul comportamento dinamico trasversale dell'impalcato. L'analisi viene svolta nel dominio delle frequenze, indagando un range da 0-10 Hz con incrementi di 0.01 Hz, per un totale di 1000 punti. La funzione Steady-state ha un'ampiezza unitaria per tutto il range di frequenze assunto.

I risultati che si ricavano sono degli spostamenti composti da una parte reale e una parte immaginaria e quelli che interessano per il confronto con le OMA sono quelli in

corrispondenza di ogni pila a livello dell'impalcato, cioè dove sono stati installati gli accelerometri durante le prove di vibrazione ambientale.

L'individuazione dei picchi viene effettuata facendo la somma vettoriale della parte reale e della parte immaginaria degli spostamenti di ogni catena cinematica e tracciando, in funzione della frequenza, la media dello spostamento di tutta la catena.

Per consentire un confronto più immediato con i dati sperimentali è necessario normalizzare gli spostamenti rispetto al massimo di ogni catena cinematica, sia per le OMA che per i risultati del modello.

Allo scopo di effettuare un'ulteriore verifica della correttezza delle scelte di modellazione si è svolta un'analisi modale su un modello del viadotto uguale a quello sopra descritto ma con un'unica differenza: le pile sono state considerate incastrate alla base come consuetudine per la progettazione standard. I risultati delle analisi svolte verranno illustrati nel paragrafo successivo.

4.3 Confronto risultati numerici e sperimentali

In questo paragrafo, vengono messi a confronto i risultati ottenuti dalle prove di vibrazione ambientale (OMA) con quelli del modello agli elementi finiti in cui si è considerata l'interazione terreno struttura (SSI FEM) e, inoltre, con quelli ottenuti dalla modellazione con le pile incastrate alla base (FB FEM).

In Tabella 4-9 vengono presentati i risultati dei modelli in termini di frequenze fondamentali dei primi 3 modi di vibrare delle catene cinematiche. Le catene 3 e 4 vengono prese in considerazione insieme al fine di rendere più agevole il confronto delle forme modali. Infatti, la definizione dei modi di vibrare della sola catena 3 risulta essere più complicata, in quanto, è costituita da solo 4 pile, di cui quelle centrali, la 24 e la 25, sono caratterizzate da un fusto unico molto rigido. Si può notare che, anche in questo caso, si riscontra un ottimo accordo in termini di frequenze fondamentali di vibrazione solo considerando l'interazione terreno-fondazione-struttura. Infatti, le frequenze ottenute dal modello SSI FEM, che tiene in conto dell'effettiva cedevolezza della fondazione, risultano avere una differenza percentuale rispetto ai valori sperimentali inferiore al 5.3% in quasi tutti i modi considerati; il secondo modo della prima catena ed il modo della catena 3-4, invece, presentano un errore dell'ordine del 13%. Questa discrepanza in termini di frequenza può essere attribuita al fatto che nel modello è stata considerata l'ipotesi di appoggi bloccati, in quanto, generalmente, il comportamento dei modi superiori è governato dall'impalcato. Inoltre, per accertarsi che vengano confrontate le stesse forme modali, viene riportato il parametro MAC (Modal Assurance Criterion) che

descrive con un numero da 0 a 1 il grado di coerenza tra di esse. In particolare, nel modello SSI FEM il MAC risulta superiore a 0.7 in quasi tutti i modi considerati, tranne che nei modi superiori della prima catena cinematica e nel terzo modo della catena 3-4, dove risulta essere compreso tra 0.54 e 0.6.

Si evidenzia inoltre che, il modello FB FEM risulta essere troppo semplificativo, in quanto, rispetto alle OMA, si registrano delle notevoli discrepanze per quanto riguarda le frequenze di vibrazione fondamentali. In particolare, la differenza percentuale, tranne in un caso, supera il 10%, con picchi oltre il 25%.

CC#	Modo	OMA	SSI FEM			FB FEM		
		f [Hz]	f [Hz]	Δf (%)	MAC [-]	f [Hz]	Δf (%)	MAC [-]
1	1	3.01	3.03	0.66	0.74	3.49	15.95	0.98
	2	3.16	3.57	12.97	0.56	3.96	25.32	0.62
	3	3.29	3.32	0.91	0.60	3.63	10.33	0.72
2	1	2.76	2.69	-2.54	0.85	3.07	11.23	0.94
	2	3.01	2.94	-2.33	0.70	3.52	16.94	0.71
	3	3.29	3.39	3.04	0.78	3.65	10.94	0.86
3-4	1	3.16	3.02	-4.43	0.93	3.88	22.78	0.89
	2	3.84	4.36	13.54	0.79	4.90	27.60	0.72
	3	5.25	4.97	-5.33	0.54	5.68	8.19	0.57

Tabella 4-9: Confronti frequenze fondamentali modelli numerici e sperimentali

Nei grafici che seguono vengono messe a confronto le forme modali normalizzate, relative alle frequenze di vibrazione riportate nella Tabella 4-9, del modello SSI FEM con quelle ottenute dalle prove sperimentali (OMA).

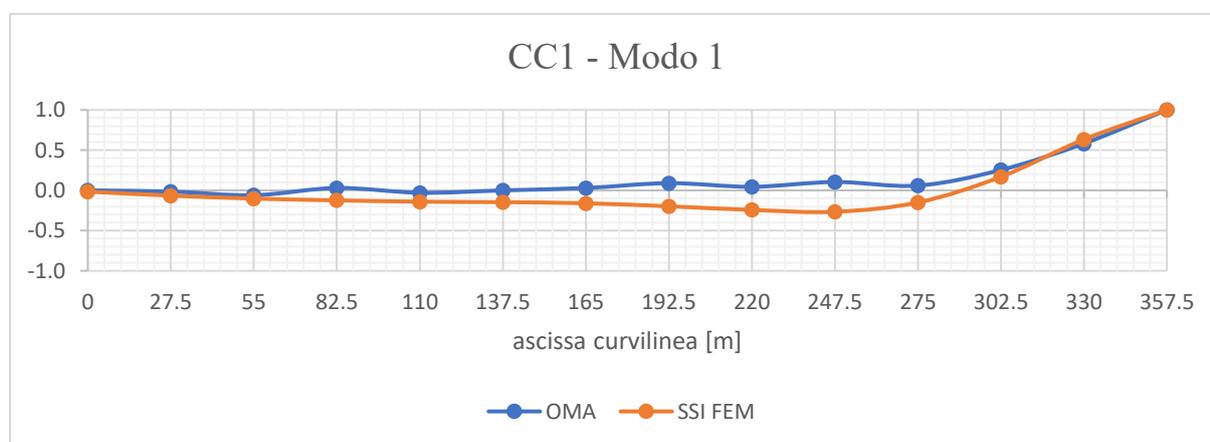


Figura 4-42: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC1 (Modo 1)

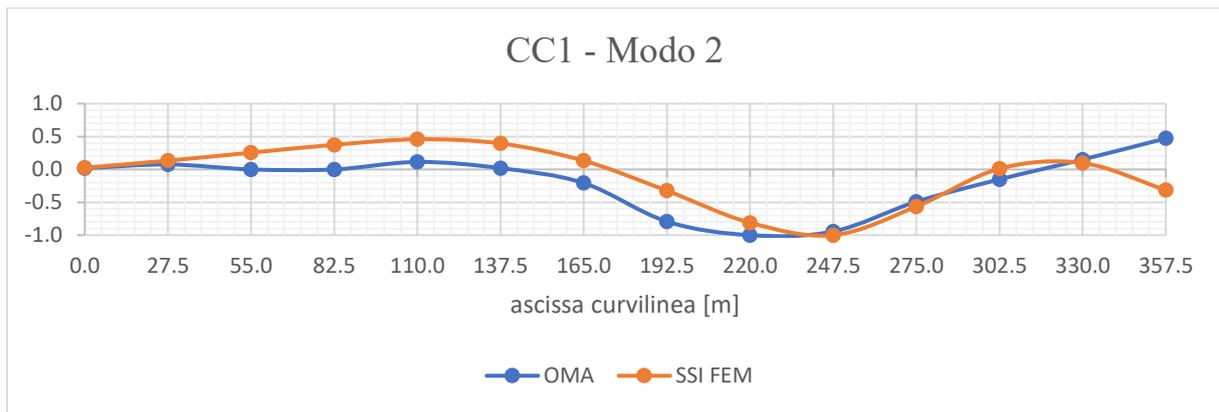


Figura 4-43: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC1 (Modo 2)

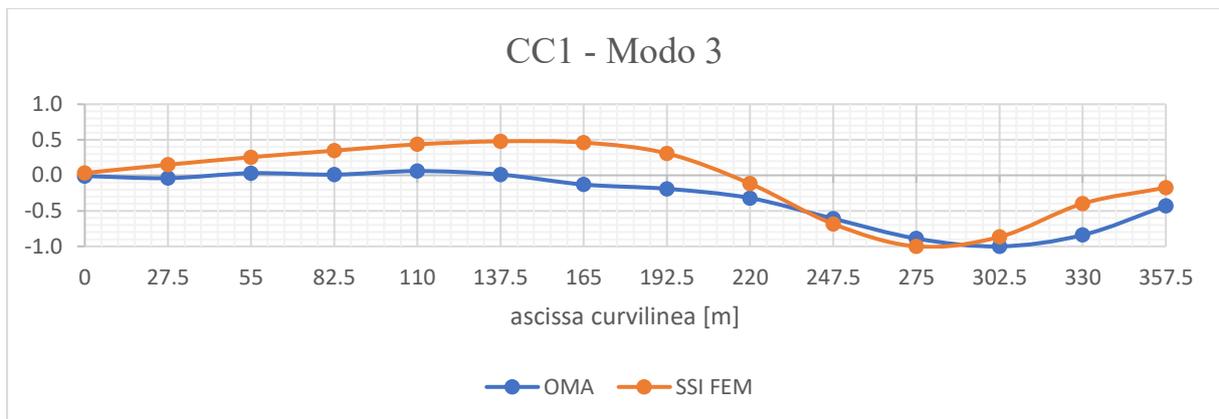


Figura 4-44: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC1 (Modo 3)

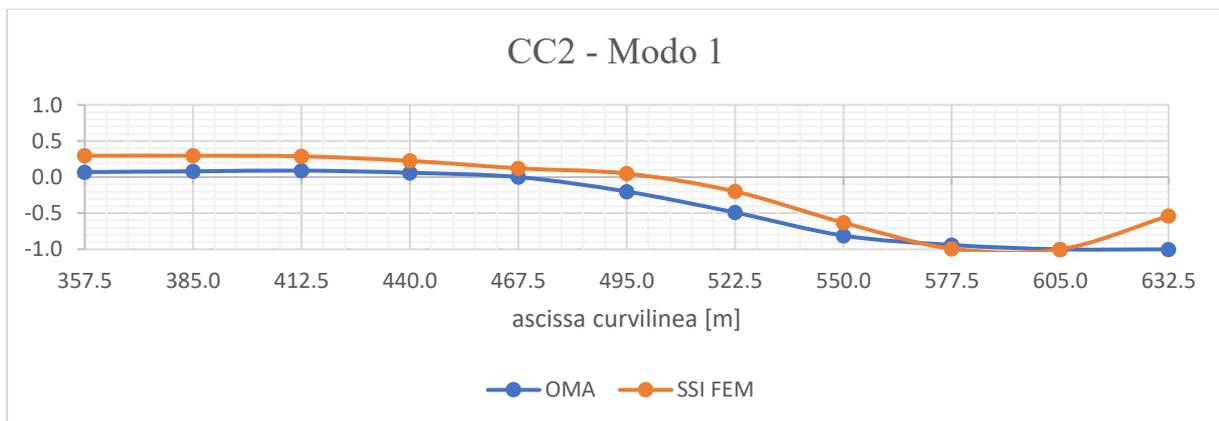


Figura 4-45: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC2 (Modo 1)

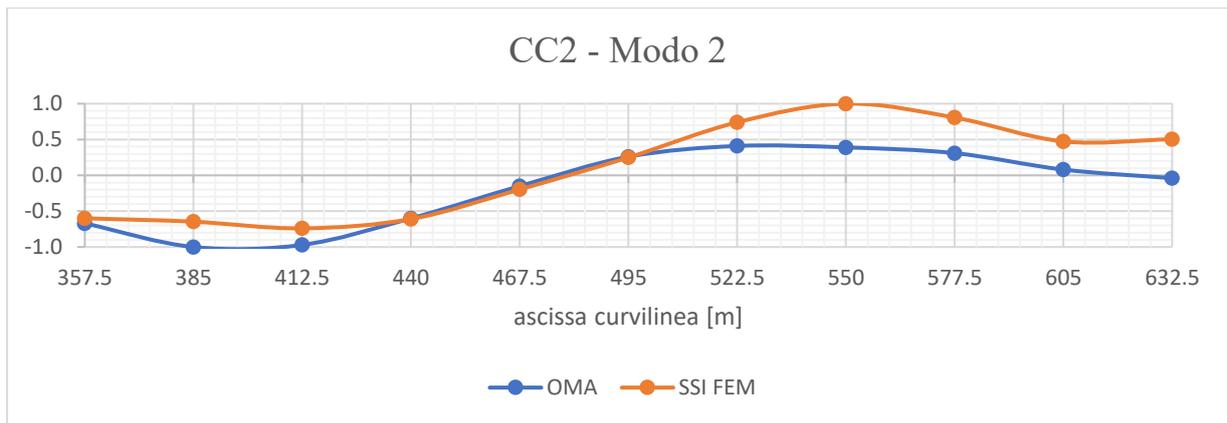


Figura 4-46: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC2 (Modo 2)

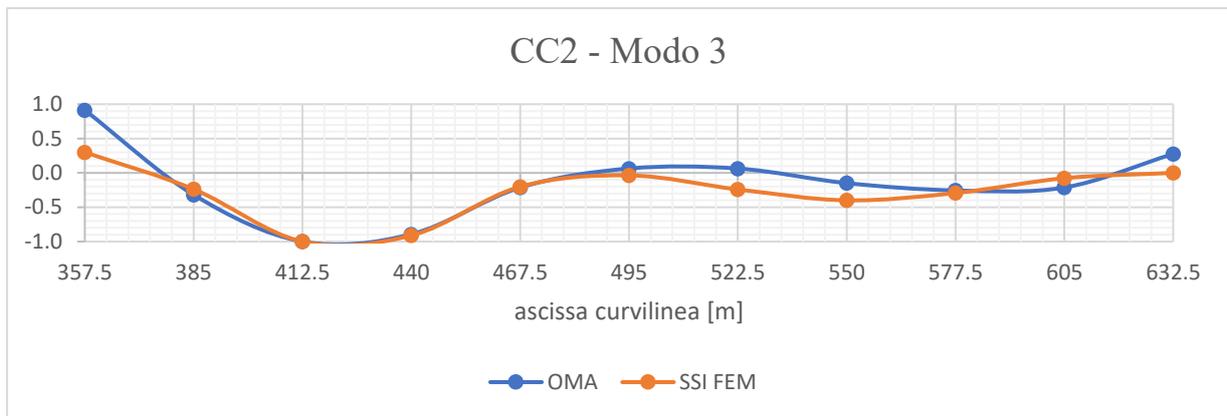


Figura 4-47: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC2 (Modo 3)

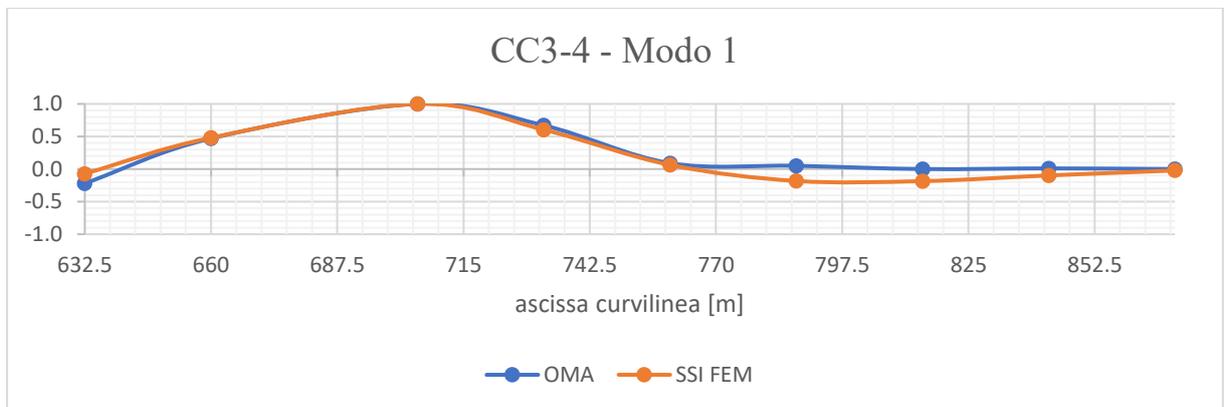


Figura 4-48: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC3-4 (Modo 1)

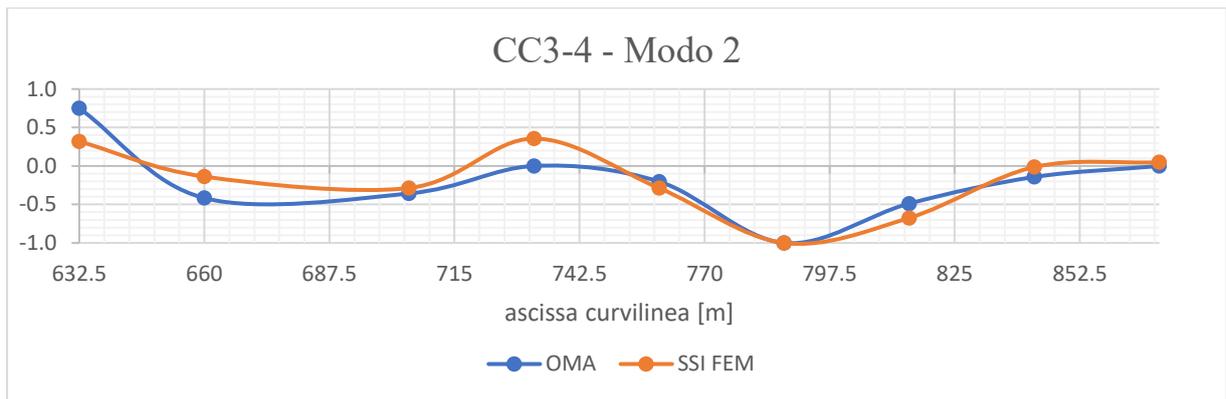


Figura 4-49: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC3-4 (Modo 2)

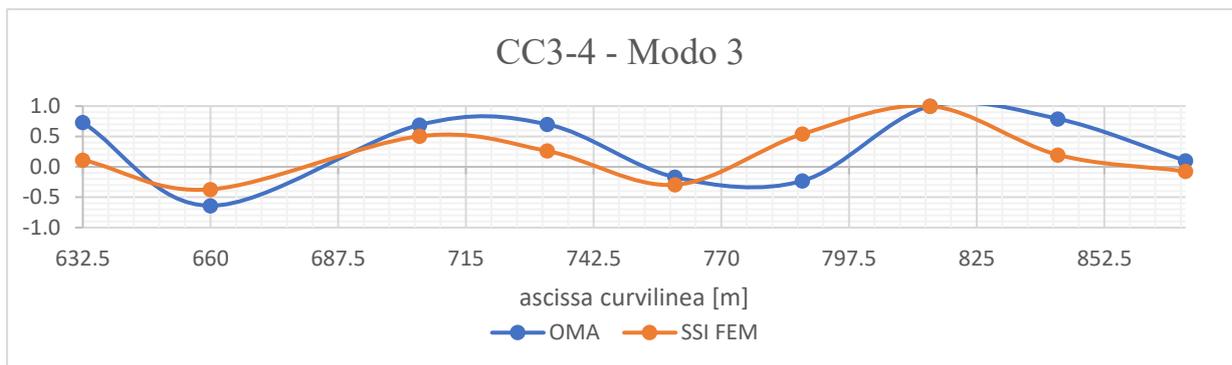


Figura 4-50: Confronto forme modali modello SSI FEM e OMA – CC3-4 (Modo 3)

Di seguito, si riportano anche i grafici di confronto delle forme modali normalizzate delle prove di vibrazione ambientale (OMA) e quelle derivanti dal modello con base fissa (FB FEM).

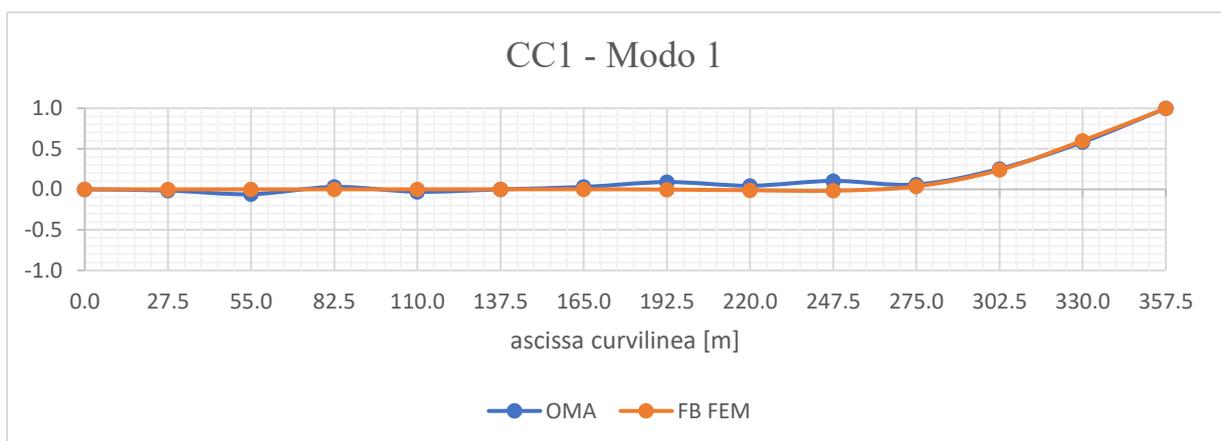


Figura 4-51: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC1 (Modo 1)

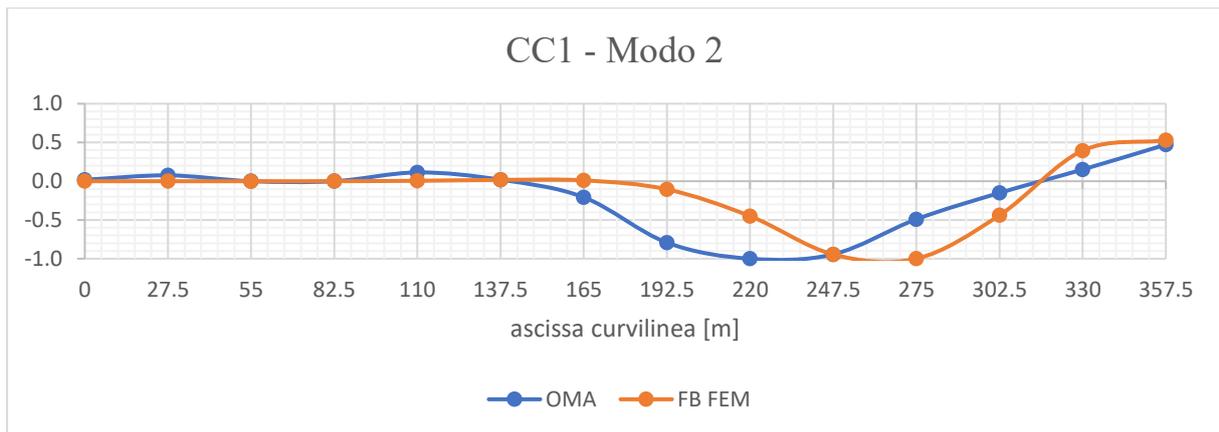


Figura 4-52: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC1 (Modo 2)

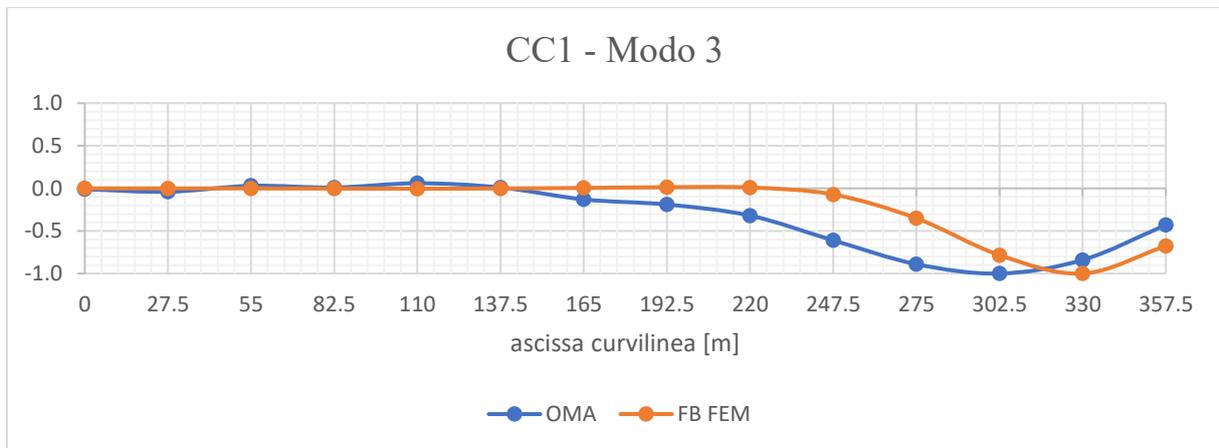


Figura 4-53: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC1 (Modo 3)

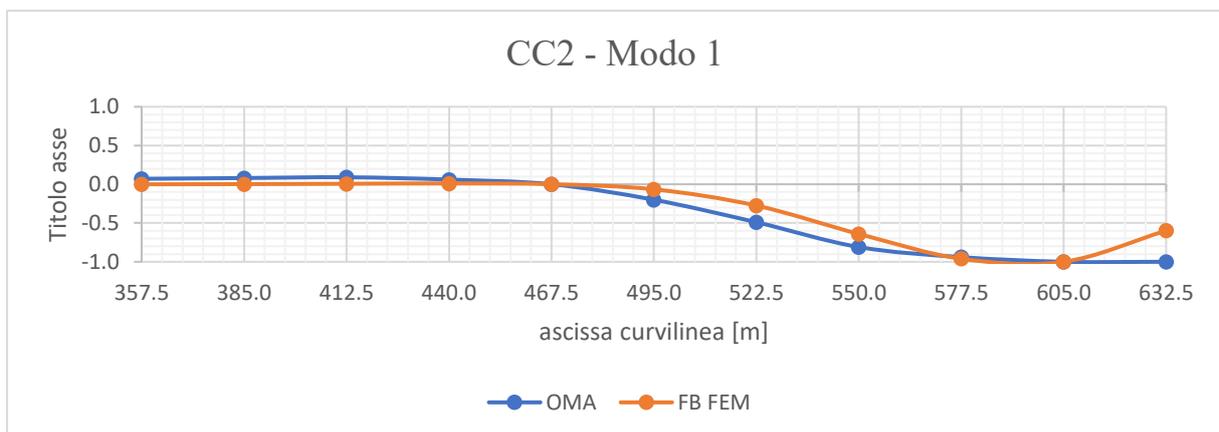


Figura 4-54: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC2 (Modo 1)

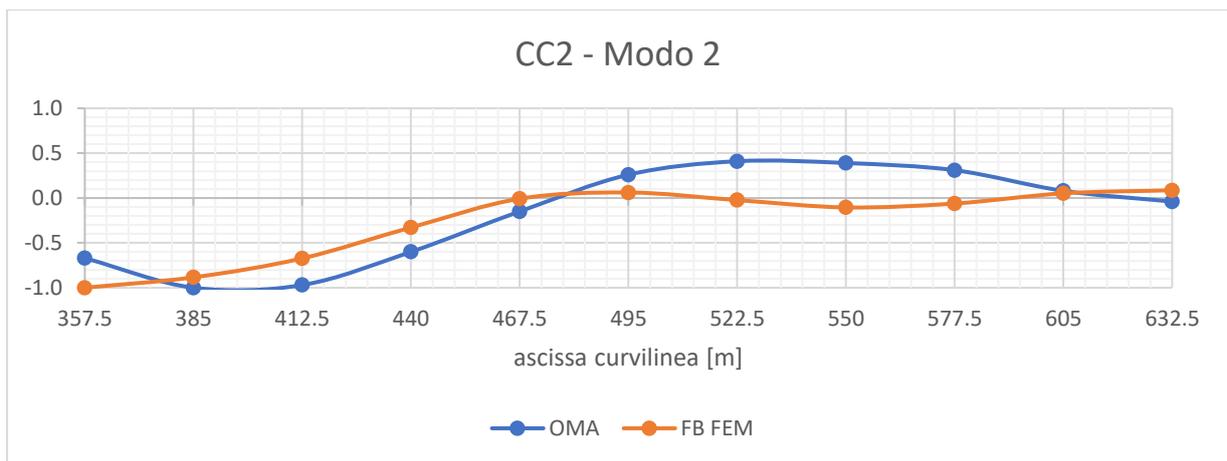


Figura 4-55: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC2 (Modo 2)

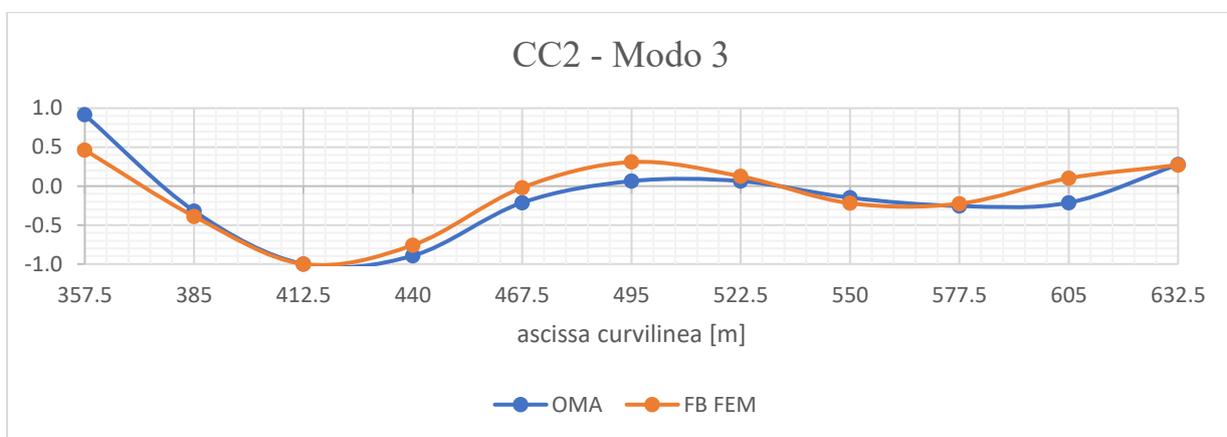


Figura 4-56: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC2 (Modo 3)

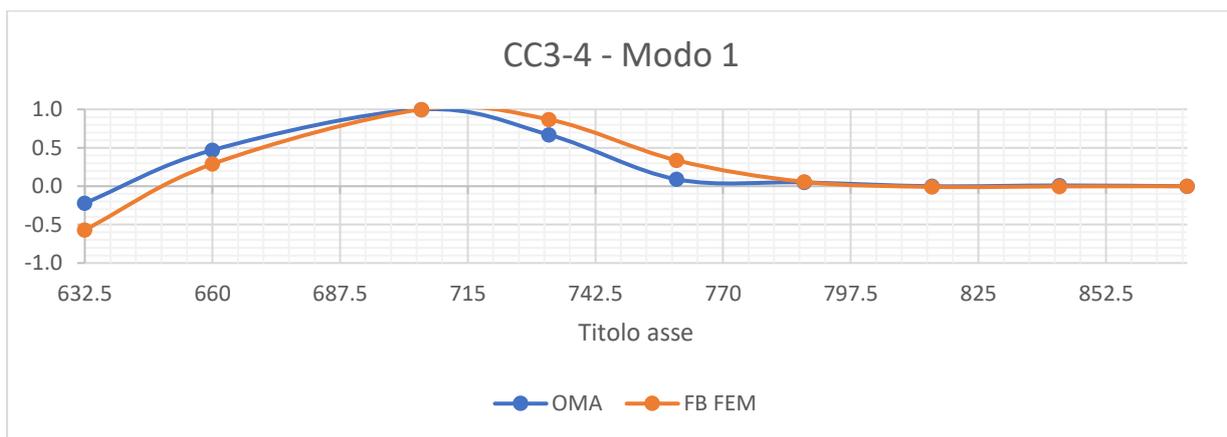


Figura 4-57: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC3-4 (Modo 1)

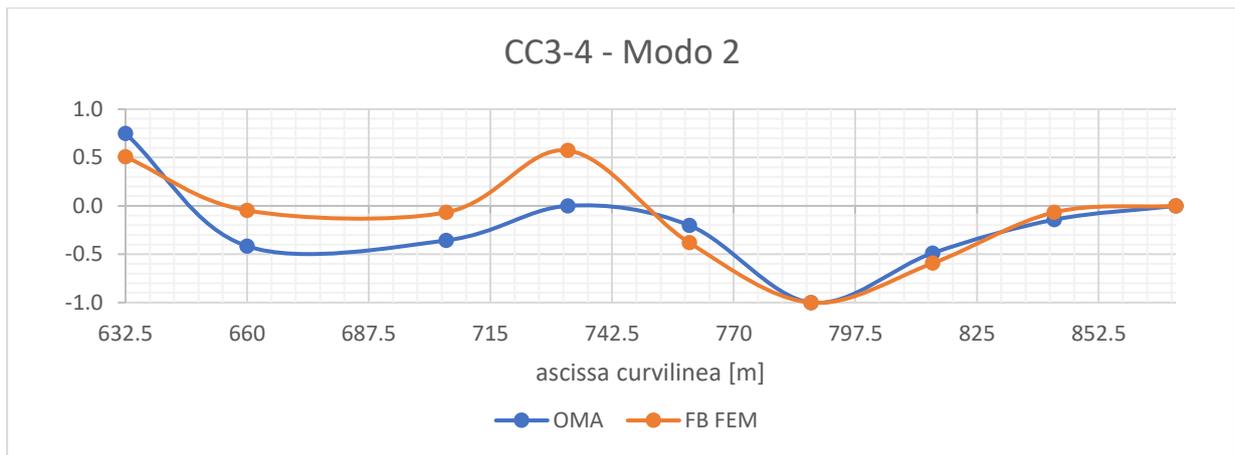


Figura 4-58: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC3-4 (Modo 2)

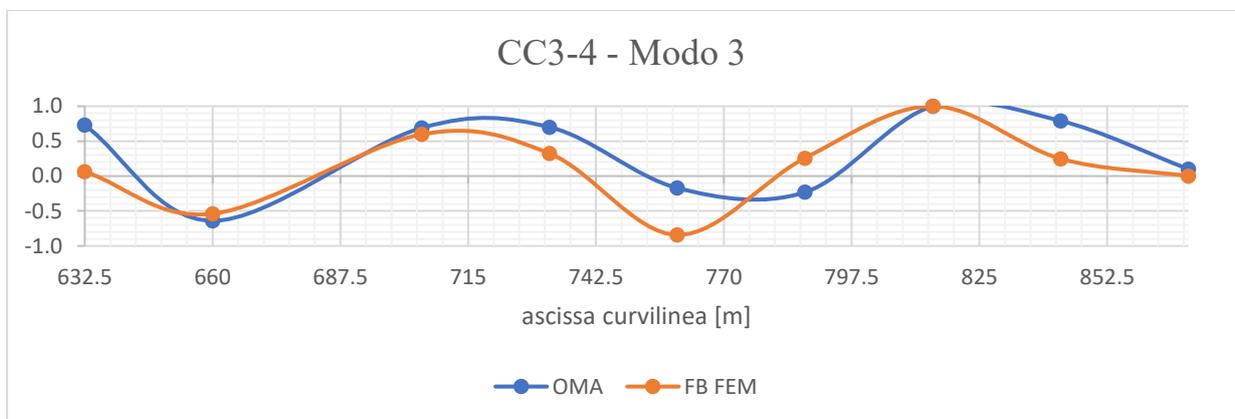


Figura 4-59: Confronto forme modali modello FB FEM e OMA – CC3-4 (Modo 3)

Conclusioni

In questo lavoro viene discusso il ruolo che assume l'interazione terreno-struttura nell'interpretazione del comportamento dinamico dei viadotti. Nello specifico, viene presentato il caso studio del viadotto "Chiaravalle", che è stato interessato da diverse campagne di prove di vibrazioni ambientali, sia prima che dopo l'intervento di adeguamento sismico. Tali campagne sono state necessarie, in primo luogo, per la taratura del modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato per la progettazione dei lavori di adeguamento, in secondo luogo, per la verifica degli effettivi benefici degli interventi eseguiti.

Il presente lavoro di tesi è incentrato sull'identificazione dinamica del viadotto dopo l'intervento. Per cogliere l'effettivo comportamento dinamico è stato necessario tenere in conto dell'interazione terreno-struttura attraverso l'approccio per sottostrutture. L'analisi di interazione è stata condotta attraverso lo sviluppo di un accurato modello agli elementi finiti del sistema fondazione-terreno di una pila del viadotto. Più nel dettaglio, il modello tiene conto dell'interazione tra i pali ed il terreno e considera, inoltre, l'influenza della zattera di fondazione nella definizione delle impedenze dinamiche del sistema.

Per tener conto degli interventi di adeguamento eseguiti sono state apportate delle modifiche al modello FEM della sovrastruttura ante-operam. Inoltre, sono state implementate, sfruttando le potenzialità del software, le impedenze dinamiche del sistema terreno-fondazione alla base di ogni pila. Al fine di indagare il comportamento dinamico del viadotto è stata eseguita un'analisi dinamica "Steady state" nel dominio delle frequenze. I risultati, ovvero le frequenze di vibrazione fondamentali e le forme modali, delle analisi effettuate sono stati poi messi a confronto con le prove di vibrazione ambientale per valutare la bontà del modello.

Dal lavoro svolto è emerso che:

- le prove di vibrazione ambientali e le relative analisi modali operative sono degli ottimi strumenti per individuare il comportamento dinamico delle strutture ed in particolare dei viadotti, dove le frequenze e i modi di vibrare possono essere influenzati in maniera significativa dalla risposta del deposito agli input sismici. Inoltre, rappresentano un ottimo strumento per la determinazione della bontà degli interventi di adeguamento sismico e per la calibrazione dei modelli numerici; infatti, dal confronto delle OMA eseguite prima e dopo l'intervento di adeguamento sismico si è potuto notare che il viadotto oggetto di studio ha subito un incremento generale di rigidità agli spostamenti trasversali in tutto lo sviluppo dell'impalcato, indice di una corretta esecuzione degli interventi di adeguamento;

- prima di procedere alla calibrazione convenzionale del modello numerico, eseguita modificando solo le caratteristiche meccaniche dei materiali per simulare la fessurazione ed il degrado degli elementi strutturali deve essere tenuta in conto l'effettiva rigidità dei vincoli posti all'interfaccia terreno-fondazione; infatti, i fenomeni di interazione terreno-struttura possono essere rilevanti al fine della determinazione del comportamento dinamico;
- le impedenze della nuova fondazione, come è lecito aspettarsi dato il consistente intervento di sottofondazione, hanno subito un generale aumento rispetto alla situazione ante-operam. In particolare, le impedenze traslazionali orizzontali, traslazionale verticale e rotazionali registrano il maggiore aumento dovuto all'elevato numero di micropali realizzati; si può notare anche un incremento del termine torsionale determinato dall'allargamento della zattera e in maniera minore dalla rigidità flessionale dei micropali. Invece, viene riscontrato un trend inverso nei termini di accoppiamento della matrice di impedenza, imputabile al fatto che, avendo la fondazione un elevato numero di micropali con interasse ridotto, il comportamento traslazionale del sistema è influenzato dall'effetto di trascinamento dovuto alla palificata;
- per la corretta individuazione delle proprietà dinamiche del viadotto, in termini di frequenza e forme modali, bisogna adottare una strategia di modellazione che tenga in conto dell'interazione terreno-struttura. Infatti, per la corretta interpretazione delle prove di vibrazione ambientale, solo la strategia di modellazione più accurata è stata in grado di descrivere al meglio il comportamento dinamico del viadotto; le differenze percentuali in termini di frequenze di vibrazione fondamentali non superano, tranne che in due casi, il 5.3% e si denota un ottimo accordo nelle forme modali dei primi modi di vibrare delle catene cinematiche;
- il modello convenzionale a base fissa del viadotto risulta essere troppo semplificato nella definizione del comportamento dinamico, infatti, anche se si riscontra un'ottima corrispondenza nelle forme modali, le frequenze di vibrazione dei modi risultano essere troppo elevate.

Eventuali sviluppi futuri potranno interessare il miglioramento del modello della sovrastruttura per cogliere in maniera più accurata la risposta dinamica del viadotto in termini di frequenze e forme modali; in particolare, si potrebbe tenere in conto dell'effettiva rigidità degli appoggi in quanto, l'assunzione fatta, di appoggi completamente bloccati potrebbe essere non rappresentativa dell'effettiva situazione in opera.

5 Bibliografia

- [1] Capatti MC, Tropeano G, Morici M, Carbonari S, Dezi F, Leoni G, Silvestri F. «Implications of non-synchronous excitation induced by nonlinear site amplification and soil-structure interaction on the seismic response of multi-span bridges founded on piles.» *Bullettin of Earthquake Engineering*, 2017: 15(11): 4963-4995.
- [2] Carbonari S, Dezi F, Leoni G. «Seismic soil-structure interaction in multi-span bridges: application to a railway bridge.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2011: 40(11): 1219-1239.
- [3] Carbonari S, Morici M, Dezi F, Gara F, Leoni G. «Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017: 92: 52-67.
- [4] Carbonari S, Morici M, Dezi F, Leoni G. «A Lumped Parameter Model for Time-Domain Inertial Soil-Structure Interaction Analysis on Structures on Pile Foundations.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2018: 47(11): 2147-2171.
- [5] Dezi F, Carbonari S, Morici M. «A numerical model for the dynamic analysis of inclined pile groups.» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2016: 45(1), 45-68.
- [6] Dezi F, Carbonari S, Tombari A, Leoni G. «Soil-structure interaction in the seismic response of an isolated three-span motorway overcrossing founded on piles.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012: 41: 151-163.
- [7] E, Safak. «Detection and Identification of Soil-Structure Interaction in Buildings from Vibration Recordings.» *Journal of Structural Engineering*, 1995: 121 (5), 899-906.
- [8] Elgamal A, Yan L, Yang Z, Conte JP. «Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system.» *Journal of Structural Engineering*, 2008: 134(7): 1165-76.
- [9] Gabriele, Banci. *Soil-Structure Interaction Analysis of multi-span viaduct founded on piles*. Tesi di Laurea, 2019.
- [10] Gara F, Regni M, Roia D, Carbonari S, Dezi F. «Evidence of coupled soil-structure interaction and site response in continuous viaducts from ambient vibration tests.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019: 408-422.

- [11] Kappos AJ, Manolis GD, Moschonas IF. «Seismic assessment and design of R/C bridges with irregular configuration, including SSI effects.» *International Journal of Engineering Structures*, 2002: 24(10): 1337-1348.
- [12] Magalhaes F, Cunha A. «Explaining operational modal analysis with data from an arch bridge.» *Mechanical System and Signal Processing*, 2011: 1431-1450.
- [13] Marco, Regni. «The role of soil-structure interaction in interpretation of vibration measurements on continuous viaducts.» Ph.D Dissertation, 2019.
- [14] R, Cantieni. «Experimental methods used in system identification of civil engineering structures.» *Proc. 1st Int. Operational Modal Analysis Conf.* Copenhagen, 2005. 249-260.
- [15] Roberto, Bottoni. *Interazione dinamica del sistema terreno-fondazione di una pila da ponte.* Tesi di Laurea, 2016.
- [16] SIMULIA. *Abaqus/CAE Users's manual* . Dassault Systèmes Simulia Corp, 2014.