POLITECNICO DI TORINO



I Facoltà di Ingegneria Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Determinazione dello scalzamento delle pile dei ponti tramite le caratteristiche dinamiche

Relatori:

Prof. Donato Sabia Prof. Sebastiano Foti

> Candidato: Davide Pecchio

Dicembre 2017

"La caratteristica peculiare dell'Università consiste nell'insegnare a studiare. La laurea è solo la prova che si sa studiare, che si sa acquisire formazione da se stessi e che ci si è trovati bene nei percorsi della ricerca scientifica... Se si è imparato ad imparare allora si è fatti per imparare. Una persona con una laurea è dunque una persona cha sa meglio destreggiarsi nell'oceano della formazione. Ha ricevuto un orientamento."

[Maria Montessori 1870-1952]

Indice

1.	Intr	oduzione1		
2.	Eros	sione8		
2	.1	Il fenomeno dell'erosione8		
	2.1.1	Erosione generalizzata9		
	2.1.2	Erosione di contrazione13		
	2.1.3	Erosione localizzata15		
2	.2	Metodi per determinare l'erosione19		
	2.2.1	Equazioni19		
	2.2.2	Numerici		
	2.2.3	Diretti		
	2.2.4	Dinamica		
3.	Stat	o dell'arte		
3	.1	Influence of foundation scour on the dynamic response of an existing bridge. Foti e Sabia _ 29		
lı	uglio 2	01035		
3	.2	An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour. L.J.		
Ρ	rende	rgast, D. Hester, K.Gavin, J.J.O'Sullivan _ 12 Settembre 2013		
3	.3	Rapid assessment of foundation scour using the dynamic features of bridge superstructure. Adel		
E	lsaid, I	Rudolf Seracino _ 3 October 2013 42		
3	.4 ttobro	Determination of scoured bridge natural frequencies with soil-structure interaction. S.H.Ju _ 20		
	_	40		
3	.5	A review of bridge scour monitoring techniques. L.j. Prendergast, k. Gavin _ 3 Febbraio 2014 47		

3.6 Scour evaluation for foudation of a cable-stayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure. Chien-Chou Chen, Wen-Hwa Wu, Fong Shen-Wei Wang _ 14 Aprile 2014 50

J.	7	nfluence of scour effects on the seismic response of reinforced concrete bridges. Zhenghua
W	/ang, L	eonardo Duenas-Osorio, Jamie E. Padgett _ 31 Luglio 201454
3.	8	Assessment of structural integrity of bridges under extreme scour conditions. John V.Klinga,
Al	lice Ali	pour _ 3 Novembre 2014 61
3.	9	Determining the Presence of Scour around Bridge Foundations Using Vehicle-Induced
Vi	ibratio	ns. Luke j.Prendergast, David Hester and Kenneth Gavin_15 Aprile 2016
3.: Ke	10 : enneth	Sensitivity studies on scour detection using vibration-based systems. Luke J.Prendergast, Gavin, Cormac Reale _ 18 Aprile 2016
3.:	11	dentification of Bridge Scour Depth by Tracing Dynamic Behaviorsof Superstructures. Wen
Xi	ong, C	. S. Cai, Bo Kong, Pingbo Tang, and Jianshu Ye _ 23 Giugno 2017
3.:	12	solating the location of scour-induced stiffness loss in bridges using local modal behavior. Luke
J.	Prend	ergast, Kenneth Gavin e David Hester _ 6 Settembre 201781
3.:	13	Scour Depth Determination of Bridge Piers Based on Time-Varying Modal Parameters:
Ap	pplicat	ion to Hangzhou Bay Bridge. Shunlong Li, Shaoyang He, Hui Li e Yao Jin _ 12 Ottobre 201790
4.	Desc	rizione della struttura95
5.	Dati	iniziali102
5.	1	Prima campagna di misure 102
	5.1.1	Strumentazione e catena di misura102
	5.1.2	Progetto della Sperimentazione per le campate103
	5.1.2 5.1.3	Progetto della Sperimentazione per le campate103 Risultati della prima campagna di misure per le campate106
	5.1.2 5.1.3 5.1	Progetto della Sperimentazione per le campate 103 Risultati della prima campagna di misure per le campate 106 3.1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 107
	5.1.2 5.1.3 5.1 5.1	Progetto della Sperimentazione per le campate 103 Risultati della prima campagna di misure per le campate 106 3.1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 107 3.2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2 110

т	1.	
In	dı	CP
ш	u	υu

5.1.3.4	Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C4	
5.1.3.5	Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C5	
5.1.3.6	Osservazioni dei risultati ottenuti	
5.1.4 Prog	getto della Sperimentazione per le pile	
5.1.5 Risu	ltati della prima campagna di misure per le pile	
5.1.5.1	Caratteristiche dinamiche: Pila P1	
5.1.5.2	Caratteristiche dinamiche: Pila P2	
5.1.5.3	Caratteristiche dinamiche: Pila P3	
5.1.5.4	Caratteristiche dinamiche: Pila P4	
5.1.5.5	Osservazioni dei risultati ottenuti per le pile	144
5.2 Second	da campagna di misure	
5.2.1 Stru	mentazione e catena di misura	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu 5.2.3.1	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu 5.2.3.1 5.2.3.2	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu 5.2.3.1 5.2.3.2 5.2.3.3	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu 5.2.3.1 5.2.3.2 5.2.3.3 5.2.3.4	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu 5.2.3.1 5.2.3.2 5.2.3.3 5.2.3.4 5.2.3.5	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C4 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C4	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu 5.2.3.1 5.2.3.2 5.2.3.3 5.2.3.4 5.2.3.5 5.2.3.5 5.2.3.6	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C4 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C5	
5.2.1 Stru 5.2.2 Prog 5.2.3 Risu 5.2.3.1 5.2.3.2 5.2.3.3 5.2.3.4 5.2.3.5 5.2.3.6 5.2.3.6	mentazione e catena di misura getto della Sperimentazione per le campate Itati della seconda campagna di misure per le pile Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C4 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C5 Osservazioni dei risultati ottenuti	

5.2	2.5.1	Caratteristiche dinamiche: Pila P1	175
5.2	2.5.2	Caratteristiche dinamiche: Pila P2	179
5.2	2.5.3	Caratteristiche dinamiche: Pila P3	182
5.2	2.5.4	Caratteristiche dinamiche: Pila P4	186
5.2	2.5.5	Osservazioni dei risultati ottenuti per le pile	189
5.3	Confro	nto delle caratteristiche dinamiche prima e dopo il consolidamento	192
5.3.1	Impa	lcati	192
5.3.2	Pile .		194
6. Ana	lisi		196
6.1	Impalc	ati	196
6.1.1	Conf	ronto tra forme modali	196
6.1	1.1.1	Confronto tra le diverse campate	196
6.1	1.1.2	Confronto per ogni campata	203
6.1.2	CDF.		208
6.1.3	Error	e sulle frequenze	213
6.2	Pile		215
6.2.1	Error	e sulle frequenze	215
6.2.2	Rapp	orto tra le accelerazioni nelle tre direzioni	217
Conclusi	oni		223
Bibliogra	afia		226
Allegato	1		230
Allegato	2		233
Allegato	3		238

Allegato 4	
------------	--

Indice delle figure

Figura 1.1 Le cause che creano il collasso dei ponti	3
Figura 1.2 Le parti strutturali più danneggiate che provocano inutilizzazione del ponte	3
Figura 1.3 Numero di ponti crollati negli Stati Uniti dal 1989 al 2000.	3
Figura 1.4 Numero di crolli dovuto ad alluvioni.	4
Figura 1.5 Tipo e numero di cause di crollo dei ponti.	4
Figura 2.1 Schematizzazione dell'erosione.	9
Figura 2.2 Rappresentazione del thalweg in diversi istanti di tempo.	10
Figura 2.3 Moti trasversali dovuti alla curvatura.	10
Figura 2.4 Sezione traversale prima e nel mezzo della curva.	10
Figura 2.5 Erosione dovuta alla confluenza di due fiumi.	11
Figura 2.6 Oscillazioni del fondo dovuto alla propagazione delle forme di fondo	11
Figura 2.7 Descrizione del fenomeno di aggradazione	13
Figura 2.8 Schema per una lunga contrazione.	14
Figura 2.9 Rappresentazione del flusso e dell'erosione attorno ad una pila circolare	16
Figura 2.10 Rappresentazione del flusso e dell'erosione per le spalle corte.	16
Figura 2.11 Rappresentazione del flusso e dell'erosione per le spalle lunghe.	16
Figura 2.12 Profondità di erosione al variare della velocità del flusso e del tempo	17
Figura 2.13 Differenza di comportamento tra clear water e live-bed.	18
Figura 2.14 Schema riassuntivo del fenomeno erosivo.	19
Figura 2.15 Valori della funzione f3 al variare dell'angolo di α e del rapporto l/s	23
Figura 2.16 Profondità di scavo per pile allineate in funzione dell'interasse	24
Figura 2.17 Esempio di modello 1D.	27
Figura 2.18 Modello di un flusso che passa attraverso un restringimento	
Figura 2.19 Modellazione 3D di un ponte.	
Figura 2.20 Schema di posizionamento degli strumenti diretti.	31
Figura 2.21 Rappresentazione interna del sensore.	
Figura 2.22 Frequenze proprie di vibrazione.	
Figura 2.23 Forme modali derivanti dal modello.	
Figura 3.1 Forma modale e frequenze del primo modo di vibrare prima e dopo del rifacimen	nto della
pila numero 2	
Figura 3.2 Rappresentazione del comportamento asimmetrico al progredire dell'erosione	
Figura 3.3 Dati ricavati dal passaggio sulla carreggiata di monte sulla pila numero 2 pi	rima del
rifacimento della pila.	
Figura 3.4 Dati ricavati sulla pila numero 2 dopo il rifacimento della pila.	
Figura 3.5 Descrive il cambiamento della frequenza al variare dell'erosione	
Figura 3.6 Schema rappresentativo della prova in campo	40
Figura 3.7 Variazione della frequenza con l'aumento dell'erosione per la prova in campo	40
Figura 3.8 Modello in laboratorio proposto da Catbas.	43
Figura 3.9 Forme modali verticali con l'aumento dell'erosione	43
Figura 3.10 Forme modali orizzontali con l'aumento dell'erosione	
Figura 3.11 CDF calcolata per i primi 5 spostamenti orizzontali delle forme modali. con un'	erosione
di 0.4m.	
Figura 3.12 Rappresenta la differenza della deflessione dallo stato senza erosione	45
Figura 3.13 Rappresenta la curvatura con un'erosione di 0.4m	
Figura 3.14 Variazione della frequenza per il primo, secondo e terzo modo di vibrare	
Figura 3.15 Descrive i tre valori di RMS al progredire dell'erosione.	49

Figura 3.16 Rappresentazione del ponte reale Kao-Ping-Hsi	51
Figura 3.17 Identificazione delle frequenze riferite ai modi di vibrare che sono influenz	zati
dall'erosione	53
Figura 3.18 Valori di E per differenti rigidezze e profondità	53
Figura 3.19 Valori di E per determinare la profondità di erosione della pila 2	54
Figura 3.20 Ponte a due campate con trave a cassoni	55
Figura 3.21 Ponte a tre campate con travi semplicemente appoggiate.	55
Figura 3.22 Ponte a tre campate con trave continua.	55
Figura 3.23 Probabilità di eccedenza delle colonne per diversi valori di accelerazione e per dive	ersi
valori di erosione per un ponte con la trave a cassoni.	57
Figura 3.24 Probabilità di eccedenza delle colonne e delle pile per diversi valori di accelerazion	e e
per diversi valori di erosione con la trave semplicemente appoggiata.	57
Figura 3.25 Probabilità di eccedenza delle colonne e delle pile per diversi valori di accelerazioni	e e
per diversi valori di erosione con la trave continua.	58
Figura 3.26 Probabilità di eccedenza dovuta al disarcionamento dell'impalcato per diversi valori	1 d1
accelerazione e per diversi valori di erosione con la trave semplicemente appoggiata	58
Figura 3.27 Probabilità di eccedenza al variare della lunghezza delle pile di fondazione	59
Figura 3.28 Probabilità di eccedenza al variare della rigidezza delle pile di fondazione	60
Figura 3.29 Riporta la probabilità di eccedenza delle colonne e delle fondazioni al variare del tipo	• d1
	60
Figura 3.30 Risposta le curve derivanti dall'analisi pushover per un gruppo di pile in un suc	olo
$\mathbf{D}^{\mathbf{r}} = \mathbf{D}^{\mathbf{r}} $	64
Figura 3.31 Spostamenti lungo la lunghezza delle colonne e del gruppo di pile (a) argilla media	(b)
argilla rigida (c) sabbia media e (d) sabbia densa.	65
Figura 3.32 Vengono rappresentati gli spostamenti con la profondita, (a) colonna e gruppo di pile,	(b)
colonna e pila singola in argilla media e (c) colonna e pila singola in sabbia media	66
Figura 3.33 Forza di taglio nella colonna e nel gruppo di pile per il caso di sabbia media	6/
Figura 3.34 Rappresentazione del momento lungo la lunghezza della fondazione, (a) andamento (del
gruppo di pile e (b) andamento dell'asta di fondazione.	6/
Figura 3.35 La risposta del suolo per il caso di un gruppo di pile in un argilla di media densita	68 70
Figura 3.36 Schema di interazione tra veicolo, ponte e suolo.	70
Figura 3.37 Risultati delle analisi agli autovalori dovuti all'erosione.	/0
Figura 3.38 Sensibilita della frequenza dovuto al contenuto di rumore	/1
Figura 3.39 Sensibilità della frequenza dovuta alla velocità di transito sul ponte	/1
Figura 3.40 Sensibilità della frequenza sul cambiamento di massa e rigidezza del veicolo	12
Figura 3.41 Sensibilità della frequenza dovuto a differenti rugostia dei tracciato	12
Figura 3.42 La risposta in frequenza dovuta alle differenti caratteristiche dei terreno	13
Figura 3.43 La variazione della risposta in irequenza dovuta all'erosione.	13
Figura 3.44 Cambiamento di frequenza con l'erosione per tre diverse rigidezze dei terreno	74
Figura 3.45 Modello di ponte a due campate usato per le analisi	13
Figura 3.40 La risposta in accelerazioni laterali in testa alla pila per il caso con è senza erosione	13
Figura 5.4/ Modello agli elementi liniti	/ð
Figura 5.46 II quarto modo di viorare.	18
Figura 5.47 Valori di $\Delta 0$ per una profondita di erosione tra 0.5 e 5 m della pila di sinistra	19
Figura 5.50 valori di $\Delta 0$ per una protondita di erosione tra 0.5 e 5 m della pila di destra	19
Figure 3.51 Kelazione tra $\Delta 0^{\circ}$ e $\Delta 0^{\circ}$ per diverse protonalia di erosione sotto la pila di sinistra	19
Figura 5.52 Renazione tra $\Delta 0^{\circ}$ e $\Delta 0^{\circ}$ per diverse protonalia di erosione solio la pila di destra	19
rigura 5.55 Kappresentazione dei ponte preso in esame	01

Figura 3.54 Modello usato per il calcolo, con le diverse interazioni	82
Figura 3.55 Le prime sei forme modali della struttura.	84
Figura 3.56 Cambiamento della frequenza per i diversi modi in base a differenti condizioni	di
erosione	85
Figura 3 57 Disposizione minima dei sensori	86
Figure 2.59 Desperatorione del contenute in framenza per i deti registrati dei diversi conceri	00
Figura 5.58 Rappresentazione dei contenuto in irequenza per i dati registrati dai diversi sensori	80
Figura 3.59 Contenuto in frequenza del sensore S2, determinato tramite le vibrazioni forzate	87
Figura 3.60 Contenuto in frequenza del sensore S2, determinato tramite le vibrazioni forzate più	le
vibrazioni libere	87
Figura 3.61 Contenuto in frequenza del sensore S2, determinato tramite le vibrazioni libere	88
Figura 3.62 Cambiamento di frequenza per i modi 1-6 e per ogni sensore, nei quattro differenti c	asi
di erosione	80
Eiguna 2,62 Dommescontegione del nonte con i diversi sistemi di misuregione	01
Figura 5.05 Rappresentazione dei ponte con l'alversi sistemi di misurazione	91
Figura 3.64 Riporta le frequenze del modello e del ponte reale con le loro differenze	92
Figura 3.65 Variazione delle frequenze (1-7 modo) per diverse profondità di erosione	93
Figura 3.66 Descrive la correlazione che c'è tra effetti ambientali e le componenti principali	94
Figura 4.1 Inquadramento del ponte preso in esame	95
Figura 4.2 Vista frontale del ponte	96
Figura 4 3 Vista dall'alto del ponte	96
Figure 4.4 Denni provocati dell'infiltrazione dell'acque sull'annoggio delle nile	07
Figura 4.4 Danni provocati dan inititazione den acqua sun appoggio dena pita	21
Figura 4.5 Danni provocati dali inflitrazione dell'acqua sulla pila.	9/
Figura 4.6 Danneggiamenti sulla spalla lato monte	99
Figura 4.7 Giunto danneggiato	99
Figura 4.8 Danneggiamento sugli estremi delle travi.	99
Figura 4.9 Danneggiamento sugli estremi delle travi	01
Figura 4.10 Pila 2 dopo il rifacimento	01
Figura 5.1 Numerazione convenzionale degli impalcati e delle pile	04
Figura 5.2 Schema punti di misura impalcato tino	04
Figure 5.2 Modelle energimentale compete C1: distribuzione delle fraguenza	04
Figura 5.5 Modello sperimentale campata C1, distribuzione dene frequenze	00
Figura 5.4 Modello Sperimentale campata C1: 1 ⁻ Modo	08
Figura 5.5 Modello Sperimentale campata C1: 2º Modo	09
Figura 5.6 Modello Sperimentale campata C1: 3° Modo1	09
Figura 5.7 Modello Sperimentale campata C1: 4º Modo1	09
Figura 5.8 Modello Sperimentale campata C1: 5° Modo1	10
Figura 5.9 Modello Sperimentale campata C1: 6° Modo1	10
Figura 5.10 Modello Sperimentale campata C2: distribuzione delle frequenze	11
Figura 5.11 Modello Sperimentale campata C2: 1º Modo	12
Figure 5.12 Modello Sperimentale compate C2: 2º Mode	12
Figura 5.12 Modello Sperimentale campata C_2 . 2 Modo	12
Figura 5.13 Modello Sperimentale campata C2: 3° Modo	12
Figura 5.14 Modello Sperimentale campata C2: 4° Modo1	13
Figura 5.15 Modello Sperimentale campata C2: 5° Modo1	13
Figura 5.16 Modello Sperimentale campata C2: 6° Modo1	13
Figura 5.17 Modello Sperimentale campata C3: distribuzione delle frequenze	15
Figura 5.18 Modello Sperimentale campata C3: 1° Modo	15
Figura 5 19 Modello Sperimentale campata C3: 2º Modo	15
Figure 5.20 Modello Sperimentale compate C3: 2º Mode	16
Figure 5.21 Modello Sperimentale compate C2. 40 Mode	10
Figura 5.21 Miodelio Sperimentale campata $C5$: 4° Miodo	10
Figura 5.22 Modello Sperimentale campata C3: 5° Modol	16

Figura 5.23 Modello Sperimentale campata C3: 6° Modo	117
Figura 5.24 Modello Sperimentale campata C4: distribuzione delle frequenze	118
Figura 5.25 Modello Sperimentale campata C4: 1º Modo	119
Figura 5.26 Modello Sperimentale campata C4: 2° Modo	119
Figura 5.27 Modello Sperimentale campata C4: 3º Modo	119
Figura 5.28 Modello Sperimentale campata C4: 4º Modo	120
Figura 5.29 Modello Sperimentale campata C4: 5° Modo	120
Figura 5.30 Modello Sperimentale campata C4: 6° Modo	120
Figura 5.31 Modello Sperimentale campata C5: distribuzione delle frequenze	122
Figura 5.32 Modello Sperimentale campata C5: 1º Modo	122
Figura 5.33 Modello Sperimentale campata C5: 2º Modo	122
Figura 5.34 Modello Sperimentale campata C5: 3º Modo	123
Figura 5.35 Modello Sperimentale campata C5: 4º Modo	123
Figura 5.36 Modello Sperimentale campata C5: 5º Modo	123
Figura 5.37 Modello Sperimentale campata C5: 6º Modo	124
Figura 5.38 Forma modale per il primo modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali	125
Figura 5.39 Forma modale per il secondo modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali	125
Figura 5.40 Forma modale per il terzo modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali	125
Figura 5.41 Forma modale per il quarto modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali	
Figura 5.42 Forma modale per il quinto modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali	126
Figura 5.43 Forma modale per il sesto modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali	
Figura 5.44 Schema punti di misura pila tipo.	
Figura 5.45 Modello Sperimentale Pila P1: distribuzione delle frequenze	
Figura 5.46 Modello Sperimentale campata P1: 1° Modo	
Figura 5.47 Modello Sperimentale campata P1: 2° Modo	
Figura 5.48 Modello Sperimentale campata P1: 3° Modo	
Figura 5.49 Modello Sperimentale campata P1: 4° Modo	
Figura 5.50 Modello Sperimentale campata P1: 5° Modo	134
Figura 5.51 Modello Sperimentale Pila P2: distribuzione delle frequenze	
Figura 5.52 Modello Sperimentale campata P2: 1° Modo	
Figura 5.53 Modello Sperimentale campata P2: 2° Modo	
Figura 5.54 Modello Sperimentale campata P2: 3° Modo	
Figura 5.55 Modello Sperimentale campata P2: 4° Modo	
Figura 5.56 Modello Sperimentale campata P2: 5° Modo	
Figura 5.57 Modello Sperimentale Pila P3: distribuzione delle frequenze	
Figura 5.58 Modello Sperimentale campata P3: 1° Modo	
Figura 5.59 Modello Sperimentale campata P3: 2º Modo	140
Figura 5.60 Modello Sperimentale campata P3: 3º Modo	141
Figura 5.61 Modello Sperimentale campata P3: 4º Modo	141
Figura 5.62 Modello Sperimentale Pila P4: distribuzione delle frequenze	142
Figura 5.63 Modello Sperimentale campata P4. 1º Modo	143
Figura 5.64 Modello Sperimentale campata P4: 2º Modo	143
Figura 5.65 Modello Sperimentale campata P4· 3º Modo	144
Figura 5.66 Primo modo di vibrare sperimentale per le pile P1 P2 e P3	145
Figura 5.67 Secondo modo di vibrare sperimentale per le pile P1 P2	145
Figura 5.68 Terzo modo di vibrare sperimentale per le nile P1 P2 e secondo modo di	i vibrare
sperimentale per la pila P3	146
Figura 5 69 Schema nunti di misura impalcato tino	148
i igura 5.07 benema puna ai misura impaicato upo	

Figura 5.70 Modello Sperimentale campata C1: distribuzione delle frequenze	151
Figura 5.71 Modello Sperimentale campata C1: 1º Modo	152
Figura 5.72 Modello Sperimentale campata C1: 2° Modo	152
Figura 5.73 Modello Sperimentale campata C1: 3º Modo	152
Figura 5.74 Modello Sperimentale campata C1: 4º Modo	153
Figura 5.75 Modello Sperimentale campata C1: 5° Modo	153
Figura 5.76 Modello Sperimentale campata C1: 6° Modo	153
Figura 5.77 Modello Sperimentale campata C2: distribuzione delle frequenze	155
Figura 5.78 Modello Sperimentale campata C2: 1º Modo	155
Figura 5.79 Modello Sperimentale campata C2: 2° Modo	155
Figura 5.80 Modello Sperimentale campata C2: 3º Modo	156
Figura 5.81 Modello Sperimentale campata C2: 4º Modo	156
Figura 5.82 Modello Sperimentale campata C2: 5° Modo	156
Figura 5.83 Modello Sperimentale campata C2: 6º Modo	157
Figura 5.84 Modello Sperimentale campata C2: 7º Modo	157
Figura 5.85 Modello Sperimentale campata C3: distribuzione delle frequenze	158
Figura 5.86 Modello Sperimentale campata C3: 1º Modo	159
Figura 5.87 Modello Sperimentale campata C3: 2° Modo	159
Figura 5.88 Modello Sperimentale campata C3: 3° Modo	159
Figura 5.89 Modello Sperimentale campata C3: 4° Modo	160
Figura 5.90 Modello Sperimentale campata C3: 5° Modo	160
Figura 5.91 Modello Sperimentale campata C3: 6° Modo	160
Figura 5.92 Modello Sperimentale campata C3: 7° Modo	161
Figura 5.93 Modello Sperimentale campata C4: distribuzione delle frequenze	162
Figura 5.94 Modello Sperimentale campata C4: 1° Modo	163
Figura 5.95 Modello Sperimentale campata C4: 2° Modo	163
Figura 5.96 Modello Sperimentale campata C4: 3° Modo	163
Figura 5.97 Modello Sperimentale campata C4: 4° Modo	164
Figura 5.98 Modello Sperimentale campata C4: 5° Modo	164
Figura 5.99 Modello Sperimentale campata C4: 6° Modo	164
Figura 5.100 Modello Sperimentale campata C5: distribuzione delle frequenze	
Figura 5.101 Modello Sperimentale campata C5: 1° Modo	166
Figura 5.102 Modello Sperimentale campata C5: 2° Modo	166
Figura 5,103 Modello Sperimentale campata C5: 3º Modo	167
Figura 5,104 Modello Sperimentale campata C5: 4° Modo	167
Figura 5.105 Modello Sperimentale campata C5: 5° Modo	167
Figura 5,106 Modello Sperimentale campata C5: 6° Modo	168
Figura 5 107 Modello Sperimentale: confronto del 1º Modo per ciascuna delle campate	169
Figura 5.108 Modello Sperimentale: confronto del 2º Modo per ciascuna delle campate	169
Figura 5.109 Modello Sperimentale: confronto del 3º Modo per le campate C2 e C3	169
Figura 5.110 Modello Sperimentale: confronto del 4º Modo per ciascuna delle campate	170
Figura 5.111 Modello Sperimentale: confronto del 5º Modo per ciascuna delle campate	170
Figura 5.112 Modello Sperimentale: confronto del 6º Modo per ciascuna delle campate	170
Figura 5 113 Modello Sperimentale: confronto del 7º Modo per ciascuna delle campate	171
Figura 5.115 Nodeno opermentate, comfonto del 7º Nodo per elascuna dene campate	172
Figura 5.115 Modello Sperimentale Pila P1. distribuzione delle frequenze	176
Figure 5 116 Modello Sperimentale campata P1. 1º Modo	177
Figura 5 117 Modello Sperimentale campata P1: 2º Modo	177
1 15ara 2.117 1910aeno opermenare campata 1.2 1910a0	1 / /

Figura 5.118 Modello Sperimentale campata P1: 3° Modo	178
Figura 5.119 Modello Sperimentale campata P1: 4º Modo	178
Figura 5.120 Modello Sperimentale campata P1: 5° Modo	179
Figura 5.121 Modello Sperimentale Pila P2: distribuzione delle frequenze	180
Figura 5.122 Modello Sperimentale campata P2: 1° Modo	181
Figura 5.123 Modello Sperimentale campata P2: 2° Modo	181
Figura 5.124 Modello Sperimentale campata P2: 3° Modo	182
Figura 5.125 Modello Sperimentale Pila P3: distribuzione delle frequenze	183
Figura 5.126 Modello Sperimentale campata P3: 1° Modo	184
Figura 5.127 Modello Sperimentale campata P3: 2° Modo	184
Figura 5.128 Modello Sperimentale campata P3: 3° Modo	185
Figura 5.129 Modello Sperimentale campata P3: 4° Modo	185
Figura 5.130 Modello Sperimentale Pila P4: distribuzione delle frequenze	186
Figura 5.131 Modello Sperimentale campata P4: 1° Modo	187
Figura 5.132 Modello Sperimentale campata P4: 2° Modo	187
Figura 5.133 Modello Sperimentale campata P4: 3° Modo	188
Figura 5.134 Modello Sperimentale campata P4: 4° Modo	188
Figura 5.135 Modello Sperimentale campata P4: 5° Modo	189
Figura 5.136 Confronto dei modi di vibrare sperimentali degli impalcati identificati prima e	e dopo il
consolidamento della pila P2	194
Figura 6.1 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, primo modo	197
Figura 6.2 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, secondo modo	197
Figura 6.3 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, terzo modo	198
Figura 6.4 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, quarto modo	198
Figura 6.5 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, primo modo	198
Figura 6.6 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, secondo modo	199
Figura 6.7 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, terzo modo	199
Figura 6.8 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, quarto modo	199
Figura 6.9 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, primo modo	200
Figura 6.10 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, secondo modo	200
Figura 6.11 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, terzo modo	200
Figura 6.12 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, quarto modo	201
Figura 6.13 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, primo modo	201
Figura 6.14 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, secondo modo	201
Figura 6.15 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, terzo modo	202
Figura 6.16 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, quarto modo	202
Figura 6.17 Forme modali della prima campata, primo modo	203
Figura 6.18 Forme modali della prima campata, terzo modo	203
Figura 6.19 Forme modali della prima campata, quarto modo	204
Figura 6.20 Forme modali della seconda campata, primo modo	204
Figura 6.21 Forme modali della seconda campata, terzo modo	204
Figura 6.22 Forme modali della seconda campata, quarto modo	205
Figura 6.23 Forme modali della terza campata, primo modo	205
Figura 6.24 Forme modali della terza campata, terzo modo	205
Figura 6.25 Forme modali della terza campata, quarto modo	206
Figura 6.26 Forme modali della quarta campata, primo modo	206
Figura 6.27 Forme modali della quarta campata, terzo modo	206
Figura 6.28 Forme modali della quarta campata, quarto modo	207

Figura 6.29 Forme modali della quinta campata, primo modo	207
Figura 6.30 Forme modali della quinta campata, terzo modo	207
Figura 6.31 Forme modali della quinta campata, quarto modo	208
Figura 6.32 Valori del CDF per la prima campata	209
Figura 6.33 Valori del CDF per la seconda campata	210
Figura 6.34 Valori del CDF per la terza campata	210
Figura 6.35 Valori del CDF per la quarta campata	210
Figura 6.36 Valori del CDF per la quarta campata	211
Figura 6.37 Valori del CDF per tutte le campate lato monte	211
Figura 6.38 Valori del CDF per tutte le campate lato valle	212
Figura 6.39 Valori del CDF per l'intero impalcato	212
Figura 6.40 Rappresentazione dell'errore sulle frequenze per le campate prima e dopo	l'intervento
	213
Figura 6.41 Valore dell'errore tra le campate prima dell'intervento	214
Figura 6.42 Valore dell'errore tra le campate dopo l'intervento	214
Figura 6.43 Rappresentazione dell'errore sulle frequenze per le pile prima e dopo l'inter	rvento216
Figura 6.44 Valore dell'errore tra le pile prima dell'intervento	216
Figura 6.45 Valore dell'errore tra le pile dopo l'intervento	217
Figura 6.46 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione del traffico, prima del	l'intervento.
Eigure 6 47 Valori di DMS nalla diraziona dal traffica/diraziona varticala, prima dall'inter	
$12/10 \ge 12/2$	210
Figure 6.48 Valori di DMS nalla diraziona dal traffica/diraziona varticala, prima dall'inter	
$6/12 \circ 12/11$	
0/12 ¢ 12/11 Figura 6 49 Valori di BMS nella direzione della corrente/direzione verticale, prima del	l'intervento
rigura 0.47 valori di Kwis nena direzione dena corrente/direzione verticale, prima dei	
Figura 6.50 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione del traffico, dopo	l'intervento.
$\Gamma' = (51 \text{ V} 1 + 1) \Gamma \text{ N} (0 + 11 + 12 + 11 + 12 + 12 + 12 + 12 + 1$	
Figura 6.51 Valori di RMS nella direzione del traffico/direzione verticale, dopo l'inter 8/9	vento, punti
Figura 6.52 Valori di RMS nella direzione del traffico/direzione verticale, dopo l'inter 13/12	vento, punti 221
Figura 6.53 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione verticale, dopo l'inter	vento, punti
7/6	
Figura 6.54 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione verticale, dopo l'inter 14/12	vento, punti 222

Indice delle tabelle

Tabella 5.1 Caratteristiche accelerometri	102
Tabella 5.2 Set-up canali e punti di misura corrispondenti	.105
Tabella 5.3 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C1	105
Tabella 5.4 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C2	.105
Tabella 5.5 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C3	106
Tabella 5.6 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C4	106
Tabella 5.7 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C5	106
Tabella 5.8 Campata C1: Deformate modali sperimentali	.107
Tabella 5.9 Campata C2: Deformate modali sperimentali	.111
Tabella 5.10 Campata C3: Deformate modali sperimentali	.114
Tabella 5.11 Campata C4: Deformate modali sperimentali	.118
Tabella 5.12 Campata C5: Deformate modali sperimentali	.121
Tabella 5.13 Set-up, canali e punti di misura corrispondenti	128
Tabella 5.14 Quadro riepilogativo delle misure per pila P1.	.128
Tabella 5.15 Quadro riepilogativo delle misure per pila P2.	.129
Tabella 5.16 Quadro riepilogativo delle misure per pila P3.	.129
Tabella 5.17 Ouadro riepilogativo delle misure per pila P4.	.130
Tabella 5.18 Pila P1: Deformate modali sperimentali	.131
Tabella 5.19 Pila P2: Deformate modali sperimentali	135
Tabella 5.20 Pila P3: Deformate modali sperimentali	.139
Tabella 5.21 Pila P4: Deformate modali sperimentali	.142
Tabella 5.22 Caratteristiche accelerometri	.147
Tabella 5.23 Set-up, canali e punti di misura corrispondenti	.149
Tabella 5.24 Ouadro riepilogativo delle misure per la campata C1	.149
Tabella 5.25 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C2	.149
Tabella 5.26 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C3	149
Tabella 5.27 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C4	150
Tabella 5.28 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C5	150
Tabella 5.29 Campata C1: Deformate modali sperimentali	.151
Tabella 5.30 Campata C2: Deformate modali sperimentali	.154
Tabella 5.31 Campata C3: Deformate modali sperimentali	158
Tabella 5.32 Campata C4: Deformate modali sperimentali	162
Tabella 5.33 Campata C5: Deformate modali sperimentali	165
Tabella 5.34 Set-up, canali e punti di misura corrispondenti	.172
Tabella 5.35 Quadro riepilogativo delle misure per pila P1	.173
Tabella 5.36 Quadro riepilogativo delle misure per pila P2	.174
Tabella 5.37 Quadro riepilogativo delle misure per pila P3	.174
Tabella 5.38 Quadro riepilogativo delle misure per pila P4	.174
Tabella 5.39 Pila P1: Deformate modali sperimentali	.176
Tabella 5.40 Pila P2: Deformate modali sperimentali	.180
Tabella 5.41 Pila P3: Deformate modali sperimentali	.183
Tabella 5.42 Pila P4: Deformate modali sperimentali	.186
Tabella 5.43 Confronto tra le frequenze dei modi degli impalcati prima del consolidamento	.192
Tabella 5.44 Confronto tra le frequenze dei modi degli impalcati dopo il consolidamento	.192
Tabella 5.45 Confronto tra le frequenze dei modi delle pile prima del consolidamento	.195
Tabella 5.46 Confronto tra le frequenze dei modi delle pile dopo il consolidamento	195

Tabella 6.1 Valori di RMS prima dell'intervento	
Tabella 6.2 Valori di RMS dopo l'intervento	

1. Introduzione

L'incidenza dei fenomeni di deterioramento strutturale è andata aumentando con l'età media delle strutture in servizio e, soprattutto negli ultimi anni, ci si è trovati di fronte ad una pressante richiesta di interventi di ripristino e di riparazione.

Allo stesso tempo, ad un aumento del degrado strutturale, si è registrato un notevole incremento del livello prestazionale richiesto: questo aspetto, ha messo in crisi una parte considerevole di ponti in servizio ed impone interventi mirati al fine di ripristinare lo stesso livello minimo di sicurezza richiesto per le strutture di nuova costruzione.

Gli eventi alluvionali degli ultimi anni hanno evidenziato numerose situazioni critiche a danno dei ponti in alveo sparsi sul territorio italiano, soprattutto in Piemonte, una delle regioni più colpite.

Le cause del collasso dei manufatti non sempre sono individuabili in maniera precisa, ma derivano da una serie di concause: da fattori legati alle caratteristiche delle strutture e dall'interazione che le medesime possono avere con l'ambiente nel quale sono inserite, in particolare dalle modifiche intervenute nell'assetto idrogeologico.

A tal proposito in Piemonte si sono avute importanti e disastrose manifestazioni nel corso degli eventi alluvionali del 1994 e del 2017.

In altri casi gli interventi sono resi necessari dalle maggiori conoscenze acquisite sull'effettiva sismicità delle varie regioni.

Per poter progettare tutti gli interventi di manutenzione ordinaria e, soprattutto straordinaria, risulta indispensabile avere informazioni sull'effettivo stato dell'opera in esame.

Risulta possibile individuare tre principali tipi di situazioni critiche.

La prima riguarda il collasso del rilevato (per rilevato si intende il terrapieno prossimo alla fascia fluviale, spesso ricavato in zona golenale, che consente l'accesso al ponte, riservando poi all'opera vera e propria il compito dell'attraversamento del corso d'acqua). Il danneggiamento del rilevato rappresenta quindi una componente importante e, come tale, contribuisce, sebbene in maniera meno importante, a mettere fuori esercizio il ponte.

Il secondo meccanismo di collasso del ponte è invece collegato a lesioni parziali o totali dell'impalcato. Tale problema è connesso a situazioni, peraltro poco frequenti, in cui il livello del corso d'acqua investe o addirittura sormonta l'intera struttura.

In questi frangenti, il regime delle spinte idrauliche cresce sensibilmente, raggiungendo velocemente le condizioni critiche. Può poi risultare decisiva la presenza di detriti, che da una parte vanno ad impattare contro la struttura, incrementando i carichi dinamici sull'impalcato e dall'altra riducono la sezione del corso d'acqua, impedendo il libero deflusso delle acque con il conseguente aumento della velocità della corrente e quindi delle spinte idrodinamiche.

Di minore rilevanza risulta la spinta a carico delle pile, se sagomate ed orientate in maniera opportuna rispetto alla direzione del corso d'acqua. Tuttavia, si sono riscontrati casi in cui l'alveo tende negli anni a stravolgere il proprio percorso (movimenti d'alveo sono eventi a lungo termine che richiedono la messa in gioco di grosse energie) creando conflittualità inizialmente non previste tra struttura e corrente. In questi casi si dovranno tenere in conto tali cambiamenti rispetto alle condizioni di progetto originarie e le conseguenze che questi possono avere.

L'ultima tipologia di danneggiamento, non di poca importanza, riguarda il cedimento delle pile e/o delle spalle conseguente allo scalzamento delle fondazioni. Si tratta di un problema di erosione, il quale dipende da molteplici fattori legati sia alle caratteristiche della struttura, sia a quelle del corso d'acqua e a quelle del terreno.

Se dal punto di vista progettuale ed economico è opportuno realizzare il ponte dove il rivo risulta essere più stretto, per quanto riguarda l'idraulica la soluzione non è buona, in quanto una sezione di dimensioni più ridotte determina un maggiore regime di velocità della corrente e quindi fenomeni erosivi più importanti.

Risulta importante considerare anche il contributo di riduzione della sezione determinato dalla presenza delle pile e dall'eventuale presenza di detriti come arbusti e tronchi che vanno a peggiorare le condizioni sopra esposte.

Il collasso della struttura è spesso legato alla sovrapposizione di diverse problematiche che contribuiscono in misura differente al meccanismo di collasso; tuttavia è comunque possibile individuare una causa predominante. Infatti tramite un lavoro (Ballio et al. 1998) in cui si prese in considerazione un campione di circa 400 ponti investiti da 8 distinti eventi alluvionali dell'ultimo

decennio in riferimento alla realtà italiana, si rileva che la parte del manufatto più spesso danneggiata è il rilevato di accesso, che è soggetto a danneggiamento con maggior frequenza (41% dei casi) rispetto a pile e spalle dei ponti (26% dei casi), mentre è rilevante anche il numero dei casi che riguardano l'impalcato (19%), com'è mostrato in figura 1.1. Infine in figura 1.2 sono riportate le principali cause che provocano il crollo dei ponti.



Figura 1.2 Le parti strutturali più danneggiate che provocano Figura 1.1 Le cause che creano il collasso dei ponti. inutilizzazione del ponte.

Da studi condotti (Wardhana and Hadipriono 2003) su 503 ponti collassati negli Stati Uniti dal 1989 al 2000, si costata che la vita media di un ponte è di circa 55 anni; dalla figura 1.3 si può notare che il maggior numero di crolli sia avvenuto nel 1993 quando si era verificato un importante evento meteorologico su diversi stati degli Stati Uniti. Invece nel 1989 è avvenuto il terremoto di Loma Prieta e infine nel 1996 un altro evento meteorologico. In figura 1.4 viene descritto il numero di crolli nei diversi anni causati dalle alluvioni.



Figura 1.3 Numero di ponti crollati negli Stati Uniti dal 1989 al 2000.



Figura 1.4 Numero di crolli dovuto ad alluvioni.

Nello stesso lavoro viene anche fatta una ricerca sulle cause che provocano il collasso, come riportato in figura 1.5: le due principali cause sono le alluvioni e l'erosione, che insieme costituiscono il 53% degli interi crolli.

Failure causes and events	Number of occurrences	Percentage of total
Hydraulic	266	52.88
Flood	165	32.80
Scour	78	15.51
Debris	16	3.18
Drift	2	0.40
Others	5	0.99
Collision	59	11.73
Auto/truck	14	2.78
Barge/ship/tanker	10	1.99
Train	3	0.60
Other	32	6.36
Overload	44	8.75
Deterioration	43	8.55
General	22	4.37
Steel deterioration	14	2.78
Steel-corrosion	6	1.19
Concrete-corrosion	1	0.20
Fire	16	3.18
Construction	13	2.58
Ice	10	1.99
Earthquake	17	3.38
Fatigue-steel	5	0.99
Design	3	0.60
Soil	3	0.60
Storm/hurricane/tsunami	2	0.40
Miscellaneous/other	22	4.37
Total	503	100.00

Figura 1.5 Tipo e numero di cause di crollo dei ponti.

Da un'analisi qualitativa relativa alle cause di collasso strutturale, riguardante ponti crollati in passato, si può ritenere che il fenomeno di erosione rappresenti un punto cruciale nella via utile della struttura e, come tale, ha suscitato particolare interesse negli studiosi.

Peraltro, è facile intuire come questo problema presenti considerevoli incertezze in termini di quantificazione. Questo fa dell'erosione un fenomeno tuttora al centro di diversi studi sia per quanto riguarda l'elaborazione dei metodi analitici che ne consentono una stima sia per quanto riguarda lo studio di nuovi sistemi di monitoraggio.

Infatti, un ponte, come tutti i manufatti realizzati dall'uomo, è destinato a degradarsi in tempi più o meno brevi a seconda della sua durabilità ovvero della sua capacità di mantenere inalterate nel tempo le prestazioni originarie.

Questa capacità è garantita inizialmente da una corretta progettazione e da una buona costruzione; viene poi assicurata nel tempo da una manutenzione costante ed efficiente tanto più necessaria quanto più è a rischio l'ambiente in cui si trova il ponte.

Alle strutture del ponte viene in genere richiesto di assicurare l'utilizzabilità in sicurezza per tempi molto lunghi, fino a 100 anni e oltre.

Per garantire questa longevità i codici di calcolo stabiliscono delle regole di tipo deterministico imponendo, ad esempio per le strutture in cemento armato, limiti sul ricoprimento delle armature o sulle aperture delle fessure.

Queste regole sicuramente avvicinano il concetto di durabilità alla struttura, ma se ad esse non vengono affiancate analisi di deterioramento dei materiali, soprattutto in termini di velocità, e adeguati programmi di controllo e manutenzione, queste possono risultare inefficaci o addirittura inutili.

I principali fattori di rischio per il degrado strutturale possono essere raggruppati nelle seguenti grandi famiglie:

- Errori di progettazione e costruzione
- Degrado ambientale
- Eventi eccezionali

Gli errori di progettazione più frequenti sono da imputare sicuramente alla poca attenzione che spesso viene dedicata ai dettagli, ritenuti di secondaria importanza. Allo stesso tempo si sottolineano gli errori commessi dai progettisti nella corretta valutazione degli effetti prodotti da forze concentrate, azioni dinamiche, variazioni termiche, ritiri differenziali, effetti viscosi e di fatica; oppure nell'insufficiente caratterizzazione dei terreni di fondazione o degli eventi di natura idraulica. Va inoltre evidenziato l'importanza di una corretta progettazione e realizzazione degli elementi non strutturali e la loro influenza sulla durabilità. Per quanto riguarda gli errori di costruzione, la letteratura riporta tra i più comuni quelli concernenti le seguenti operazioni: la confezione del calcestruzzo, la compattazione in fase di getto e un'errata disposizione delle armature.

I principali fattori di degrado ambientale sono riconducibili a fenomeni di tipo idrogeologico, geologico-geotecnico e chimico.

I primi due fattori riguardano la stabilità globale dell'opera e risultano molto pericolosi soprattutto in concomitanza di eventi eccezionali quali il sisma e fenomeni alluvionali; l'aggressione chimica, infine riguarda ormai tutti i ponti o perché interessati dai sali antigelo o perché collocati in atmosfera inquinata: essa è una causa che accelera il danneggiamento di opere che già hanno deficienze proprie.

Questa serie di problemi riguardanti i ponti in generale è accentuata dal fatto che la maggior parte del patrimonio dei ponti che abbiamo è stata costruita dalla fine dell'ottocento alla metà del novecento. Questo peggiora ancora di più la situazione per intervenire su di essi, perché molte volte si sono persi i documenti riguardanti la progettazione e le opere di consolidamento fatte negli anni successivi.

Questo comporta grandi spese economiche per l'ente che li gestisce ogni anno; per esempio gli Stati Uniti spendono ogni anno circa 50 milioni di dollari per riparare i danni sui ponti colpiti dalle alluvioni (Lagasse et al. 1995). Anche in Italia questo problema rappresenta un pesante fardello economico (De Falco e Mele 2002).

La presente tesi si pone come primo obiettivo quello di descrivere il fenomeno dell'erosione e le sue varie cause.

In seguito viene fatta un'analisi sui metodi usati per determinare l'erosione.

Infine si compie una ricerca di tutti i metodi riportati in letteratura che usano le caratteristiche dinamiche del ponte per determinare la perdita di rigidezza delle fondazioni; questi metodi vengono

applicati ad un caso reale, di cui si hanno i dati misurati in campo prima e dopo del rifacimento di una delle pile del ponte.

Queste analisi permettono innanzitutto di fare un confronto con i risultati ottenuti dagli autori dei vari metodi, per capire se sono in accordo con i nostri risultati. Inoltre si vuole cercare di determinare l'entità dell'erosione sotto le diverse pile facendo dei confronti tra di esse.

La tesi di articola nei seguenti capitoli:

- Descrizione dei principali fenomeni che portano all'erosione.
- I metodi utilizzati per la quantificazione dell'erosione.
- Riassunto di tutti i metodi presenti negli articoli finora pubblicati, che usano le caratteristiche dinamiche del ponte per determinare la profondità di erosione, tramite i dati ricavati sia sulle pile che sull'impalcato del ponte.
- Descrizione del ponte preso in esame. Esso è situato sulla strada provinciale SP 56 tra i comuni di Vestignè e Strambino ed è costituito da fondazioni su pali.
- Analisi e schematizzazione dei punti di misura delle accelerazioni verticali per l'impalcato. Per le pile si misurano anche le accelerazioni orizzontali.
- Utilizzando i dati precedentemente misurati si applicano i metodi usati in letteratura; per quanto riguarda le campate si usa il confronto tra le forme modali, un indice (CDF) che tiene conto di tutte le differenze tra le forme modali di due condizioni messe a confronto e poi tramite un errore sulle frequenze tra due diverse situazioni prese in esame. Invece per quanto riguarda le pile viene usato sempre l'errore sulle frequenze tra due condizioni e infine si usa un rapporto tra le accelerazioni misurate nelle diverse direzioni.
- Conclusioni.
- Bibliografia.
- Allegati: vengono riportati tutti i confronti tra le forme modali e gli accelerogrammi misurati sulle fondazioni delle pile nei punti dove sono registrate le accelerazioni in almeno due direzioni differenti.

2. Erosione

2.1 Il fenomeno dell'erosione

Per "erosione" si intende la rimozione di materiale dall'alveo e dagli argini di un canale per effetto dell'azione dell'acqua.

Tale fenomeno è legato a numerosi aspetti che possono essere di origine naturale e/o indotti da interventi umani sul territorio, come la presenza o meno di opere idrauliche (che possono alterare gli equilibri che il fiume ha raggiunto nel corso degli anni).

L'entità e la velocità con cui si sviluppano tali fenomeni dipendono da diversi aspetti, tra i quali si possono elencare:

- La posizione ed il tipo di struttura realizzata
- Le condizioni di corrente del corso d'acqua
- I tipi di materiali costituenti l'alveo del canale in prossimità della struttura
- Fattori geomorfologici quali fattori climatici, topografici e vegetativi

A causa dell'alto grado di incertezza a cui sono soggetti i fattori che contribuiscono all'erosione, una valutazione quantitativa non è semplice, soprattutto per quanto riguarda le analisi a lungo termine. Inoltre i meccanismi che si generano durante i fenomeni alluvionali non sono del tutto noti e le condizioni al contorno variano nel tempo.

L'erosione si può schematizzare secondo il grafico riportato in figura 2.1.





Figura 2.1 Schematizzazione dell'erosione.

2.1.1 Erosione generalizzata

Questo tipo di erosione è influenzata da molteplici fattori: dalla topografia, dal terreno, dal tipo di precipitazioni, deforestazione, urbanizzazione, agricoltura ecc. Per comprendere a pieno questo fenomeno bisogna ragionare su scala del bacino e con tempi molto lunghi come decine o centinaia di anni.

Per questo, forse, è il tipo di erosione più difficile da quantificare. Se si vuole avere un risultato più vicino alla realtà si posso usare dei modelli numerici (i quali partono dall'equazione di continuità e dalle equazioni di Navier-Stokes, con le rispettive chiusure turbolente) oppure modelli morfodinamici 1D (modello cinematico e modello parabolico); infine si può valutare in modo qualitativo tramite la relazione di Lane (1955): $S_eQ \propto Q_s d_{50}$ dove S_e è la pendenza motrice, Q è la portata liquida, Q_s è la portata solida e d₅₀ è il diametro corrispondente al 50% del passante.

Sotto il nome di erosione generalizzata ci possono essere diversi fenomeni che si verificano lungo un corso d'acqua. Uno di questi è l'approfondimento del thalweg (nonché il punto più basso dell'alveo): da osservazioni fatte in campo si è visto che, al procedere del tempo, il fiume tende ad approfondire sempre di più il thalweg ed a rilasciare del materiale nelle



Figura 2.2 Rappresentazione del thalweg in diversi istanti di tempo.

zone meno profonde dell'alveo, creando una concentrazione della corrente, come viene riportato dalla figura 2.2, dove il profilo A è allo stato indisturbato invece il profilo D è quello che si verifica dopo maggior tempo.

Il secondo fenomeno che prendiamo in considerazione è l'erosine in curva: quando il fiume incontra una curva la corrente longitudinale crea dei moti secondari trasversali alla corrente, come riportato in figura 2.3, i quali creano un movimento di sedimenti dalla parte esterna della curva alla parte più interna. Quindi abbiamo un approfondimento ad esterno curva. Questo effetto si ha particolarmente nei fiumi meandriformi e crea anche la migrazione del corso d'acqua negli anni.





Figura 2.3 Moti trasversali dovuti alla curvatura.



Il terzo fenomeno invece consiste nell'erosione dovuta alla confluenza di un canale in un fiume: il flusso di acqua che si immette crea anche qui dei vortici secondari che causano una maggiore erosione, come si può notare dalla figura 2.5. Un fattore molto importante nella quantificazione è l'angolo di incidenza tra i due fiumi θ .



Figura 2.5 Erosione dovuta alla confluenza di due fiumi.

Un altro problema dovuto alla confluenza di due fiumi è rappresentato dalle rispettive quantità di liquido e di solido trasportate dagli stessi. In base a questo ragionamento, utilizzando la relazione di Lane, un fiume che si immette con una grande quantità di solido trasportato, in seguito all'immissione presenterà un deposito e viceversa.

Il quarto fenomeno è la variazione del livello del fondo dovuto alle forme di fondo. Queste variano al variare delle condizioni di flusso dell'acqua e del diametro dei sedimenti. In figura 2.6 si può vedere l'oscillazione dell'altezza del fondo rispetto alla condizione di equilibrio.



Figura 2.6 Oscillazioni del fondo dovuto alla propagazione delle forme di fondo.

Quinto ed ultimo fenomeno è l'erosione laterale. Essa porta ad una migrazione del canale principale che provoca una diversa direzione di incidenza del fiume sul ponte, causando una maggiore erosione localizzata, l'investimento di una zona del ponte non studiata per subire l'erosione oppure l'aggiramento delle pile. Questo evento è particolarmente influenzato dall'attività umana e dal riparo della vegetazione sulle sponde.

Tutti questi fenomeni a loro volta sono influenzati dal tipo di terreno che costituisce l'alveo e quindi il materiale trasportabile; esso può essere di tipo coesivo (limi o argille) o non coesivo (sabbie o ghiaie) e assume di conseguenza un comportamento diverso sotto l'effetto delle forze idrauliche.

I sedimenti di tipo non coesivo hanno una struttura granulare, sono privi di coesione e per questo risultano essere più suscettibili alla rimozione da parte della corrente. La loro tendenza ad essere trasportati o a restare in sospensione è funzione della dimensione dei granuli e del loro grado di addensamento e in secondo luogo dipende dalla forma e dall'orientamento rispetto alla direzione della corrente.

I materiali coesivi sono invece dotati di coesione, per cui richiedono forze più importanti per la loro rimozione. Tuttavia, per la loro minore massa, una volta passati in sospensione, vengono trasportati dalla corrente più facilmente: perciò risulta più difficile una loro successiva rideposizione.

L'insieme dei fenomeni precedenti causa delle variazioni altimetriche dell'alveo: sono processi sia a lungo termine (anni e decenni) sia a corto termine (il tempo di un'alluvione). Il materiale alluvionale viene continuamente eroso e successivamente rideposto andando a modificare progressivamente il letto del canale; è un processo che si evolve fino ad una condizione di equilibrio che è mantenuta, finché non si verifica un cambiamento delle caratteristiche della corrente.

La stabilità del sistema dipende dagli eventi che interessano quella determinata regione. Sicuramente le piene stagionali possono rappresentare un impulso per lo stravolgimento delle condizioni fino a quel momento raggiunte.

Si parla di due fenomeni tra loro simili ma esattamente opposti che prendono il nome di "aggradazione" e di "degradazione".

Per aggradazione si intende quel particolare avvenimento che causa un aumento del letto del fiume, vedi figura 2.7; questo è causato dalla deposizione del sedimento che si verifica in aree in cui l'offerta di sedimenti è maggiore della quantità di materiale che il sistema è in grado di trasportare. Il fondo alveo tende ad evolvere verso una condizione con pendenze più dolci; esso rimuove parte del materiale adagiato sul fondo per depositarlo più a valle.

Dopo milioni di anni un ambiente aggradativo diventerà un bacino sedimentario che contiene il sedimento depositato, dando vita a pianure alluvionali. Le cause sono molteplici: cambiamenti climatici, usi del terreno e attività geologiche. Quando il clima diventa troppo secco, ad esempio, può verificarsi una perdita della crescita vegetazionale, che provoca di conseguenza una diminuzione del legame tra le particelle del suolo e quindi un aumento del materiale trasportabile. L'aggradazione crea l'aumento del rischio di inondazioni in molti delta dei fiumi.



Figura 2.7 Descrizione del fenomeno di aggradazione.

Il processo di degradazione risulta essere l'esatto opposto: si ha l'abbassamento dell'alveo fluviale causato da una maggiore quantità di materiale trasportato rispetto a quello depositato. Quando si ha questo fenomeno il fiume crea delle terrazze fluviali.

Nei moti a pelo libero le variazioni di carico possono essere dovute a svariati fattori: il restringimento della sezione o la presenza di sbarramenti, etc. Tali variazioni si ripercuotono anche a molti chilometri di distanza, per cui due opere idrauliche, anche se apparentemente distanti tra loro, possono risentire l'una della presenza dell'altra, finché il canale non si porta in una nuova condizione di equilibrio.

2.1.2 Erosione di contrazione

L'erosione dovuta alla contrazione è invece distribuita su tutta la larghezza del corso d'acqua, in prossimità di un ponte o di una qualsiasi opera idraulica, ed ha come effetto quello di occupare parte della sezione, limitando il libero deflusso delle acque e instaurando di conseguenza un regime di deflusso delle acque caratterizzato da velocità maggiori (per mantenere costante la portata) proprio in corrispondenza della costruzione.

La struttura infatti ha il compito di attraversare la sezione principale, sempre impegnata dalla corrente, mentre la zona golenale, che viene invasa dall'acqua solo in caso di piena, è attraversata dai rilevati di accesso che costituiscono uno sbarramento alla corrente.

Durante un fenomeno di piena, l'acqua in eccesso impegna una sezione maggiore di quella lasciata libera dalla struttura, ed è costretta in prossimità dell'opera ad incrementare il regime di velocità per far defluire la medesima portata, instaurando così una situazione precaria sia per la struttura (subisce maggiori spinte) che per l'alveo (per effetto delle maggiori velocità viene eroso maggiormente). Come risultato si ha un abbassamento del fondo alveo in prossimità della struttura che interessa la sua intera larghezza.

In letteratura sono reperibili numerose formulazioni per la valutazione della profondità dell'erosione generalizzata, basate sia su esperienze di laboratorio sia sull'interpretazione empirica delle osservazioni di campo disponibili. Per ricavare le formulazioni empiriche si può fare riferimento allo schema riportato in figura 2.8, per moto uniforme in una sezione rettangolare. Un parametro molto importante per la descrizione di questo fenomeno è il rapporto di contrazione $\beta = B_1/B_2$, dove B_1 è la larghezza del fiume prima del ponte, B_2 è la larghezza netta del fiume sotto il ponte.



Figura 2.8 Schema per una lunga contrazione.

2.1.3 Erosione localizzata

L'erosione localizzata è quel complesso di fenomeni per cui l'azione erosiva interessa esclusivamente le zone attigue agli elementi strutturali, quali le pile e le spalle dei ponti, i cui effetti si concentrano nelle immediate vicinanze degli elementi stessi.

La causa principale dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è la formazione di vortici alla loro base, che sono comunemente detti "vortici a ferro di cavallo". Come evidenziato nella figura 2.9, essi sono causati dall'arresto della corrente idrica sulla superficie di monte della pila, che, a causa del gradiente delle pressioni di ristagno che si instaura lungo la verticale, provoca un flusso in direzione della base della pila stessa, dove si sviluppano vortici tali da provocare la rimozione del materiale d'alveo. Al crescere della profondità dello scavo, l'energia del vortice tende a diminuire, sicché l'escavazione tende a raggiungere una profondità di equilibrio. Oltre al vortice a ferro di cavallo, a valle della pila si formano vortici ad asse verticale, che pure contribuiscono alla rimozione di materiale d'alveo; tuttavia, l'intensità di questi ultimi vortici diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, sicché spesso, immediatamente a valle del ponte, si ha la deposizione del materiale asportato.

I principali fattori che influenzano il processo di erosione alla base delle pile sono la velocità e la profondità della corrente, la larghezza della pila e la sua forma, la lunghezza della pila e l'angolo d'attacco della corrente, la natura del materiale d'alveo e l'eventuale presenza di detriti trasportati dalla corrente. Questi ultimi possono in particolare creare effetti indesiderati, ampliando la zona di influenza dei vortici precedentemente descritti, contribuendo così ad amplificare lo scavo.



Figura 2.9 Rappresentazione del flusso e dell'erosione attorno ad una pila circolare.

Un effetto molto simile si può osservare per le spalle di un ponte. Si osserva che la profondità di erosione per una spalla semi circolare è 12%-15% in meno di una pila circolare con lo stesso diametro. Le spalle si possono distinguere in spalle corte (figura 2.10) e in spalle lunghe (figura 2.11): le prime hanno lo stesso movimento del flusso di una pila con la sola differenza che il vortice a ferro di cavallo viene chiamato vortice principale; le seconde hanno lo stesso meccanismo delle prime, ma in aggiunta hanno un vortice inverso (reversed eddy) sul lato della sponda.



Figura 2.10 Rappresentazione del flusso e dell'erosione per le spalle corte.



Figura 2.11 Rappresentazione del flusso e dell'erosione per le spalle lunghe.

Un fattore importante è rappresentato dal tempo; è possibile distinguere due regimi distinti di erosione: il "clear water" e il "live-bed" che interessano esclusivamente i fenomeni di tipo localizzato, come descritto in figura 2.12.



Figura 2.12 Profondità di erosione al variare della velocità del flusso e del tempo.

In regime di clear water, l'acqua si presenta povera di sedimenti (si ha solo la presenza di particelle molto leggere in sospensione) e non vi è l'apporto di sedimenti da monte; il fenomeno erosivo, che inizia anche per condizioni idrodinamiche di modesta entità, si concentra soprattutto attorno alle pile, o in generale, in corrispondenza della struttura e procede in modo continuo e progressivo portando anche a valori considerevoli del grado di scalzamento.

Se il flusso d'acqua cresce di intensità, allora vi è un apporto consistente di sedimenti da monte, e si entra in un regime di live bed, dove il fenomeno erosivo si accentua e raggiunge i valori massimi in brevissimo tempo. Tuttavia in questa fase l'apporto di materiale da monte va a compensare la rimozione di terreno verificatesi in regime di clear water, riducendo così la profondità dello scavo attorno alla pila.

In condizioni di live-bed il sistema oscilla attorno ad un valore medio (quello di equilibrio), per cui è frequente il caso in cui lo scavo viene riempito per poi essere nuovamente eroso, in particolare quando l'alveo è caratterizzato da un fondo irregolare a dune. Il regime di clear water è caratterizzato da una corrente meno aggressiva nei confronti del fondo alveo, a fronte di un processo che si sviluppa su lunghi periodi, tanto che possono essere necessari diversi eventi di piena prima che venga raggiunto il valore massimo.

Invece nel regime live-bed i valori massimi vengono raggiunti in tempi relativamente più brevi, per poi oscillare attorno alla condizione di equilibrio, raggiungendo valori di picco di profondità che possono essere del 30% maggiori rispetto al valore di equilibrio, mentre in un regime di clear water, è superiore di circa il 10% al valore di equilibrio raggiunto in regime di live-bed. Tutti questi aspetti si possono notare in figura 2.13.



Figura 2.13 Differenza di comportamento tra clear water e live-bed.
Infine possiamo riassumere e precisare che il fenomeno erosivo associato ad una struttura in alveo è dato dalla somma dei contributi dei singoli fenomeni sin qui descritti, come schematizzato nella figura 2.14.



Figura 2.14 Schema riassuntivo del fenomeno erosivo.

2.2 Metodi per determinare l'erosione

Ci sono diverse categorie di metodi che permettono di determinare l'erosione. Questa divisione viene fatta sul principio che sta alla base dei metodi seguenti.

2.2.1 Equazioni

I primi lavori che vennero svolti su questo problema furono agli inizi di questo secolo. Si svilupparono delle formule in grado di dare una stima dell'erosione senza la necessità di molti calcoli, dal momento che esistevano strumenti in grado di fare molti calcoli in modo veloce. Queste formule derivano spesso da osservazioni e misurazioni sperimentali in campo ed in laboratorio: si analizzano tanti dati e si traggono delle formule che rispecchiano il più possibile i dati ricavati; esse di solito prendono in considerazione solo i principali parametri che influenzano il fenomeno, trascurando quelli di minor importanza. Dato che sono ricavate tramite misurazioni sperimentali, molte di queste formule hanno un

campo ristretto per la loro applicabilità e sono soggette a numerose ipotesi. Perciò prima di usare una di queste formule è bene capire le limitazioni alla base e le condizioni in cui sono utilizzabili. Tutt'oggi queste formule non sono cadute in disuso, ma vengono usate per avere un confronto sull'ordine di grandezza dell'erosione fornito da metodi più raffinati. Per quanto riguarda l'erosione localizzata e quella di contrazione, la predizione del loro effetto è ritenuta più semplice dal momento che i parametri in gioco sono minori; invece l'erosione generale è un processo di più difficile comprensione, perché riguarda moltissimi parametri per la cui individuazione è necessaria una visione su larga scala. Queste equazioni si possono ulteriormente classificare in:

- Equazioni per l'erosione generale. Per questa categoria si ricordano i seguenti lavori:
 - > la formula di Lacey (1930): $y_{ms} = 0.47 \left(\frac{Q}{f}\right)^{1/3}$ dove y_{ms} (m) è la profondità media di erosione, Q (m³/s) è la portata e f = 1.76d_m^{0.5} dove d_m è il diametro medio dei sedimenti
 - ➢ formula di Blench (1969):

per sabbia 0.06 < d₅₀ (mm) ≤ 2 $y_{ms} = 1.20 \left[\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \right]$ per ghiaia d₅₀ > 2 mm e S_s = 2.65 $y_{ms} = 1.23 \left[\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \right]$

dove y_{ms} (m) è la profondità media di erosione, q (m³/s/m) è la portata per unità di larghezza, d₅₀ è il diametro corrispondente al 50% del passante e S_s il peso specifico dei sedimenti

- lavori di Williman (1970), Neill (1973,1987), Harris (1988), Maza Alvarez e Echavaria Alfaro (1973) che si basano sulla velocità critica
- Equazioni per l'erosione di contrazione. All'inizio le formule ottenute erano state ricavate partendo dall'ipotesi che la restrizione abbia una lunghezza tale da poterla ritenere moto uniforme.
 - ➢ Formula di Laursen (1962) $\frac{y_2}{y_1} = \beta^{k_1}$ dove y₂ è l'altezza dell'acqua dopo il restringimento, y₁ l'altezza dell'acqua prima del restringimento, β=B₁/B₂ il

rapporto di contrazione, W_1 la larghezza dell'alveo prima del restringimento, W_2 la larghezza dell'alveo dopo il restringimento e k_1 è un coefficiente.

Formula di Gill (1981) per le acque chiare $\frac{y_2}{y_1} = \beta^{6/7} \left(\frac{\tau_c}{\tau_1}\right)^{-3/7}$ dove y_2 è l'altezza dell'acqua dopo il restringimento, y_1 l'altezza dell'acqua prima del restringimento, β il rapporto di contrazione, τ_1 la tensione di taglio sul fondo del fiume e τ_c la tensione di taglio critica.

Successivamente vennero ricavate delle formule per casi più generali, partendo da quelle per moto uniforme.

- Formula di Richardson, Davis e Austroads $(1995)\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_{1m}}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$ dove y₂ è l'altezza dell'acqua dopo il restringimento, y₁ l'altezza dell'acqua prima del restringimento, Q₂ la portata totale sotto il ponte, Q_{1m} la portata che passa nel canale principale dove c'è il trasporto di sedimenti, W₁ la larghezza del canale principale, W₂ la larghezza del canale sotto il ponte e k₁ è un coefficiente che si ricava tramite una tabella.
- ➤ Invece per le acque chiare $y_2 = 1.48 \left[\frac{Q_2}{d_m^{1/3} W_2}\right]^{6/7}$ dove y_2 è l'altezza dell'acqua sotto il ponte, Q_2 la portata totale sotto il ponte, d_m il diametro medio dei sedimenti ($d_m=1.25*d_{50}$) e W₂ la larghezza del restringimento.
- Equazioni per l'erosione locale:
 - in questo caso si ricorre all'utilizzo di formule di tipo empirico vista la complessità che caratterizza lo studio analitico del problema. Assumendo come riferimento una pila di forma generica, la profondità dello scavo ds può essere descritta dalle seguenti variabili, che sintetizzano i parametri significativi per lo studio del problema:

$$d_s = f(\rho, \rho_s, \nu, g, d_{50}, y_o, \nu_o, s)$$

dove:

 d_s = profondità dello scavo misurata a partire dal fondo dell'alveo in condizioni indisturbate

 ρ = densità dell'acqua

 ρ_s = densità dei sedimenti

 $\upsilon = viscosità$ cinematica

g = accelerazione cinematica

d₅₀ = diametro rappresentativo del materiale di fondo

y_o = altezza della corrente indisturbata

 $v_o = velocità della corrente$

s = larghezza della pila caratterizzata da una lunghezza l

Attraverso alcuni passaggi di analisi adimensionale si ricava la formula sperimentale adottata per il calcolo dello scavo, dipendente dalle variabili sopra elencate. Può essere scritta nella seguente forma:

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{v_o}{v_{cr}}\right) \left[2\tanh\left(\frac{y_o}{s}\right)\right] f_2(forma) f_3\left(\propto, \frac{l}{s}\right)$$

dove:

 v_{cr} = velocità critica di trascinamento ovvero la velocità a cui inizia l'erosione dei sedimenti

 α = angolo che la corrente indisturbata forma con l'asse della pila (angolo d'attacco)

La funzione f₁ viene determinata come:

 $f_1\left(\frac{v_o}{v_{cr}}\right) = 0 \qquad \text{per } \frac{v_o}{v_{cr}} \le 0.5$ $f_1\left(\frac{v_o}{v_{cr}}\right) = 2\frac{v_o}{v_{cr}} - 1 \qquad \text{per } 0.5 < \frac{v_o}{v_{cr}} \le 1$ $f_1\left(\frac{v_o}{v_{cr}}\right) = 1 \qquad \text{per } \frac{v_o}{v_{cr}} > 1$

Il campo della velocità v_0 , relativa alla corrente indisturbata, condiziona la dinamica di scavo. La condizione imposta sulla velocità capace di annullare f_1 , e, dunque, azzerare anche lo scavo, è quella in cui la velocità della corrente indisturbata v_0 è meno della metà della velocità critica a cui si ipotizza abbia luogo l'inizio dei fenomeni erosivi.

Si ricorda come una stima della velocità critica v_{cr} sia deducibile dall'equazione del trasporto solido:

$$v_{cr} = 0.85 \sqrt{2gd_{50}\frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}}$$

La funzione f_2 assume i valori più piccoli per le forme delle pile che creano turbolenze inferiori alla corrente:

 $f_2(forma) = 1.00$ per pile circolari o con rostri arrotondati

 $f_2(forma) = 0.75$ per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente

 $f_2(forma) = 1.30$ per pile rettangolari

La funzione f_3 è determinabile tramite l'utilizzo del grafico di figura 2.15: f_3 è influenzata in misura maggiore dal rapporto lunghezza-larghezza l/s della pila. Il valore dell'angolo d'attacco α della corrente è invece meno rilevante ai fini del calcolo dello scavo, come si deduce anche dall'inclinazione poco marcata delle curve anche per valori molto elevati di α .



Figura 2.15 Valori della funzione f3 al variare dell'angolo di α e del rapporto l/s.

La formula sperimentale appena presentata permette di stimare lo scavo attorno ad una pila in alveo, ipotizzando che esso non interferisca con gli scavi su altre pile o sulle spalle del ponte. Al contrario, i casi che possono produrre un'interazione tra gli scavi al piede di due strutture distinte sono, ad esempio, un'autostrada realizzata con due ponti affiancati oppure un ponte stradale ed uno ferroviario affiancati.

Esistono alcune indagini empiriche che indagano il fenomeno di scavo nel caso di due pile allineate (angolo d'attacco $\alpha = 0^{\circ}$) al variare del rapporto tra l'interasse tra le pile *a* e il diametro *s* della pila. I risultati sperimentali di questo caso sono espressi in figura 2.16 ed evidenziano il rapporto tra lo scavo osservato e quello che si osserverebbe in presenza di pila singola. Il massimo incremento di scavo si verifica per un rapporto *a/s* circa pari a 2.5 – 3.0, per cui l'aumento dello scavo risulta pari a circa il 35% per la pila di monte e meno accentuato per la pila di valle.



Figura 2.16 Profondità di scavo per pile allineate in funzione dell'interasse.

- Equazione presentata da Neil (1964): $d_s = 1.35b^{0.7}y^{0.3}$ dove d_s è la profondità di erosione, b è la larghezza della pila e y è la profondità della corrente prima del ponte.
- Equazione presentata da Shen (1969): $d_s = 0.000223 \left(\frac{v_b}{v}\right)^{0.3}$ dove d_s è la profondità di erosione, b è la larghezza della pila, V è la velocità media della corrente e v è la viscosità cinematica pari a 1*10⁻⁶ m²/s.
- Equazione presentata da Richardson and David (1995): $\frac{d_s}{b} = 2K_s K_{\theta} K_3 K_4 \left(\frac{y}{b}\right)^{0.35} Fr^{0.43} \text{ dove } d_s \text{ è la profondità di erosione, b è la larghezza della pila, y è la profondità della corrente prima del ponte, Fr è il numero di Froude, K_s è un coefficiente che tiene conto della forma delle$

pile, K_{θ} coefficiente che tiene conto dell'allineamento tra la pila e la corrente, K_3 fattore che tiene conto del modo di trasporto dei sedimenti e K_4 fattore di corazzamento del materiale di fondo.

- Equazione presentata da Melville (1997): $d_s = K_{yb}K_IK_dK_sK_\theta$ dove d_s è la profondità di erosione, b è la larghezza della pila, y è la profondità della corrente prima del ponte, K_s è un coefficiente che tiene conto della forma delle pile, K₀ coefficiente che tiene conto dell'allineamento tra la pila e la corrente, K₁ intensità della corrente, K_d dimensione dei sedimenti e K_{yb} è pari a 2.4b per b/y<0.7; 2(by)^{0.5} per 0.7<b/science.
- L'erosione totale viene stimata tramite la combinazione dell'erosione locale, di contrazione e generale; il seguente approccio è considerato conservativo se non super conservativo. Dal punto di vista ingegneristico, questo è un bene e mette in una condizione di sicurezza. Per il calcolo pratico dell'erosione totale si seguono i seguenti passaggi:
 - determinare le condizioni della corrente che causano la maggiore erosione per il sito preso in esame;
 - valutare il fondo del fiume per ogni portata;
 - stimate il livello del letto del fiume dopo aggradazione e degradazione basata su ogni portata e determinare la profondità dell'acqua;
 - rivalutare le proprietà idrauliche del fiume e la sezione risultante;
 - valutare il livello medio di erosione dovuto alla contrazione di sezione (usando le formule viste in precedenza);
 - > rivalutare le proprietà idrauliche per la sezione risultante;
 - determinare la profondità dell'acqua, dalla superficie al punto più basso dell'alveo dovuto all'influenza delle confluenze, della curvatura e del thalweg;
 - rivalutare le proprietà idrauliche del fiume;
 - individuate quali forme di fondo sono presenti e la loro variazione di profondità;
 - rivalutare le proprietà idrauliche del fiume;
 - valutare l'erosione locale e aggiungerla alla profondità del fondo determinata in precedenza;

controllare che non ci siano altre cause che portino ad un ulteriore approfondimento.

Questo metodo determina la profondità di erosione in termini relativi, quindi il livello del fondo fiume non è un dato necessario per determinare le componenti dell'erosione. Infine esso può valutare lo stato di erosione durante un'alluvione, basandosi sulla variazione del livello dell'acqua sotto il ponte.

Notando che il corso d'acqua negli anni può spostarsi in tutta la larghezza del ponte, è buona norma considerare che la profondità massima di erosione si possa verificare in qualsiasi posizione sotto il ponte.

2.2.2 Numerici

Modelli numerici permettono di gestire con più efficienza i progetti: analizzano le ripercussioni dei lavori da pianificare, come l'inserimento di un ponte, di una traversa o una protezione spondale, cercando di armonizzare al meglio i diversi interessi di utilizzazione.

Le simulazioni numeriche sono particolarmente adatte per la protezione contro le piene, la realizzazione delle carte dei pericoli naturali, la regolazione di fiumi, laghi e il dimensionamento dei corsi d'acqua e le interazioni che si verificano tra il fiume e le diverse strutture presenti lungo il corso d'acqua. Rispetto agli esperimenti fisici, le simulazioni numeriche consentono di confrontare in modo economico le diverse varianti, modificando soltanto i parametri considerati.

L'impiego del tipo di simulazione da utilizzare dipende dalla problematica di studio e dalle dimensioni del settore da analizzare. L'applicazione è limitata principalmente dalla capacità dei computer. I modelli con un'elevata risoluzione spaziale o con grandi settori di calcolo richiedono tempi di elaborazione lunghi. I tempi per le operazioni di calcolo possono essere ridotti semplificando il modello o riducendo la dimensione spaziale.

I modelli 1D, basati sui profili trasversali, sono riservati ai progetti di simulazioni che richiedono pochi dettagli o concernono corsi d'acqua di grandi dimensioni, cioè servono per determinare i fenomeni che riguardano grandi scale. Questi modelli sono adatti anche

per le simulazioni su lunghi periodi di tempo: analizzano la variazione temporale del livello d'acqua e dell'alveo, nonché la velocità media di deflusso per ogni sezione trasversale. Uno dei più noti programmi 1D è HEC-RAS si può vedere un esempio in figura 2.17.



Figura 2.17 Esempio di modello 1D.

I modelli 2D sono consigliati per i processi locali per i quali è necessario disporre di dati relativi alla topografia basati sul modello altimetrico. La simulazione permette di valutare il livello dell'acqua e del letto fluviale, come pure la velocità di corrente per ogni elemento di calcolo. Questi modelli possono essere utilizzati per calcolare le inondazioni, per realizzare le carte dei pericoli, o ancora, per dimensionare le zone di ritenzione e degli allargamenti. In figura 2.18 è riportato un capo di applicabilità di questi tipi di modelli.



Figura 2.18 Modello di un flusso che passa attraverso un restringimento.

I modelli 3D sono consigliati per progetti su dimensioni spaziali ridotte e dove le correnti turbolente svolgono un ruolo primordiale. Utilizzeremo questo tipo di modello per l'ottimizzazione delle condizioni di deflusso a monte di una centrale idroelettrica o quando si tratta di analizzare un fenomeno d'erosione locale in prossimità di opere di sbarramento o di pilastri dei ponti. Gli svantaggi di questa modellazione sono: elevato onere computazionale (le equazioni vanno applicate a ciascun elemento infinitesimo del dominio) ed è uno strumento raffinato che perde affidabilità se applicato a dati grossolani. In figura 2.19 si riporta una modellazione 3D di un ponte investito da una corrente.



Figura 2.19 Modellazione 3D di un ponte.

La modellazione permette inoltre di analizzare non solamente i deflussi, ma anche il trasporto solido, con lo scopo di identificare il possibile cambiamento morfologico del fondo dell'alveo. Le formule che stanno alla base di tutti questi metodi numerici sono:

• Equazione di continuità

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \, div \, \vec{V} = 0$$

• Equazione indefinita della dinamica

$$\rho\left(\vec{F} - \frac{D\,\vec{V}}{Dt}\right) = \frac{\delta\phi_x}{\delta x} + \frac{\delta\phi_y}{\delta y} + \frac{\delta\phi_z}{\delta z}$$

Dove ρ è la densità, t è il tempo, V è il vettore delle velocita nelle tre direzioni (x, y e z), ϕ_x è lo sforzo unitario su un elemento piano normale all'asse x, ϕ_y è lo sforzo unitario su un elemento piano normale all'asse y, ϕ_z è lo sforzo unitario su un elemento piano normale all'asse z, F è la forza di massa riferita all'unità di massa e D indica la derivata totale.

Inoltre per risolvere queste formule c'è ancora bisogno della chiusura turbolenta e poi le condizioni al contorno, cioè la condizione dinamica e cinematica sul fondo e sulla superficie libera. Risolvendo queste equazioni in forma chiusa per ogni singolo elementino nel tempo ottengo i modelli tridimensionali; poi tramite semplificazioni e medie nelle tre

direzioni si passa al modello tridimensionale per acque basse, bidimensionale, bidimensionale per le acque basse e infine il modello monodimensionale.

I risultati di una simulazione numerica possono divergere in base alle ipotesi fatte in partenza, che restano a libera scelta dell'utilizzatore. Inoltre, alcuni calcoli, come quello relativo ai deflussi complessi e turbolenti, non possono essere effettuati senza l'aiuto di modelli ad alta risoluzione. Essi sono estremamente costosi ed esigono delle competenze specialistiche ed approfondite in materia.

2.2.3 Diretti

I metodi diretti sono quei metodi che, tramite degli strumenti piazzati sulle pile di un ponte o nella vicinanza, riescono a dare la misura in tempo reale della profondità di erosione nell'intorno della pila. Negli anni si sono sviluppati tantissimi strumenti di misura che valutano svariate caratteristiche quali la conducibilità elettrica, la dissipazione di calore, l'interruzione di circuiti elettrici ecc. Tutti questi strumenti hanno uno svantaggio: in caso di eventi importanti molte volte la loro funzionalità viene interrotta a causa della rottura degli ancoraggi che tengono solidale lo strumento di misura alla struttura, alla rottura della strumentazione per l'impatto con detriti di grosse dimensioni oppure oggetti trasportati dalla corrente, alla mancata trasmissione o registrazione dei dati in caso di blackout. Perciò in condizioni di piena nonché in caso di maggiore scavo ai piedi delle pile può capitare che non si riescano a misurare i dati. Questo fatto è un grosso problema perché nel momento del picco di piena si ha la massima profondità di scavo e quando la piena passa la buca di erosione viene parzialmente riempita dai sedimenti trasportati dalla corrente: se non si hanno questi dati durante la piena non si riesce a risalire alla vera profondità di scavo. Il materiale che riempie la buca ha delle caratteristiche molto scadenti e non può resistere a nessuno sforzo.

Questi strumenti possono essere catalogati secondo (L.J. Prendergast, KGavin, 2014), in figura 2.20 viene rappresentata la loro posizione di installazione sotto il ponte.



Figura 2.20 Schema di posizionamento degli strumenti diretti.

La prima categoria di strumenti di misurazione che viene presa in considerazione è la Single-use devices. Ci sono due tipi di strumenti, Float-out e Tethered buried switches, i quali si basano su un principio molto semplice, cioè sono posizionati sotto il livello del letto del fiume e, quando l'erosione li scopre, cambiano direzione grazie ad un galleggiante. All'interno dello strumento c'è un sensore che registra questo movimento verso l'alto e ciò permette di capire che l'erosione ha raggiunto quel livello. Gli svantaggi sono l'elevato costo, un singolo uso ed infine la suscettibilità al danno provocato dai detriti.

La seconda categoria è rappresentata da Pulse or Radar devices. Fanno parte di questa categoria il Time domain reflectometry e il Ground-penetrating radar. Il primo si basa sul cambiamento della costante dielettrica passando da un materiale all'altro; una parte di energia viene riflessa indietro dall'interfaccia acqua-alveo. Queste misure variano al variare delle temperature del canale anche del 5% e per limitare questo è consigliato misurare anche la temperatura. Il secondo strumento, che si basa su impulsi radar, viene fatto spostare sulla superfice del pelo libero dell'acqua. Il suo svantaggio è che non si può usare in periodi di piena.

La terza categoria è data dal Fiber bragg grating, il quale è formato da un piezo-elettrico strumento che si basa sulla misurazione dello sforzo lungo l'inserimento di una asta. Tale asta genera dei segnali elettrici. Si tratta di un metodo relativamente economico.

La quarta categoria è composta dai Driver or Buried rod devices. Fa parte di questa categoria il Collare scorrevole magnetico. Il principio base è rappresentato dalla gravità, perché questo collare, che circonda la pila, si cala fino ad appoggiarsi sul fondo, in modo tale da permettere la misura dell'erosione. Gli svantaggi sono: suscettibilità al danno per impatto con i detriti, costosa installazione, tempi lunghi e mancata fornitura di informazioni sulla ricarica delle buche di erosione.

Un altro strumento è lo Scubamouse, molto simile al collare, con l'unica differenza data dalla posizione del collare che viene determinata da sensori radioattivi.

Di questa categoria fa anche parte il Tell tail, il quale è composto da un'asta sulla quale vengono montati dei sensori di moto per un range di profondità.

Un ulteriore dispositivo è Mercury tip swithes che si basa sul fatto che finché il terreno circonda il tubo con gli interruttori il circuito rimane chiuso; se viene rimosso il terreno attorno a tubo, il circuito si apre. Lo svantaggio di questo metodo è la presenza di mercurio nel sensore.

Infine l'ultimo strumento è Vibration based turbulent pressure che consiste in una serie di sensori localizzati lungo un tubo infisso nel terreno a monte della pila. Tali sensori hanno un disco flessibile che misura la pressione dinamica che si riferisce al flusso turbolento della corrente; monitorando il contenuto di energia del segnale, si può identificare la quota del fondo. Questo viene descritto come un metodo robusto e affidabile in ambiente idraulico.

La quinta categoria riguarda i Sound wave devices. Il principio base di questi metodi sta nel fatto che una parte delle onde sonore viene riflessa indietro quando incontra un materiale con differente densità. Uno di questi strumenti è il Sonic fathometers, il quale viene installato appena sotto il pelo libero ed emette delle onde sonore che permettono l'identificazione dell'erosione. Lo svantaggio di questo metodo sta nel fatto che le misure possono avere delle incertezze maggiori a causa della presenza di aria all'interno dell'acqua.

Il Reflection seismic, invece, presenta al suo interno due dispositivi, uno di emissione e uno di ricezione. Tutto questo viene installato sul pelo libero del fiume. Per ultimo si ha ancora l'Echo sounder, il quale è molto simile al precedente, ma lavora su frequenze acustiche più alte. Con questi ultimi due metodi si può avere il profilo della sezione traversale del letto del fiume.

La sesta categoria è rappresentata dagli Eletrical conductivity devices. Questi dispositivi usano la variazione di conducibilità elettrica tra due sonde che permette di identificare la superficie di passaggio tra acqua e sedimento; uno strumento che usa questa tecnica si chiama Electical conductivity prode.

In un successivo lavoro (Yong Ding, Tengteng Yan, Qingxiong Yao, Xuehua Dong, Xin Wang 2015) viene introdotto un nuovo strumento che basa la sua funzionalità sul differente tasso di velocità di dissipazione del calore nell'acqua e nell'aria (riportato in figura 2.21). Si può ritenere che ha un'elevata sensibilità e una buona durabilità e che la misurazione non viene disturbata dalla turbolenza e dal trasporto di sedimenti; questo strumento ha la possibilità di monitoraggio automatico in tempo reale dell'erosione.



Figura 2.21 Rappresentazione interna del sensore.

2.2.4 Dinamica

In questo capitolo si vuole fare una piccola introduzione su questo metodo e dare delle informazioni più generali, perché questo argomento in specifico verrà trattato più in dettaglio nei successivi capitoli, essendo l'argomento di questa tesi.

Questo metodo può essere considerato il più recente di tutti. Gli strumenti usati per esso sono solo stati utilizzati negli ultimi anni nel campo dell'ingegneria civile; si tratta di accelerometri, velocimetri e misuratore di spostamenti. Di solito questi strumenti vengono posizionati sulla struttura, ad esempio sull'impalcato, sul plinto delle pile, in testa alle pile, sulle travi del ponte ecc. La loro posizione non è casuale, ma è tale da permettere di acquisire più dati possibili sui diversi modi di vibrare della struttura. Il numero dei dispositivi impiegati varia al variare della loro disponibilità; più strumenti si hanno, più gradi di libertà della struttura si tolgono.

Di solito si utilizza solo un tipo di strumenti, si misurano le accelerazioni o le velocità o gli spostamenti. Tramite derivazione o integrazione si può passare da un dato all'altro.

Da questi dati si possono ricavare le frequenze proprie della struttura e le forme modali associate tramite un problema inverso; un esempio è riportato in figura 2.22.

Associato a ciò è necessario un modello numerico del ponte, ipotizzando uno schema di interazione tra terreno-struttura (questo è molto importante perché bisogna scegliere il modello di interazione che meglio rappresenti il comportamento di quell'insieme terreno-struttura) e applicando delle semplificazioni alla struttura per cogliere i comportamenti principali. A questo punto si ricavano le frequenze proprie e i modi di vibrare associati (figura 2.23). In seguito si confrontano con quelli ricavati realmente. Se i dati ricavati sono simili, allora possiamo dire che il modello rispetta la realtà e quindi riusciamo a fare delle analisi per determinare la profondità di erosione; in caso contrario si deve andare a variare il livello di erosione sotto le pile, tenendo presente che se si vuole una frequenza maggiore si diminuisce la profondità di erosione, mentre se si vuole una frequenza più bassa si aumenta la profondità di erosione. Una volta che si ha la similitudine dei dati, si possono fare dei cambiamenti sul modello dovuti ad interventi futuri sul ponte per vedere il loro effetto.







Figura 2.23 Forme modali derivanti dal modello.

3. Stato dell'arte

In questo capitolo si vuole fare una panoramica sulle diverse analisi proposte dai diversi articoli presenti in letteratura fin qui pubblicati. In particolare si riassumono i metodi usati per l'elaborazione dei dati tratti da analisi in campo, in laboratorio o tramite modelli agli elementi finiti.

3.1 Influence of foundation scour on the dynamic response of an existing bridge. Foti e Sabia _ 29 luglio 2010

In questo lavoro viene preso in considerazione un ponte nel nord Italia. Si vogliono ottenere delle informazioni sulla risposta dinamica delle pile di fondazione e l'identificazione modale sull'impalcato del ponte.

Per sollecitare il ponte viene usato il traffico passante al di sopra; le analisi sono condotte prima e dopo la sostituzione di una pila. Il ponte era poggiato su strati di sabbia e ghiaia alluvionale; al di sotto era presente uno strato di argilla e limo di origine lacustre.

Usando i dati sperimentali delle vibrazioni si ricavano i modi di vibrare della struttura. Per far ciò si usa la tecnica auto regressive moving average (ARMA) estesa a vettori. I modi ricavati dai dati sperimentali sono comparati con quelli ricavati dal modello numerico: essi descrivono i parametri geometrici e meccanici della struttura presa in considerazione.

La verifica che si compie sui modi di vibrare sta nel fatto che le frequenze dei vari modi devono essere vicine alle frequenze identificate dall'analisi dello spettro di Fourier, ricavato dalle misure in campo. Dal segnale originale vengono prese solo le frequenze che interessano la struttura, che nel nostro caso vanno da 1-30Hz. Un'altra caratteristica che devono avere tutti i modi di vibrare è avere un fattore di smorzamento minore del 10%; i segnali usati per l'analisi devono poter essere assunti stazionari.

Infine vengono identificati i primi sei modi di vibrare dell'impalcato, prima e dopo del rifacimento della pila numero 2; si nota che la seconda campata che poggia sulla pila 2 presenta una frequenza più bassa e una forma modale anomala rispetto alle altre. Questa risposta particolare può essere assoggettata a una rigida rotazione indotta dall'erosione. Anche per la pila numero 4 c'è un comportamento anomalo, ma questo è causato dal fatto che c'è un accumulo di materiale attorno alla pila (come riportato sotto figura 3.1a). Dopo il rifacimento della pila numero 2 si può notare che è

scomparsa l'anomalia sulla forma modale sulla campata numero 2; anche quella sulla pila numero 4 è scomparsa, perché è stato rimosso l'accumulo di detrito. Esiste ancora una differenza sulle frequenze riguardanti la campata 2 e 3: questo può essere giustificato dal fatto che hanno la stessa condizione di vincolo della nuova pila, che è differente dalle altre (come riportato in figura 3.1b).



Figura 3.1 Forma modale e frequenze del primo modo di vibrare prima e dopo del rifacimento della pila numero 2

Il secondo problema che viene preso in considerazione è la risposta della pila, usando la risposta dinamica indotta dalle vibrazioni del traffico. L'erosione della pila si verifica maggiormente sul lato monte della pila. Questo crea un comportamento asimmetrico che viene misurato da accelerometri posizionati sul plinto di fondazione; ogni punto di misura sarà differente perché ci sono delle condizioni di supporto non regolari. Viene usata la matrice di covarianza dei segnali per descrivere lo stato di erosione sotto le diverse pile.

In questo studio si compie anche una simulazione numerica con il software COSMOS/M. Nel modello vengono solo riportati gli elementi principali che caratterizzano un ponte; l'interazione terreno e pile di fondazione era modellata con una distribuzione di molle verticale e orizzontale. Esse sono assunte in campo elastico lineare e la modellazione dell'erosione viene fatta sopprimendo le molle nella parte più alta. L'analisi modale del ponte, nelle condizioni di erosione o non, mostra modeste differenze nella frequenza naturale e nei modi di vibrare; per compiere l'analisi viene applicata una forza esterna verticale su una carreggiata e poi sull'altra, con un valore di 310 kN e di una durata di 0.02 s. Poi viene diagrammato il valore della varianza per tre profondità di scavo differenti: si ottiene come risultato che più la buca di erosione diventa profonda più si ha un comportamento asimmetrico, come riportato in figura 3.2. Lo stesso comportamento, ma meno marcato, si ottiene se il carico è applicato sulla carreggiata opposta alla buca di erosione; queste considerazioni permettono di identificare la buca di erosione.



Figura 3.2 Rappresentazione del comportamento asimmetrico al progredire dell'erosione.

Oltre alla simulazione numerica. viene anche fatta una prova in campo. In questo caso vengono posizionati 12 accelerogrammi sulla piastra di fondazione; le sollecitazioni vengono indotte con il passaggio di tre diversi tipo di camion e anche in questo caso si differenzia il passaggio sulle due carreggiate. Vengono anche rimosse le frequenze al di fuori del intervallo 1-10 Hz. I valori della varianza sono più alti e più disuniformi per la pila numero 2. La figura 3.3 mostra l'asimmetria dovuta all'erosione per passaggio sulla carreggiata di monte, allo stesso modo di com'è anche stato rilevato dall'analisi numerica. Al contrario, sulla carreggiata di valle, i dati rilevano che i valori della varianza sono un po' più bassi e con una leggera asimmetria, come riportato anche dall'analisi numerica. Infine vengono fatte le misurazioni dopo il rifacimento della pila: si ottiene un comportamento completamente simmetrico della pila, invece le altre pile rimangono invariate (figura 3.4).



0.015 0.005 0.005 0.005 0 0 0 2 4 6 8 10 12receiver position [m]

Figura 3.3 Dati ricavati dal passaggio sulla carreggiata di monte sulla pila numero 2 prima del rifacimento della pila.

Figura 3.4 Dati ricavati sulla pila numero 2 dopo il rifacimento della pila.

In questo studio si può notare il grande potenziale dell'uso della dinamica per monitorare l'erosione, come evidenziare le differenze di comportamento delle singole pile comparate con le altre e se, ripetute in tempi diversi, esse possano monitorare l'evoluzione dell'erosione. I dati sperimentali mostrano che test dinamici possono identificare l'erosione delle pile. Questo è stato fatto per le fondazioni su pali, ma si ottengono risultati simili anche su altri tipi di fondazione o schemi strutturali. Questa strategia non è rivolta alla determinazione quantitativa dell'erosione, ma la variazione della varianza lungo l'elemento strutturale fornisce un significante indice per determinare la presenza e la localizzazione dell'erosione.

3.2 An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour. L.J. Prendergast, D. Hester, K.Gavin, J.J.O'Sullivan 12 Settembre 2013

In questo lavoro si vuole investigare sulla possibilità di conoscere l'erosione basandoci sulle misure di accelerazione. Si nota che sia la forma modale che le frequenze naturali nella direzione orizzontale sono sensibili all'erosione. La novità di questo studio sta nel fatto di sviluppare un modello numerico tenendo conto dell'interazione suolo-struttura, permettendo di stimare la profondità di erosione, osservando la frequenza naturale e usando accelerometri piazzati sulle fondazioni delle strutture. In realtà la risposta dinamica è molto influenzata dall'impalcato, però in questo studio si fa riferimento solo ad una singola pila.

Prima di tutto fecero un modello in laboratorio: esso consisteva in un serbatoio riempito di sabbia compattata, con al centro un profilo d'acciaio inserito all'interno della sabbia e con un accelerometro piazzato in testa al profilo capace di misurare fino a 1000 Hz. Il sistema viene eccitato da forza d'impulso; l'erosione viene modellata togliendo strati superficiali di sabbia (livello A stato indisturbato, livello E stato con 200mm di erosione), poi si processano i dati misurati tramite Matlab. Come risultato si ottiene che all'aumentare dell'erosione si ha un aumento del periodo e quindi una riduzione della frequenza, come si può notare dalla figura 3.5.



Figura 3.5 Descrive il cambiamento della frequenza al variare dell'erosione.

In seguito si volle studiare l'effetto dell'acqua sulle vibrazioni naturali. Allora si saldarono tre profili differenti nel serbatoio che venne riempito d'acqua; le frequenze naturali furono testate in acqua e in aria; infine venne anche calcolata la frequenza in modo analitico per contromisura $f_1 = \frac{1}{2\pi} (1.875)^2 \sqrt{\frac{El}{\rho AL^4}}$. Ci sono delle piccole differenze tra la frequenza ricavata in aria e quella calcolata analiticamente: questo può essere dovuto al fatto che non si ha un perfetto incastro. Si ottiene che il profilo più rigido ha la percentuale di variazione tra la frequenza in acqua e in aria più bassa. Questo deduce che le pile di un ponte sono molto più rigide e quindi la frequenza naturale in aria è praticamente la stessa dell'acqua.

Si fecero anche prove in campo a grandezza reale (figura 3.6). In questo sito si fecero delle prove con il cono penetrometrico e con l'analisi di onde superficiali in multi canali (MASW) per ottenere il modulo di taglio a piccole deformazioni. Queste prove erano condotte in condizioni simili a quelle in laboratorio, cioè in un terreno sabbioso suddiviso in tredici strati per avere diverse profondità di erosione. Venivano posizionati degli accelerometri in testa capaci di arrivare fino a 1000 Hz. Per modellare l'erosione veniva tolto del materiale con passi di 50cm e infine veniva applicata una forza impulsiva sulla testa del profilo.



Figura 3.6 Schema rappresentativo della prova in campo

Ai dati ricavati si applica la trasformata di Fourier. Vengono scartate le frequenze che sono figlie della forza impulsiva nella zona di impatto. L'interesse di questo lavoro è di determinare il picco di frequenza del primo modo di vibrare, come varia al variare dell'erosione. Per ottenere un limite superiore del range delle frequenze dovute all'erosione, si usa il modello analitico della mensola rigidamente incastrata e si ottiene che questo limite è di 63.8 Hz. Come risultato si consegue che si ha una riduzione della frequenza naturale con l'aumento dell'erosione (figura 3.7), in accordo con i dati ottenuti in laboratorio.



Figura 3.7 Variazione della frequenza con l'aumento dell'erosione per la prova in campo.

Per individuare la profondità di erosione è necessario sviluppare un modello ad elementi finiti. Ciò viene fatto attraverso una simulazione numerica su Matlab; molto importante è modellare accuratamente l'interazione suolo-struttura. Nella simulazione numerica la pila è supportata da una serie di molle orizzontali, riferendosi alle ipotesi di Winkler; l'erosione è simulata dall'eliminazione delle molle partendo dalla superficie. La risposta del modello discreto agli elementi finiti viene causata da una forza impulsiva ed è descritta dall'equazione dinamica del moto $([M_G]\ddot{x}_p+[C_G]\dot{x}_p+[K_G]x_p=F_{Ext})$. La matrice di massa e quella di rigidezza sono note in base ai dati del problema; invece la matrice di smorzamento è considerata una combinazione lineare della matrice di massa e di rigidezza. Il rapporto di rigidezza è ottenuto da un processo di adattamento con una curva esponenziale. La risposta dinamica del sistema è calcolata risolvendo l'equazione differenziale di secondo grado, usando l'integrazione numerica (con lo schema di Wilson Theta Method). Gli autovalori sono le frequenze naturali, mentre gli autovettori sono le forme modali corrispondenti. Per controllare la bontà di questo modello numerico, viene modellata la stessa struttura con le stesse ipotesi su un programma commerciale (PATRAN); con i due diversi metodi si ottengono praticamente gli stessi risultati. Una parte molto importante della modellazione numerica è quella di valutare la rigidezza da assegnare alle molle; per fare questo si percorrono due strade:

- Ricavare il modulo di taglio a piccole deformazioni (G_o), da cui ottenere il modulo di Young's $E_o=2G_o(1+v)$. Si ricava così la rigidezza unitaria che è funzione di E_o , diametro della pila, momento d'inerzia, modulo di Young della pila e coefficiente di Poisson: $K = \frac{1.0E_o}{1-v^2} \left[\frac{E_0 D^4}{E_p l_p} \right]^{1/12}$. Infine la rigidezza della molla è data moltiplicando la rigidezza unitaria per l'interspazio tra le molle.
- Il secondo modo si basa sul modello di Winkler per l'interazione tra pila e terreno, con un sistema di molle disaccoppiate. La rigidezza della molla è definita secondo il modulo secante della curva sforzo deformazioni; queste curve vengono ricavate da un database. Un modello iperbolico era proposto come risposta della pila, il quale permette di determinare gli spostamenti; si entra nelle curve precedentemente descritte e si ricava la rigidezza della molla. In questo caso si prende anche in considerazione la non linearità della molla.

La rigidezza delle pile in laboratorio viene calcolata basandosi su un secondo metodo proposto. Però le accelerazioni e le frequenze ottenute sono diverse da quelle sperimentali. L'errore del modello numerico è dovuto al metodo usato per determinare la rigidezza della molla; infatti il secondo metodo

è considerato piuttosto conservativo e quindi sottostima la rigidezza della molla. Questo modello numerico non simula correttamente il comportamento della pila in laboratorio. Allora partendo dall'ipotesi che la sabbia attorno la pila è stata compattata tutta allo stesso modo e scegliendo una rigidezza uniforme con la profondità, si ottiene una buona somiglianza tra il segnale ricavato sperimentalmente e quello ricavato numericamente. Con questo approccio si può stimare la profondità di erosione usando un modello numerico. Anche per la pila di dimensioni reali viene fatto un modello numerico e si sceglie di farlo semplicemente 1D; come detto prima viene solo preso il range di frequenze minori di 63 Hz, cioè si applica un filtro passa basso. I risultati numerici sono stati simulati usando la rigidezza della molla derivata dal Go, ottenuto dalla velocità di taglio e dalla correlazione con la CPT. Si ottengono risultati molto simili tra il modello numerico e i dati registrati in campo; questa ipotesi è piuttosto buona e può essere usata per valutare la profondità di erosione. Invece per quanto riguarda il secondo metodo di calcolo della rigidezza delle molle, si può notare una tendenza a sottostimare la risposta in frequenza per piccole profondità di erosione, mentre per alte profondità di erosione si tende a sovrastimare. Quindi si preferisce non usarlo. Infine si nota che le frequenze naturali sono inversamente proporzionali alla profondità di erosione. Una cosa molto importante è la posizione del piazzamento dell'accelerometri. Essi devono cogliere l'effetto globale della struttura e non solo l'effetto locale. Un'altra osservazione che si può fare è che la variazione di frequenza sta ad indicare che c'è una perdita di rigidezza. Questo può essere causato sia dall'erosione sia dagli eccessivi cicli di carico: quindi possiamo dire che gli accelerometri misurano direttamente il pericolo strutturale.

3.3 Rapid assessment of foundation scour using the dynamic features of bridge superstructure. Adel Elsaid, Rudolf Seracino _ 3 October 2013

In questo articolo viene fatta una simulazione numerica del ponte realizzato in laboratorio da Catbas (2008), rappresentato in figura 3.8. Viene fatto un modello ad elementi finiti usando SAP 2000, tale che la differenza tra frequenza naturale del modello agli elementi finiti e quella derivante dai risultati sperimentali, per le prime cinque forme modali, non discostasse più dell' 8%. L'erosione viene modellata con un aumento dell'altezza della pila centrale.



Figura 3.8 Modello in laboratorio proposto da Catbas.

I risultati dell'analisi portano a dire che le caratteristiche dinamiche della forma modale degli spostamenti verticali è insensibile all'erosione (figura 3.9). Queste possono essere usate per valutare il danno dell'impalcato.

Invece le caratteristiche dinamiche della forma modale degli spostamenti orizzontali mostrano un significante cambiamento dovuto all'erosione (figura 3.10). Infatti aumentando l'altezza della pila diminuisce la rigidezza flessionale e la frequenza naturale decresce. Questo permette di quantificare l'erosione.



Figura 3.9 Forme modali verticali con l'aumento dell'erosione

Figura 3.10 Forme modali orizzontali con l'aumento dell'erosione

Il secondo e il quarto modo di vibrare sono insensibili all'erosione, perché la posizione della pila è nel punto di flesso degli spostamenti della forma modale; poi si nota che non è possibile quantificare il danno con solo il primo modo di vibrare.

Questa struttura viene anche realizzata in laboratorio, studiando la posizione ottimale degli accelerometri. La sollecitazione veniva provocata dall'impatto di un martello in diverse localizzazioni. Si calcolò la funzione di risposta; i picchi di questa funzione erano le frequenze di risonanza del sistema. Anche i risultati sperimentali erano concordi con il modello numerico, l'unica differenza stava nel fatto che il valore delle frequenze naturali non erano le stesse, a causa della non perfetta congruenza dei due sistemi di appoggio per le due simulazioni.

Per determinare il danno strutturale si possono usare le curvature delle forme modali. Il valore della curvatura (υ ^{''}=M/EI) aumenta se c'è una fessura o un danno, perché la rigidezza flessionale è ridotta in quella sezione; il valore della curvatura può essere calcolato dagli spostamenti delle forme modali, usando le differenze centrali:

 $V_{q,i}^{\prime\prime} = \frac{v_{q,i+1} - 2v_{q,i} + v_{q,i-1}}{h^2}$ (dove v_i è lo spostamento della forma modale del nodo i, h è la distanza tra 2 nodi; questo valore di curvatura si calcola per ogni modo di vibrare q).

Viene introdotto un fattore di danno della curvatura come una media delle differenze tra la curvatura della struttura intatta e quella della struttura danneggiata:

 $CDF = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} |v_{oi}'' - v_{di}''|$ (dove N è il numero totale di modi considerati, o indica il valore della curvatura per il caso senza erosione e invece d indica il valore della curvatura per il caso con erosione).

Questo parametro è capace di quantificare e localizzare l'erosione (figura 3.11).



Figura 3.11 CDF calcolata per i primi 5 spostamenti orizzontali delle forme modali, con un'erosione di 0.4m.

La misura dinamica della matrice di flessibilità rappresenta un metodo per indicare il danno. La matrice di flessibilità è l'inverso della matrice di rigidezza e riflette la relazione che c'è tra la forza statica applicata e gli spostamenti. Ogni colonna della matrice rappresenta gli spostamenti nodali della struttura dovuti ad una forza applicata. Può essere stimata come $[G] \approx [\Phi][A]^{-1}[\Phi]^T$, dove [A] è la matrice contenente il reciproco del quadrato delle frequenze naturali e $[\Phi]$ sono le forme modali normalizzate secondo la massa. Si può concludere che se il livello di erosione aumenta la deflessione orizzontale aumenta; questo è attribuito al decremento della rigidezza flessionale con l'aumento della lunghezza della pila. Facendo la differenza tra i vari vettori di deflessione si può ricavare che il picco coincide con la localizzazione dell'erosione. Incrementando il livello di erosione, la differenza della deflessione può essere usato per quantificare l'ammontare dell'erosione così come la localizzazione (figura 3.12).



Figura 3.12 Rappresenta la differenza della deflessione dallo stato senza erosione

Infine l'ultimo parametro è la curvatura della flessibilità base. Il concetto che sta alla base è che la perdita di rigidezza produce un incremento della curvatura, però il cambiamento in curvatura è ottenuto da spostamenti vettoriali, calcolati usando la matrice di flessibilità. Dove l'erosione si verifica c'è un picco nel cambiamento di curvatura, ma sperimentalmente si ricava che il cambiamento di curvatura è incapace di identificare la posizione dell'erosione, come viene descritto in figura 3.13.



Figura 3.13 Rappresenta la curvatura con un'erosione di 0.4m

Prima di fare un'analisi e registrare i dati reali su un ponte, è buona norma fare uno studio numerico per ottimizzare la frequenza di campionatura e la localizzazione degli accelerometri; come metodo usato per determinare l'erosione, la risposta dinamica è molto semplice e veloce, non ha bisogno di un monitoraggio continuo. Però, per applicare questi metodi in modo preciso, bisognerebbe avere la condizione iniziale senza erosione, poi ogni volta che si verifica un evento idro-meteorico, rifare le analisi e confrontarle con la condizione iniziale. In questo modo si riesce anche a quantificare l'erosione.

3.4 Determination of scoured bridge natural frequencies with soilstructure interaction. S.H.Ju _ 20 ottobre 2011

Nel seguente articolo l'interazione suolo-struttura viene risolta basandosi sull'equazione dinamica del moto, $M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -M(I_X\ddot{u}_{gx})$ dove M è la matrice di massa, C è la matrice di smorzamento, K è la matrice di rigidezza, I_x è un vettore le cui componenti sono 1 se il grado di libertà è attivo nella direzione x altrimenti è 0 e \ddot{u}_{gx} è l'accelerazione del terreno. Il rapporto tra la massa partecipante all'i-esimo modo di vibrare e l'intera massa è usato per valutare l'importanza del singolo modo di vibrare. L'interazione tra acqua e struttura è basata sulla formulazione del potenziale. Lo smorzamento del terreno e dell'acqua è poco influente sulle frequenze naturali; per risolvere il problema degli autovalori si usa il metodo di Lanczos. La condizione al contorno può essere risolta mettendo dei rulli lungo la mesh di contorno; la dimensione della mesh del terreno deve essere meno di due volte la dimensione delle fondazioni in orizzontale. Un altro problema è quello di identificare quale modo di vibrare rappresenta la prima frequenza naturale per ogni direzione e per far ciò si risolve un grande sistema agli autovalori numericamente. Il ponte è composto da più campate poggiate su delle pile, è poggiato su uno strato di argilla inorganica di 10m, sotto uno strato di 40m di limo sabbioso e poi, al di sotto, sabbia dura. Questa stratificazione è ottenuta tramite la propagazione di onde.

In questo paragrafo si vuole investigare sull'accuratezza delle frequenze naturali ricavate tramite il modello agli elementi finiti e quelle misurate in campo; è difficile trovare che le forme modali si spostino in un'unica direzione: di solito spaziano nelle tre direzioni. Le misure reali vengono fatte sul ponte dell'alta velocità Taiwan. Viene misurata la velocità delle vibrazioni al centro della trave in direzione X e Y, poi il segnale composto dalle velocità viene trasformato nel dominio della frequenza usando la trasformata di Fourier. Alla fine si ottiene una buona accuratezza tra i due segnali. Per quanto riguarda il cambiamento delle frequenze naturali, dovuto alla profondità di erosione, ricavato tramite il modello agli elementi finiti, si osserva che la frequenza decresce con l'incremento della profondità di erosione e questo non è lineare, perché varia la larghezza delle pile e la rigidezza del suolo cambia con la profondità. Il cambiamento sulle frequenze naturali portato dall'interazione tra struttura e acqua è molto piccolo ed è molto complicato da calcolare; di solito viene trascurato. La rimozione del terreno sopra il plinto di fondazione in genere non causa problemi alla sicurezza del ponte, ma se l'erosione continua sulle fondazioni la pila può diventare instabile; sostenendo che con l'aumentare dell'erosione si ha un decremento della frequenza naturale, è possibile misurare l'erosione delle pile.

Un altro modo per determinare le frequenze naturali del ponte è modellare le fondazioni e il suolo tramite una matrice delle masse, dello smorzamento e della rigidezza; queste matrici possono essere ricavate tramite formulazioni empiriche o tramite gli elementi finiti. In questo lavoro viene usato il secondo metodo tramite una ricerca ai minimi quadrati. Infine i risultati ottenuti sono simili a quelli ricavati in campo, anche se trovare le matrici non è facile. Si nota anche che la frequenza naturale di un ponte è leggermente dipendente dalla matrice delle masse e da quella dello smorzamento, ma è altamente dipendente dalla matrice delle rigidezze.

3.5 A review of bridge scour monitoring techniques. L.j. Prendergast, k. Gavin _ 3 Febbraio 2014

Nella prima parte del articolo si descrivono gli strumenti diretti finora utilizzati per determinare la profondità di erosione sotto la pila (sono stati riportati nel capitolo 2.2.3). Nella parte successiva

vengono descritti i metodi che usano il cambiamento delle proprietà dinamiche della struttura, per identificare l'erosione. Per utilizzare questi metodi di misura si ha bisogno di inclinometri e di accellerometri: l'inclinometro viene usato per misurare la rotazione relativa, causata da un differente cedimento. Esso però non dà indicazioni sulla profondità di erosione. Invece gli accelerometri permettono di misure le accelerazioni in diverse posizioni e usando l'analisi di Fourier inversa si possono ricavare le frequenze naturali del ponte. Esse sono collegate alle rigidezze della struttura e del terreno. L'erosione causa una concertazione di sforzi nel terreno rimanente attorno alla pila e conseguentemente si ha una riduzione della rigidezza.

Il primo lavoro di questo tipo descritto in questo articolo è: **Influence of foundation scour on the dynamic response of an existing bridg** di Foti e Sabia; esso è già stato riportato in questo capitolo della tesi.

Successivamente viene descritto il lavoro di Briau, il quale vuole indagare il comportamento di diversi strumenti di misurazione, in diverse condizioni di erosione, sia con esperimenti in campo che in laboratorio. In questo lavoro vengono piazzati gli accelerometri sulle pile nelle tre direzioni (flusso dell'acqua, traffico e verticale) e poi la sollecitazione viene applicata tramite un urto con un martello di gomma sulla struttura, per quanto riguarda le prove in laboratorio. Partendo da questi dati si possono fare due analisi:

Trasformazione inversa di Fourier per ottenere il contenuto in frequenza. In questo caso viene determinato in cambiamento della frequenza del primo, secondo e terzo modo di vibrare al progredire dell'erosione che in questo caso viene tradotto con il passare del tempo (il tempo 0 è la condizione indisturbata, mentre man mano che il tempo trascorre si ha l'aumento dell'erosione). Il seguente risultato è riportato in figura 3.14, si nota che il secondo e il terzo modo hanno una diminuzione più importante dalla frequenza dopo la terza ora e mezza rispetto al primo modo di vibrare, dove questo si verifica in modo meno evidente.



Figura 3.14 Variazione della frequenza per il primo, secondo e terzo modo di vibrare.

• root mean square (RMS) = $\frac{a_x}{a_y} = \frac{\sqrt{\frac{a_{x1}^2 + a_{x2}^2 + \dots + a_{xn}^2}{n}}}{\sqrt{\frac{a_{y1}^2 + a_{y2}^2 + \dots + a_{yn}^2}{n}}}$ dove x, y e z indicano le tre direzioni in cui

si compiono le misure: direzione della corrente, direzione del traffico e direzione verticale; n è il numero totale di accelerazioni valutate durante il periodo di calcolo, $a_{x1...} a_{xn}$ sono le accelerazioni misurate in uno stesso periodo di calcolo in direzione della corrente e allo stesso modo per le altre direzioni. Come si può notare in figura 3.15, i valori del rapporto tra le accelerazioni che identificano meglio l'erosione sono traffico-flusso e traffico-verticale.



Figura 3.15 Descrive i tre valori di RMS al progredire dell'erosione.

Queste prove in laboratorio sono comparare con modelli numerici usando il software LS-DYNA. Con questo metodo si riesce anche a quantificare la condizione critica della struttura, cioè quella che porta al collasso della struttura. Come risultato si ottiene che il rapporto delle accelerazioni è concorde tra i due metodi per fondazioni superficiali, invece è solo parzialmente comparabile per fondazioni profonde. Infine vengono fatte delle prove in campo ma si conclude che gli accelerometri non danno risultati soddisfacenti come in laboratorio, perché si pensa che sia dovuto alla bassa eccitazione provocata dal traffico, che mette in gioco poca energia. Comunque si sostiene che questi metodi abbiano un grande potenziale, nonostante siano ancora necessarie molte indagini e ricerche. Hussein ha elaborato un modello numerico dell'impalcato con le pile incastrate alla base. Per valutare l'effetto dell'erosione, vengono allungate le pile; il modello è stato creato con SAP2000. Secondo Hussein, l'erosione ha un limitato effetto sui modi di vibrare verticali, ma un marcato effetto sui modi di vibrare orizzontali; ciò viene anche confermato da sperimentazioni in laboratorio. La sensibilità maggiore all'erosione si ha per il primo, terzo e quinto modo orizzontale; questa considerazione è anche ricavata nell'articolo **Rapid assessment of foundation scour using the dynamic features of bridge superstructure** di Adel Elsaid, Rudolf Seracino.

In questi modelli non viene presa in considerazione l'interazione suolo-struttura che è molto importante in questi problemi. Prendergast, partendo da questi lavori, ha aggiunto un modello di interazione tra terreno e struttura; questo lavoro è già stato descritto in precedenza: **An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour** di L.J. Prendergast, D. Hester, K.Gavin, J.J.O'Sullivan.

Successivamente si vuole identificare se i tipi di connessione tra pile e impalcato e la geometria del ponte possono avere lo stesso comportamento generale, per quanto riguarda la risposta dinamica della struttura. Il risultato di questa analisi è che le caratteristiche dinamiche sono abbastanza sensibili alle condizioni al contorno assunte e alla geometria della struttura. All'aumentare dell'erosione si ha sempre una frequenza più bassa, ma il valore di questa diminuzione cambia da caso a caso.

3.6 Scour evaluation for foudation of a cable-stayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure. Chien-Chou Chen, Wen-Hwa Wu, Fong Shen-Wei Wang 14 Aprile 2014

In questo lavoro si prende in considerazione un ponte reale, si fanno nelle misurazioni sulla dinamica del ponte nelle diverse direzioni sull'impalcato, dentro la trave dell'impalcato e in testa alla pila. Tramite un dettagliato modello agli elementi finiti, si valuta la congruenza con i dati registrati e si fa una particolare attenzioni alle condizioni al contorno che si applicano; combinando i due risultati, si può ricavare l'erosione sulle pile.

Il ponte preso in considerazione è quello di Kao-Ping-Hsi (figura3.16):si tratta un ponte strallato con la trave dell'impalcato cava; i cavi, sostenuti da una pila centrale (P1), sorreggono la trave, che è sostenuta a sua volta da altre due spalle (A1, P2).



Figura 3.16 Rappresentazione del ponte reale Kao-Ping-Hsi

Si è scelto questo perché il clima mondiale sta cambiando: ci sono sempre più inondazioni e questo può portare ad una diminuzione della sicurezza del ponte. quindi si vuole capire la profondità di scavo e poi fare un monitoraggio a lungo termine per comprendere l'evoluzione dell'erosione.

Le misurazioni vengono fatte su tutto l'impalcato, al suo interno, sulla pila 1, cioè quella in cui sono collegati tutti i cavi, sulla pila 2, nel letto del fiume, e infine su tutti i cavi. Lo strumento usato per misurare le vibrazioni è un velocimetro VSE-15D della Tokyo Sokushin, con una durata di campionamento di 300s e una campionatura a 200 Hz. In tutti questi punti le misurazioni vengono fatte nelle tre direzioni principali; questo è teso ad identificare i parametri modali in tutte le direzioni. Da questo segnale si usa la trasformata di Fourier per ricavare le frequenze principali. La risposta della struttura non può essere solo collegata alla frequenza modale del sistema, ma è anche figlia dell'eccitazione esterna. Ci possono anche essere dei picchi di frequenza che si verificano in più direzioni. Questo indica che il modo di vibrare è presente in diverse direzioni.

Nel modello agli elementi finiti si nota che le condizioni al contorno sono molto importanti per avere un risultato coerente con la realtà. Il software utilizzato è SAP2000. Si producono due modelli. Al primo si applica una semplificazione: non si modellizza la pila 2, ma si mette solo la condizione di vincolo, ritenendo la modellizzazione di tale pila non rilevante sul comportamento dinamico dell'intero ponte; si fa una comparazione tra le frequenze modali ottenute dall'analisi numerica e dalle misure reali. La modellizzazione del suolo attorno alle pile viene fatta tramite delle molle con una rigidezza calcolata tramite le formule empiriche di Akai e Takahashi (K[tf/m³]=502N^{0.37}) per l'argilla e di Fukuoka e Uto (K[tf/m³]=691N^{0.406}) per la sabbia, dove N è il numero di colpi ottenuti dalla prova di penetrazione. In questo caso il terreno circostante la pila è di tipo sabbioso e argilloso. Dall'analisi modale si ricavano le varie frequenze modali e le loro corrispondenti forme modali. La differenza tra le frequenze modali ricavate dalle due strade diverse non è uniforme. Per eliminare questo, si possono fare degli aggiustamenti riguardanti le proprietà del materiale ed i parametri della sezione e modificare le condizioni di supporto. Con la modifica delle condizioni al contorno, l'errore tra le due analisi in tutte le direzioni è diventato più piccolo e uniforme; possiamo ritenere che il modello agli elementi finiti ha raggiunto un'eccellente accuratezza. Le condizioni di vincolo nel modello vengono schematizzate in direzione assiale da una molla elastica di rigidezza pari a 1.8*10⁷ tf/m; e invece la rigidezza dovuta alla rotazione è stata assunta pari 1.3*10⁷ tf-m.

Un'altra analisi viene fatta per valutare lo stato di erosione della pila 2. Si osserva che sotto la pila 1 c'è stato un deposito di 5 metri e sotto la pila 2 c'è stato uno scalzamento delle fondazioni, ma non si conosce l'entità. Per fare questo è necessario incorporare la pila 2 nel modello agli elementi finiti. L'interazione con il terreno viene modellata allo stesso modo della pila 1; comparando i risultati con l'altra modellazione si nota che le frequenze modali e le forme modali nelle differenti direzioni rimangono essenzialmente inalterate. Questo verifica la validità di trattamento che si è usato nella prima modellazione, anche se alcuni modi flessionali verticali della pila sono ricavati solo nel nuovo modello. I tre parametri chiave di questa analisi sono: la rigidezza del suolo e il livello dell'alveo in vicinanza della pila 1 e della pila 2. Si vuole trovare la relazione che c'è tra questi parametri e le frequenze modali, però è molto difficile da identificare, perché la perdita di rigidezza del suolo ha la stessa influenza dell'aumento dell'erosione. In questo lavoro si conosce il livello del suolo sotto la pila 1. Le frequenze modali dell'impalcato non sono influenzate dalla pila 2 e dal suo terreno circostante. Attraverso il modello agli elementi finiti viene condotta un'analisi variando l'altezza di deposito sotto la pila 1 e poi rilevando quali frequenze modali sono affette da questa variazione; si nota che le frequenze che cambiano sono per il primo modo flessionale orizzontale, per il secondo modo torsionale (figura 3.17). Il valore della frequenza di questi due modi incrementa con l'aumento dell'altezza dei sedimenti depositati; essi vengono anche scelti per valutare la rigidezza del suolo in questo lavoro.

Mode	Modal frequency for different deposit heights of pylon (Hz)						
	1 m	3 m	5 m	7 m	9 m		
BV1	0.273	0.274	0,274	0.275	0.275		
BV2	0.524	0.524	0,525	0,526	0.527		
BV3	0.850	0.850	0.850	0.851	0.851		
BH1	0.973	0.985	0.997	1.009	1.021		
BH2	1.365	1,367	1,368	1.369	1.371		
BH3	2,246	2,246	2,246	2,246	2,247		
A1	2.416	2.416	2,416	2,416	2,417		
A2	2.842	2.843	2.843	2.844	2.844		
T1	0.742	0.743	0.744	0.747	0.750		
T2	1.474	1.485	1.496	1.508	1.520		

Figura 3.17 Identificazione delle frequenze riferite ai modi di vibrare che sono influenzati dall'erosione

Per definire la rigidezza ottimale del suolo si introduce un errore relativo medio ($E = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{f_i - f_{i}}{f_{i}}\right)^2}$ dove f_i deriva dal modello, invece f_i deriva dalle misurazioni fatte in campo e n è il numero di modi presi in considerazione), il quale viene calcolato per diverse profondità e diverse percentuali della rigidezza del suolo. Questi valori sono riportati in figura 3.18; conoscendo la profondità del suolo si ricava la percentuale di rigidezza che ha il valore più piccolo dell'errore.

Weighted soil stiffness (%)	Average relative error of modal frequencies at different deposit heights of pylon (%)					
	1 m	3 m	5 m	7 m	9 m	
100	3,121	1.924	0.962	0.723	1.669	
110	2.227	1.129	0.820	1.067	2,165	
120	1.333	0.882	0.657	1.644	2.660	
130	1.011	0.785	1.170	2.190	3,209	
140	0.914	0.677	1.676	2,717	3.759	

Figura 3.18 Valori di E per differenti rigidezze e profondità

Questa rigidezza viene utilizzata poi per valutare il livello di erosione sotto la pila 2. Questo valore è molto difficile da determinare perché è frutto di due parametri: la rigidezza e la profondità, che hanno lo stesso effetto, quindi lo stesso risultato può essere raggiunto modificando la rigidezza o la profondità. Da questi risultati si può ottenere che per altezze di deposito basse l'errore decresce con l'aumento della rigidezza del suolo; invece per altezze grandi l'errore aumenta con l'aumento della rigidezza (vedi figura 3.18).

Per valutare la profondità di erosione della pila 2, viene usata la rigidezza ottimale calcolata prima. Si nota che tutte le frequenze modali ricavate dall'impalcato non sono influenzate dalla profondità di erosione della pila 2, in quanto quest'ultima è di piccole dimensioni ed ha una debole connessione con l'impalcato. Allora vengono valutati i due modi flessionali della pila, che sono sensibili alla profondità della sua erosione: con l'aumento della profondità di erosione si ha un decremento della frequenza. Le vibrazioni vengono misurate in testa alla pila: viene fatta variare la profondità di erosione del modello affinché l'errore con quello misurato in campo sia minimo; questo indica che la profondità di scavo presunta sia di 3,5 m, come riportato in figura 3.19.

Average relative error of modal frequencies at different scour depths (%)								
0 m	1 m	2 m	2,5 m	3 m	3.5 m	4 m	5 m	
11.67	8,29	4.87	3.09	1.44	0.33	1.97	5,35	

Figura 3.19 Valori di E per determinare la profondità di erosione della pila 2.

Per verificare il risultato dell'erosione della pila 2, si compie una misura diretta, tramite un filo, un piombino e una boa. Si ricava che il livello del terreno circostante la pila non è uniforme, considerando l'erosione media: i risultati ottenuti tramite i due metodi possono essere considerati congruenti.

3.7 Influence of scour effects on the seismic response of reinforced concrete bridges. Zhenghua Wang, Leonardo Duenas-Osorio, Jamie E. Padgett 31 Luglio 2014

Questo articolo focalizza la sua attenzione sulla possibilità che si verifichi nello stesso momento l'erosione ed il terremoto. Molti precedenti studi trattano separatamente i casi. L'erosione causa la degradazione della capacità delle fondazioni: questo influenza il comportamento dinamico e la risposta sismica del ponte. Ghosn (2003) propose di investigare sulla combinazione dei due eventi, basandosi sul modello di Ferry-Borges con la simulazione Monte Carlo. Questo metodo può essere usato per ponti semplici; invece per strutture più complicate non riesce a catturare la complessità del problema.

Molti altri studi hanno focalizzato l'attenzione sulla risposta sismica di una colonna. Invece nel seguente studio si è cercato di prendere in considerazione tutto l'insieme del ponte, perché ogni componente ha un contributo significativo sotto diversi pericoli. Infatti l'erosione può aumentare la flessibilità delle fondazioni, la quale riduce la forza inerziale indotta dal sisma. Tipi di struttura e profondità di erosione diverse hanno un'influenza differente sulle caratteristiche geometriche e sul comportamento dinamico. In questo caso studio vengono presi in considerazione tre tipi di ponte più
rappresentativi negli Stati Uniti (figura 3.20, 3.21 e 3.22). Le dimensioni sono le più comuni per il National Brige Inventory database (2011).



Figura 3.20 Ponte a due campate con trave a Figura 3.21 Ponte a tre campate con travi semplicemente appoggiate. cassoni.



Figura 3.22 Ponte a tre campate con trave continua.

Per le analisi non lineari dinamiche viene usato il software OpenSees, il quale usa per ogni materiale la legge sforzo deformazione che deriva dal bilancio di energia (modello di Mander). Vengono fatti due tipi di simulazioni: modellando l'appoggio delle spalle come rulli oppure tramite una vera e propria modellazione delle spalle. L'interazione con il terreno viene descritta usando delle molle non lineari; le loro caratteristiche si basano sul lavoro di Nielson e Des Roches (2006). Vengono usati modelli bilineari per gli elementi elastomerici. Infine, l'interazione suolo-pila viene modellata tramite molle non lineari, descritte da Boulanger (1999) tramite l'angolo di attrito interno e la capacità portante ultima. Questi ultimi si ricavano tramite formule derivanti dall'American Petroleum Institute (1993); il terreno considerato è formato prevalentemente da sabbia. Il coefficiente di smorzamento delle molle è pari all' 1% ed è scelto in base al diametro delle pile, alla densità del suolo ed alla velocità delle onde. L'effetto di gruppo dei pali di fondazioni non viene preso in considerazione per la direzione verticale. L'erosione causa la perdita del supporto e attrito laterale; questo porta ad una diminuzione della capacità portante della fondazione. Per modellare l'erosione vengono rimosse le molle nella parte superiore per diverse profondità, fino ad arrivare a 5 m di erosione.

Si studia il comportamento dinamico dei diversi tipi di ponte sotto differenti profondità di erosione; in particolare si vuole osservare il cambiamento del periodo di vibrazione, il quale permette di determinare la forza che il terremoto trasferisce alla struttura. L'effetto dell'erosione riduce la rigidezza laterale e di rotazione delle aste e delle pile di fondazione: questo porta ad un allungamento del periodo di vibrazione della struttura. In particolare, si nota che solo per determinati modi di vibrare, che cambiano dal tipo di struttura, il periodo incrementa con l'aumento della profondità di erosione. Invece gli altri modi sono insensibili all'erosione: questo è dovuto al fatto che i diversi tipi di ponte hanno diversa flessibilità. Per un stesso ponte la sequenza dei modi di vibrare può anche cambiare con l'incremento della profondità di erosione. Generalmente l'erosione ha un significativo impatto sul primo modo traversale e sul primo modo longitudinale, mentre hanno una minore influenza sui modi torsionali. Inoltre i ponti che hanno l'impalcato semplicemente appoggiato tratto per tratto sono più sensibili all'erosione rispetto a quelli con la travata continua. Nel primo caso il tasso di crescita del periodo con la profondità è quadratico, nel secondo caso è lineare. La ragione di questa variazione è che nel ponte a travata continua si dà molto più peso alle spalle; questo risultato mostra che c'è una grande varietà di comportamento dinamico a seconda del tipo di ponte.

Si compie un'analisi temporale non lineare per calcolare la probabilità di superamento di un predefinito stato di danno della struttura. Si impongono diversi accelerogrammi derivanti da diversi terremoti. Viene calcolata la probabilità condizionata che la domanda superi la capacità dalla

struttura,
$$P[D \ge C|IM] = \phi\left(\frac{ln\left(\frac{S_D}{S_C}\right)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}\right)$$
 dove $\phi()$ è la funzione di distribuzione cumulativa normale

standard, D è la domanda della struttura, C è la capacità della struttura, S_D è il valore medio della domanda sismica, S_C è il valore medio della capacità della struttura, β_D è la deviazione standard logaritmica della domanda e β_C è la deviazione standard logaritmica della capacità della struttura. Quest'analisi viene fatta per le diverse componenti strutturali del ponte (colonne, fondazioni e impalcato), perché risultano avere proprietà strutturali diverse e un diverso impatto di funzionalità sulla struttura. La capacità limite associata ad uno stato di danno può essere descritta dal valore medio per le differenti componenti del ponte. I parametri usati per descrivere la domanda e la capacità di una struttura sono: la curvatura e gli spostamenti. Viene scelto il parametro che descrive meglio il danno: ad esempio, la curvatura descrive in modo più dettagliato il danno locale rispetto agli spostamenti sulle pile e colonne, perché si riferisce direttamente al picco delle tensioni in una determinata sezione. Tramite il calcolo della probabilità per diversi valori di erosione, si possono ricavare le curve di fragilità. Per le colonne viene scelto il picco di curvatura come indice di danno. Per le colonne del ponte con la trave a cassone (figura 3.20), si nota che più l'erosione aumenta, più la probabilità di superamento dello stato limite aumenta. Per il caso delle luci corte questa relazione



è lineare, figura 3.23 (a); invece, per il caso di lunghezze medie, più l'erosione aumenta più la probabilità di eccedenza ha un incremento minore, figura 3.23 (b).

Figura 3.23 Probabilità di eccedenza delle colonne per diversi valori di accelerazione e per diversi valori di erosione per un ponte con la trave a cassoni.

Questo è dovuto al fatto che l'erosione comporta due effetti sulla struttura: il degrado della capacità portante delle fondazioni e l'incremento del periodo di vibrazione del ponte. Un effetto simile può essere provocato da un isolamento sismico alla base. Gli altri due tipi di ponte, figura 3.21 e 3.22, hanno lo stesso comportamento generale, cioè con l'aumento dell'erosione decresce la probabilità di fallimento delle colonne (figura 3.24 (a) e 3.25 (a)), mentre incrementa la probabilità di fallimento delle pile, figura 3.24 (b) e 3.25 (b). Questo perché l'erosione diminuisce la domanda di curvatura delle colonne, ma aumenta la flessibilità delle pile di fondazione e crea un effetto di isolamento del ponte; quindi cresce il periodo di vibrazione. Però, al contrario, le pile di fondazione aumentano la domanda di curvatura all'aumentare dell'erosione.



Figura 3.24 Probabilità di eccedenza delle colonne e delle pile per diversi valori di accelerazione e per diversi valori di erosione con la trave semplicemente appoggiata.

Pagina | 57



Figura 3.25 Probabilità di eccedenza delle colonne e delle pile per diversi valori di accelerazione e per diversi valori di erosione con la trave continua.

Come parametro si sceglie la curvatura, perché gli spostamenti possono dare un'informazione sbagliata. Infatti se si guardano gli spostamenti in testa alle colonne, si vede che aumentano con l'aumentare dell'erosione, ma in realtà la domanda nelle colonne può anche diminuire. Da questi risultati si osserva che solo focalizzandoci sulla risposta della colonna può essere sottostimata la probabilità di fallimento dell'intero sistema. Un'altra analisi simile viene fatta sul disarcionamento dell'impalcato per il ponte con la trave semplicemente appoggiata. Si nota che la probabilità di fallimento incrementa significativamente con l'aumento della profondità di erosione: si ha un incremento degli spostamenti sull'impalcato. Si nota che il tasso di crescita della probabilità di fallimento; invece per valori alti si hanno piccoli salti di probabilità di fallimento, come rappresentato in figura 3.26.



Figura 3.26 Probabilità di eccedenza dovuta al disarcionamento dell'impalcato per diversi valori di accelerazione e per diversi valori di erosione con la trave semplicemente appoggiata.

La conclusione che si trae è che l'erosione ha un grande impatto sulla fragilità sismica di un ponte, ma l'effetto dell'erosione è diverso a seconda delle componenti che costituiscono i diversi tipi di ponte. L'effetto è già diverso cambiando solo le dimensioni e mantenendo la stessa categoria di ponte.

In questo paragrafo si vogliono individuare degli interventi sulla struttura stessa per mitigare la probabilità di fallimento del ponte. La filosofia usata per il progetto in zona sismica è la plasticizzazione di una parte della colonna per dissipare dell'energia e avere un comportamento duttile della struttura. Però, come abbiamo visto in precedenza, l'erosione trasferisce lo sforzo maggiore dalle colonne alle fondazioni e provoca il disarcionamento dell'impalcato. In questo articolo vengono studiate tre contromisure per diminuire la probabilità di collasso. Esse sono:

- l'incremento della profondità delle fondazioni;
- aumento della rigidezza;
- differenti tipi di fondazioni.

Viene compiuta la stessa analisi vista prima con un'erosione di tre metri, ma facendo variare la profondità delle fondazioni (13m-15m-17m). Il risultato rileva che l'influenza della lunghezza delle fondazioni è trascurabile per quanto riguarda la probabilità di collasso (figura 3.27), finché non si ha una perdita quasi totale della capacità portante della fondazione.



Figura 3.27 Probabilità di eccedenza al variare della lunghezza delle pile di fondazione.

Per quanto riguarda la rigidezza delle fondazioni, essa viene aumentata giocando sul diametro delle pile (0.3m-0.4m-0.5m), ma mantenendo la profondità di erosione fissa. Si compie l'analisi per ricavare la probabilità di collasso del ponte e si ottiene come risultato che, aumentando la rigidezza delle fondazioni, la probabilità diminuisce in modo significativo, figura 3.28 (b); un aumento della

rigidezza delle fondazioni porta ad avere meno deformazione, ma un aumento delle probabilità di collasso della colonna, figura 3.28 (a). Questo però è accettabile dal punto di vista della gerarchia delle resistenze: fondazioni più resistenti possono mitigare l'effetto dell'erosione sulla risposta sismica di un ponte.



Figura 3.28 Probabilità di eccedenza al variare della rigidezza delle pile di fondazione.

Infine vengono studiati tre tipi di fondazione diversa: pile, pozzi e pozzi di grandi dimensioni. Si nota una grande influenza tra i tipi di fondazione sulla risposta sismica. Il migliore tipo dal punto di vista prestazionale è rappresentato dai pozzi di grandi dimensioni, poi i pozzi e infine le pile. Una possibile spiegazione viene dedotta dal meccanismo di deformazione delle diverse fondazioni: infatti i pozzi di grandi dimensioni distribuiscono la deformazione lungo tutta la colonna e non solo in testa e al piede. In figura 3.29 (a) viene riportata la probabilità di eccedenza per quanto riguarda la colonna, invece in figura 3.29 (b) è rappresentata la probabilità di eccedenza della fondazione per i tre diversi tipi di fondazioni.



Figura 3.29 Riporta la probabilità di eccedenza delle colonne e delle fondazioni al variare del tipo di fondazioni.

Da questi dati si nota che le migliori fondazioni per un ponte costruito in zona sismica, con la possibilità di eventi piovosi, sono i pozzi di grande diametro.

L'ultima conclusione è che per calcolare la probabilità di fallimento c'è bisogno di un'analisi su tutti i componenti che costituiscono il ponte, altrimenti c'è il rischio di sovrastimare la probabilità di collasso.

3.8 Assessment of structural integrity of bridges under extreme scour conditions. John V.Klinga, Alice Alipour _ 3 Novembre 2014

L'erosione altera il comportamento statico e dinamico del ponte, lo conduce ad un'eccesiva deflessione e ad incremento delle sollecitazioni sulla struttura. Si nota l'esistenza di un comportamento non lineare tra l'interazione del suolo, pile e struttura.

In questo lavoro si vuole avere come risultato la risposta totale tra struttura e suolo, dopo un evento di piena, ed un approccio veloce e accurato per determinare l'erosione nella pratica ingegneristica.

Per modellare l'effetto dell'interazione tra suolo, pile e struttura, viene usato il modello alla Winkler, il quale consiste in una serie di molle non lineari che rappresentano il suolo circostante la fondazione; ci sono anche altri metodi che descrivono questa interazione, come il multi parametri e la continuità elastica, ma sono più complicati, difficili da applicare e infine non portano ad una precisione maggiore nei risultati, perché le incertezze sono troppo grandi rispetto all'errore commesso usando un metodo o l'altro.

Ci sono tre tipi di molle:

- Le molle p-y, le quali simulano lo sforzo applicato dal terreno alle fondazioni in modo orizzontale. Le caratteristiche variano a seconda del materiale incontrato e vengono calcolate tramite il metodo di Matlock (1960).
- Le molle t-z, le quali sono disposte verticalmente lungo la lunghezza della pila, simulando l'attrito tra terreno e pila. Per questo tipo di molle gioca anche un ruolo molto importante il tipo di costruzione delle pile. Per il calcolo delle caratteristiche si usa il metodo proposto da Meyerhof (1976).

• La molla q-z. Essa è applicata al piede della pila e rivolta verso l'alto; anche in questo caso viene usato il metodo proposto da Meyehof (1976).

In questo lavoro ogni pila di ogni gruppo è modellata con una serie di queste molle per rappresentare la resistenza verticale, laterale e di punta del terreno. Vengono modellati differenti profili di suolo; per ricavare le caratteristiche e le curve sforzo deformazione, vengono usati i metodi visti prima, i quali usano il rapporto di Poisson, densità, resistenza al taglio non drenata, deformazione al 50% di resistenza ultima e l'angolo di attrito interno. La resistenza ultima si ricava tramite relazioni che usano la prova SPT o CPT. Queste formule che vengono usate per ricavare le caratteristiche delle molle, sono congruenti alle pile di fondazioni. Quindi per altri tipi di fondazioni sono necessarie altre formule, perché ogni tipo ha una resistenza diversa al carico laterale o verticale.

Per studiare l'effetto del suolo sulla risposta dinamica del ponte in condizioni di erosione, vengono considerati quattro profili di suolo e un caso in cui il profilo non è uniforme per un gruppo di pali di fondazione; infine vengono analizzati due profili di suolo uniforme per un'asta di fondazione. La colonna viene divisa in tredici conci: il primo rappresenta l'incastro con la superstruttura, il secondo rappresenta la cerniera plastica, gli altri dieci elementi sono modellati in campo lineare elastico e infine l'ultimo è considerato come un'altra cerniera plastica. L'effetto delle spalle viene modellato tramite molle longitudinali, trasversali e verticali con le rispettive grandezze. Le pile sono modellate da elementi elastici lineari di altezza pari a 0.5m. Questo permette la modellazione con facilità e accuratezza dell'erosione; le molle vengono trattate secondo il modello Wen non lineare plastico proposto da Kornkasem (2001), il quale parte dalle curve di sforzo-deformazione viste prima:

$$k_{py,clay} = \frac{p_{max}}{8y_{50}} (1.2)^{-3/4} L_{py} \qquad F_{y,py} = p_{max} L_{py}$$
$$k_{py,sand} = \frac{K_{sz}}{A_{l\eta}} L_{py} \qquad F_{y,py} = A_{l} \eta p_{max} L_{py}$$
$$k_{tz} = \frac{f_{max}}{z_{cf}} (0.6^{-1/2} - 1) A_{tz} \qquad F_{y,tz} = f_{max} A_{tz}$$
$$k_{qz} = \frac{q_{max}}{3z_{cq}} (0.8)^{-2/3} A_{qz} \qquad F_{y,qz} = q_{max} A_{qz}$$

Dove p_{max} è la massima resistenza laterale, y_{50} è lo spostamento laterale con $p=p_{max}/2$ ($y_{50}=2.5D\epsilon_{50}$ con $\epsilon_{50}=0.01$ per argilla media e $\epsilon_{50}=0.007$ per argilla rigida e D diametro della pila), L_{py} è la

lunghezza della pila soggetta alla resistenza laterale, k_s è un coefficiente di modulo iniziale, z è la profondità dalla superficie, A_l è un coefficiente di carico, η è un coefficiente per la forma della pila, f_{max} è la massima forza di attrito laterale, z_{cf} è lo spostamento verticale critico, A_{tz} è l'area della pila soggetta ad attrito, q_{max} è la massima capacità portante, z_{cq} sono gli spostamenti verticali critici e A_{qz} è l'area della pila soggetta al carico di punta.

Per le fondazioni formate da un gruppo di pile, la resistenza non è la somma di ogni pila ma è sicuramente minore perché c'è un'interferenza tra le zone di plasticizzazione delle varie pile. Questo comporta una riduzione della rigidezza e della capacità ultima; il fattore di riduzione dipende dal tipo di terreno e dalla distanza delle pile. Per i casi delle pile singole le molle vengono applicate e trattate allo stesso modo delle fondazioni composte da un gruppo di pali.

Per determinare l'effetto dell'erosione sulla risposta strutturale, vengono condotti tre tipi di analisi: pushover, di deformazione e modale. Vengono studiati tutti i vari profili facendo variare la profondità di erosione con un incremento di 2 metri alla volta, fino ad arrivare agli 8.

L'analisi pushover consiste nell'applicare ad ogni nodo della struttura una forza che via via cresce. Poi vengono registrati gli spostamenti, il taglio e il momento per ogni nodo della struttura ad ogni step dell'analisi. Per la misura degli spostamenti su un gruppo di pile, viene calcolata la media degli spostamenti dell'insieme delle pile. Per confrontare diversi stati di erosione è necessario avere la stessa condizione di carico; in questo caso si sceglie di avere il 75% del carico necessario per il collasso della struttura. Per l'analisi di deformazione, si usa il peso proprio più la spinta dell'acqua e la spinta indotta dai detriti. Per questo tipo di analisi viene anche modellata una singola pila che viene caricata tramite il carico derivante dalla colonna e dal carico dovuto alla pressione dell'acqua; infine si incrementa il carico verticale e attraverso questa analisi si nota che la capacità di deformazione non viene ridotta significativamente. L'analisi modale è un procedimento lineare che tiene conto solo della rigidezza iniziale dell'insieme suolo-struttura. Come risultato si ottiene che il periodo naturale incrementa con l'aumentare dell'erosione; si ha che la struttura diventa meno rigida e che l'effetto dell'erosione diminuisce all'aumentare dei modi di vibrare.

Tra i risultati ottenuti tramite l'analisi pushover si notano diversi cambi di pendenza nel diagramma taglio alla base e spostamenti (figura 3.30). Il primo cambio sta a significare la chiusura dei giunti di espansione del ponte; il secondo è dovuto al cedimento della spalla. Da questo punto in poi l'incremento del carico esterno è interamente supportato dal terreno circostante le pile di fondazione.

Il terzo cambiamento di pendenza è osservabile maggiormente per i profili di suolo uniforme e senza erosione: questo rappresenta il maggiore contributo dovuto alle molle.



Figura 3.30 Risposta le curve derivanti dall'analisi pushover per un gruppo di pile in un suolo uniforme.

Come risultato si ottiene che gli spostamenti più piccoli si hanno per i terreni sabbiosi; invece per terreni argillosi si hanno cedimenti maggiori. Infatti gli spostamenti delle pile e delle molle variano a seconda degli strati e delle loro composizione. Si osserva che un gruppo di pile di piccolo diametro in argilla ha un'efficienza maggiore alla resistenza laterale in sabbia, invece per una singola pila si ha l'effetto contrario. Questo è dovuto al fatto che la resistenza della sabbia è altamente dipendente dalla resistenza superficiale, invece la resistenza dell'argilla dipende maggiormente dal numero di elementi resistenti. Inoltre si nota anche che l'argilla fornisce una rigidezza minore rispetto alla sabbia. Per quanto riguarda gli spostamenti laterali delle colonne e delle pile, si osserva un aumento della deformazione laterale con l'incremento dell'erosione. Si possono notare questi comportamenti in figura 3.31.



Figura 3.31 Spostamenti lungo la lunghezza delle colonne e del gruppo di pile (a) argilla media (b) argilla rigida (c) sabbia media e (d) sabbia densa.

Essendo il momento d'inerzia del gruppo di pile di fondazione più piccolo della colonna, quando viene rimosso il terreno intorno al gruppo di pile, la maggiore porzione di deformazione si trasmette a loro. Un'altra osservazione è che l'inizio delle deformazioni, nel caso della sabbia è molto vicino alla quota dell'erosione, invece per l'argilla è molto più in basso. Questo è dovuto al fatto l'argilla non fornisce un supporto rigido in confronto con la sabbia; si nota anche un drammatico incremento degli spostamenti per il caso della sabbia tra i 6 e gli 8 metri di erosione, come viene raffigurato in figura 3.31 (c) e 3.31 (d). Un'altra distinzione può essere ricavata comparando un gruppo di pile o

una pila singola. Per il gruppo di pile a zero elevazione si ricava che si annulla la rotazione, poi si ottiene un tratto verticale degli spostamenti; questo è spiegato dalla presenza del plinto di fondazione. Ciò si può notare in figura 3.32 (a).

Figura 3.32 Vengono rappresentati gli spostamenti con la profondità, (a) colonna e gruppo di pile, (b) colonna e pila singola in argilla media e (c) colonna e pila singola in sabbia media

Il momento e il taglio deve essere 0 ai piedi delle pile. La singola pila in argilla, invece, ha un comportamento un po' strano: nella parte più profonda della pila si ha un'inversione degli spostamenti e questo è sempre dovuto al fatto che la resistenza laterale di una pila di grande diametro nell'argilla è molto bassa. Questo si può notare in figura 3.31 (b). Per quanto riguarda il taglio nelle pile e nelle colonne, si osserva che aumentando l'erosione c'è un decremento della rigidezza laterale della struttura. Essa genera un passaggio di forza dalla substruttura alle spalle: quindi la massima forza di taglio sulla colonna tende a decrescere, invece normalmente la forza di taglio sulle pile tende a crescere con l'aumentare dell'erosione. Questo è causato dall'incremento della deformazione e della forza esercitata sulle molle (figura 3.33).

Figura 3.33 Forza di taglio nella colonna e nel gruppo di pile per il caso di sabbia media.

Per quanto riguarda il momento nelle colonne e nelle pile, si ha un effetto simile alla forza di taglio; è osservabile in tutti i casi che l'incremento dell'erosione porta il picco di massimo momento nelle pile ad una profondità più bassa. Per le pile in gruppo è osservabile un salto di momento alla quota 0. questo è dovuto al plinto che unisce le pile. Infine c'è un cambio di segno della curvatura sia nelle pile che nelle colonne. Invece nelle fondazioni a singole pile il salto non si verifica e il momento continua direttamente dalle colonne alle pile; questo comportamento viene descritto in figura 3.34.

(a)

(b)

Figura 3.34 Rappresentazione del momento lungo la lunghezza della fondazione, (a) andamento del gruppo di pile e (b) andamento dell'asta di fondazione.

La risposta del terreno, per quanto riguarda la forza indotta dai diversi strati, è simile agli spostamenti degli strati. Si nota che, al crescere dell'erosione, la magnitudo della forza resistente nel primo strato tende a decrescere e tende ad essere più concentrata nei primi strati, cioè lo spessore resistente è minore, figura 3.35. All'aumentare della profondità di erosione si ha un incremento degli spostamenti e gli strati più superficiali hanno una resistenza maggiore.

Figura 3.35 La risposta del suolo per il caso di un gruppo di pile in un'argilla di media densità

Dalla risposta delle spalle si può dedurre che all'aumentare dell'erosione la resistenza laterale passa dalle colonne alle spalle. Infatti per alti valori di erosione si può trovare che il 90-95% della forza longitudinale è supportata dalle spalle. Nel progetto di un nuovo ponte è buona norma attribuire già in partenza un contributo significativo alle spalle per avere un minor sconvolgimento della resistenza e stabilità del ponte.

3.9 Determining the Presence of Scour around Bridge Foundations Using Vehicle-Induced Vibrations. Luke j.Prendergast, David Hester and Kenneth Gavin_15 Aprile 2016

Questo articolo si basa sul lavoro fatto da Prendergast (2013). Esso indaga sulla risposta dinamica della singola pila, con l'introduzione di un modello di iterazione tra struttura e suolo. In questo lavoro viene sviluppato un modello che considera anche l'iterazione della superstruttura e che indaga se è possibile determinare il cambiamento della frequenza naturale della struttura dovuto all'erosione.

Inoltre valuta se è determinabile questo cambiamento delle frequenze, analizzando l'accelerazione causata dal traffico dei veicoli: se quest'ultimo può essere considerato sufficiente come forza applicata per determinare questi cambi di frequenza.

L'analisi viene condotta su un modello 2D, sviluppato su Matlab. Gli elementi della struttura sono considerati all'Eulero-Bernulli; erosione viene assunta costante lungo i lati della pila. Le matrici delle masse e delle rigidezze sono ricavate tramite le procedure di Kwon e Bang (2000). Lo smorzamento è ricavato tramite il modello di Rayleigh; il rapporto di smorzamento è costante per tutta questa analisi e vale il 2%. La risposta dinamica del ponte è ottenuta risolvendo l'equazione differenziale di secondo grado, detta anche equazione del moto. La soluzione viene ottenuta tramite un'integrazione numerica con il metodo Wilson-theta; le forme modali e le frequenze naturali sono ricavate tramite l'analisi di autovettori e autovalori. I risultati di questa analisi vengono confrontati con quelli ottenuti con un programma commerciale: si nota una somiglianza.

Il modello di veicolo usato in questo lavoro è simile al modello descritto da Hester e Gonzalez (2012). La modellizzazione dinamica dell'interazione tra veicolo e struttura è un sistema complicato, perché ci sono due sistemi distinti che si scambiano forze. Si fa l'ipotesi che i due sistemi siano sempre a contatto tra di loro.

Per quanto riguarda l'interazione struttura-terreno, essa viene modellata tramite il metodo proposto da Winkler, cioè un sistema di molle discreto, indipendente ed equi spaziato. Il valore delle rigidezze deriva dal metodo proposto da Prendergast (2013), cioè viene valutato partendo dal modulo di deformazione a taglio (G_0); in questo caso si fa riferimento a tre tipi di sabbia: sciolta, media e densa.

L'analisi viene fatta sul modello descritto in precedenza e rappresentato in figura 3.36. Il modello del ponte viene eccitato dal movimento del veicolo, il quale causa un oscillamento laterale del ponte. Allora vengono ricavate le accelerazioni orizzontali; per identificare il miglior posto dove posizionare gli accelerogrammi, viene fatta un'analisi modale agli autovalori. Una volta ricavate le accelerazioni, si possono ricavare le frequenze laterali di vibrazione per le varie profondità di erosione. Il risultato indica che un'erosione di 10m produce un cambiamento sulla frequenza fondamentale di circa il 40% per i tre tipi di suolo, come viene riportato in figura 3.37. Viene anche mostrato che la massima ampiezza modale si verifica al livello dell'impalcato; per questo studio gli accelerometri vengo posizionati sulla testa delle pile.



Scour depth (m)	Frequency		
	(Loose sand) (Hz)	(Medium-dense sand) (Hz)	(Dense sand) (Hz)
0 m	1.5643	1.6481	1.7357
10 m (full)	0.9386	0.9772	1.017
% Difference	-39.99	-40.708	-41.4

Figura 3.37 Risultati delle analisi agli autovalori dovuti all'erosione.

Figura 3.36 Schema di interazione tra veicolo, ponte e suolo.

Un altro scopo di questo articolo è quello di determinare questo cambiamento in frequenza analizzando le accelerazioni prodotte dal veicolo (15t). Esso percorre il profilo della strada che non è perfettamente uniforme. Questo genera oscillazioni del veicolo e trasmette una forza non costante al ponte. L'accelerazione viene registrata quando il veicolo passa sul ponte e poi si misura anche dopo per conoscere il decadimento logaritmo delle accelerazioni.

Un'altra analisi è scoprire se questo metodo è sensibile a diversi livelli di rumore. Si ottiene che per tutti i livelli di rumore la frequenza è praticamente la stessa, vedi figura 3.38. Le differenze sono insignificanti: questo metodo non è sensibile al rumore.



Figura 3.38 Sensibilità della frequenza dovuto al contenuto di rumore

Si fa transitare il veicolo alla velocità di 50, 80 e 100 Km/h e si valuta il contenuto in frequenza delle accelerazioni registrate in testa alle pile. Si ottiene che la frequenza di risonanza è praticamente la stessa: quello che cambia è il valore della frequenza. Quindi un veicolo che attraversa il ponte può ingrandire o diminuire la risposta del ponte, ma la frequenza di risonanza non è particolarmente sensibile alla velocità di transito del veicolo, come riportato in figura 3.39.



Figura 3.39 Sensibilità della frequenza dovuta alla velocità di transito sul ponte.

Si valuta anche se le proprietà del veicolo possono far cambiare l'individualizzazione della prima frequenza. Dai dati sperimentali si ricava che le proprietà del veicolo non influenzano la determinazione della frequenza: essa cambia di poco il suo valore, come si può vedere in figura 3.40. Per trarre conclusioni più generali, però, bisognerebbe modellare altri tipi di veicoli e non solo cambiare le proprietà di un veicolo a due assi.



Figura 3.40 Sensibilità della frequenza sul cambiamento di massa e rigidezza del veicolo.

Infine viene valutata l'influenza della degradazione della superficie stradale nell'individuare la prima frequenza. Si nota che il picco corrispondente alla prima frequenza naturale è ben identificato sulla stessa frequenza da tutti e tre i profili, ma quello che cambia è la magnitudo del picco, figura 3.41. Quindi è chiaro che la presenza di rugosità non impedisce la determinazione della frequenza naturale.



Figura 3.41 Sensibilità della frequenza dovuto a differenti rugosità del tracciato.

Si vogliono trarre delle conclusioni per quanto riguarda le tre densità diverse della sabbia. Si nota la possibile determinazione della prima frequenza naturale del ponte per ogni tipo di rigidezza del suolo, analizzando la risposta delle accelerazioni e poi compiendo una trasformata di Fourier per tutte e tre i tipi di sabbia. La sabbia con la più bassa densità permette maggiori movimenti rispetto alla sabbia più densa, come rappresentato in figura 3.42.



Figura 3.42 La risposta in frequenza dovuta alle differenti caratteristiche del terreno.

Infine viene creata dell'erosione, rimuovendo delle molle attorno alle fondazioni della pila centrale. Viene misurata una significativa riduzione sulla frequenza naturale con l'aumento della profondità di erosione, vedi figura 3.43.



Figura 3.43 La variazione della risposta in frequenza dovuta all'erosione.

Questo tipo di analisi viene fatta per ogni tipo di suolo; la curva di variazione della frequenza sulla profondità ha la stessa forma per tutti e tre i tipi di sabbia. La magnitudo delle frequenze varia con il variare della rigidezza del suolo. La variazione della frequenza dovuta al tipo di suolo è meno significativa rispetto alla variazione dovuta all'erosione, figura 3.44.



Figura 3.44 Cambiamento di frequenza con l'erosione per tre diverse rigidezze del terreno.

Questo metodo può essere sensibile ad altre forme di danno della struttura.

3.10 Sensitivity studies on scour detection using vibration-based systems. Luke J.Prendergast, Kenneth Gavin, Cormac Reale _ 18 Aprile 2016

L'ambiente in cui si opera è molto complicato per il fatto che ci sono diverse interazioni strutturefondazioni e fondazioni-terreno. Inoltre tutti questi componenti sono governati da un comportamento non lineare e non elastico. La perdita di contatto con il terreno da parte delle fondazioni incrementa le deformazioni nel terreno rimante e porta ad una perdita di rigidezza.

In questo caso viene fatto un modello numerico di un ponte a due campate. Sul ponte viene fatto passare un carico concentrato di 50 kN ad una velocità di 50km/h. Vengono misurati accelerazione, velocità e spostamenti tramite un accelerometro piazzato in testa alla pila centrale, nella condizione di 0 erosione e di 10m di erosione, come viene schematizzato in figura 3.45. Le proprietà del ponte derivano dal lavoro di Prendergast (2015), invece il comportamento del terreno viene modellato usando Winkler.



Figura 3.45 Modello di ponte a due campate usato per le analisi.

In conclusione, si nota che la presenza di erosione incrementa il periodo di vibrazione della struttura, portato da una riduzione della rigidezza flessionale di quest'ultima; l'ampiezza delle vibrazioni libere con la presenza di erosione è maggiore di quella senza erosione, come si osserva nella figura 3.46.



Figura 3.46 La risposta in accelerazioni laterali in testa alla pila per il caso con e senza erosione.

La risposta dinamica viene notevolmente marcata dalla presenza dell'erosone; tale risposta dinamica può essere modificata da danni riguardanti la struttura del ponte.

3.11 Identification of Bridge Scour Depth by Tracing Dynamic Behaviorsof Superstructures. Wen Xiong, C. S. Cai, Bo Kong, Pingbo Tang, and Jianshu Ye _ 23 Giugno 2017

Nella prima parte gli autori inquadrano il problema dell'erosione, osservando che anche nel continente asiatico il problema di erosione delle pile si verifica molto spesso, specialmente in quelle aree colpite dai monsoni. La determinazione della profondità di erosione è molto importante per fornire un avviso su un possibile collasso della struttura. Per far ciò ci sono diversi metodi come le misure dirette o le ispezione, ma entrambe sono inefficienti ed inconvenienti per la pericolosità degli operatori, la distruzione o il mal funzionamento degli strumenti dovuto alle alluvioni, la misurazione errata della perdita di rigidezza, perché avvenuta la ricarica della buca di erosione, e infine l'elevato costo di manutenzione della strumentazione. Il metodo migliore ad oggi conosciuto è quello di considerare il comportamento dinamico della struttura, però molti lavori al riguardo danno solo una valutazione qualitativa dell'erosione e della sua localizzazione. In questo lavoro si vuole sviluppare un metodo per quantificare la profondità di erosione usando le caratteristiche dinamiche della struttura (frequenza naturali e forme modali).

Il cambiamento di rigidezza della struttura dovuto all'erosione è direttamente riflesso dalle frequenze naturali e dai modi di vibrare, derivati dalle vibrazioni libere. Usando queste caratteristiche dinamiche, non si riesce a quantificare l'erosione; allora viene utilizzato un indice derivante dalle caratteristiche dinamiche, capace di quantificare l'erosione.

Il primo passo per la determinazione di questo indice è il calcolo della matrice di flessibilità della struttura [D]. Per la sua determinazione si parte dall'equazione delle vibrazioni libere:

 $[M]{Y(t)''} + [K]{Y(t)} = 0$, dove [M] è la matrice delle masse, [K] è la matrice delle rigidezze, $\{Y(t)''\}$ è il vettore delle accelerazioni, $\{Y(t)\}$ è il vettore degli spostamenti e t è il tempo.

Poi, attraverso diversi passaggi tra le matrici, si può definire la matrice di flessibilità come:

 $[D] = [X][A]^{-1}[X]^T$ dove [X] è la matrice normalizzata delle forme modali formata da $\{X_i\}$ i-esimo modo di vibrare dopo la normalizzazione con la matrice delle masse e [A] è una matrice diagonale i cui termini sono le frequenze al quadrato.

Quindi la matrice di flessibilità può anche essere determinata da misure in campo e riflette le condizioni di erosione durante le misurazioni. Specialmente per quanto riguarda le misure reali su un ponte, è molto difficile individuare completamente tutte le forme modali, soprattutto quelle con frequenze alte. In questo caso si usano solo quei modi o quelle frequenze correttamente misurate in campo, che solitamente sono le frequenze più basse e quelle che descrivono un comportamento più generale del ponte; si ricava la matrice di flessibilità solo con questi modi.

Si calcola la matrice [D] per due condizioni diverse di erosione, si sceglie il modo più basso in ordine di frequenza e sia sensibile al cambiamento delle caratteristiche dinamiche. Poi si fa la differenza scalare tra i due valori di [D] nelle due condizioni e si trova $\Delta\delta$, il quale permette la determinazione dell'erosione per ogni punto della struttura. In aggiunta si fa un modello agli elementi finiti per stabilire la relazione che c'è tra la profondità di erosione e il $\Delta\delta$ di un punto significativo sulla struttura. Conoscendo il $\Delta\delta$,, determinato con i dati misurati in campo, si può predire la profondità di erosione il campo.

Se l'effetto dell'erosione sulle due pile è indipendente tra loro, possiamo scrivere le seguenti equazioni:

$$f_L(h^L, 0) + g_L(0, h^R) = \Delta \delta^L(h^L, h^R)$$

 $f_R(h^L, 0) + g_R(0, h^R) = \Delta \delta^R(h^L, h^R)$

Dove h^L e h^R sono la profondità di erosione sotto la pila di sinistra e quella di destra, f_L (f_R) sono relazioni matematiche tra il $\Delta \delta^R$ ($\Delta \delta^L$) e h^L quando solo la pila sinistra è erosa, g_L (g_R) sono relazioni matematiche tra il $\Delta \delta^R$ ($\Delta \delta^L$) e h^R quando solo la pila destra è erosa, (h^L ,0) condizione di erosione con una profondità h^L per la pila di sinistra, (h^R ,0) condizione di erosione con una profondità h^R per la pila di sinistra e destra rispettivamente e infine $\Delta \delta^L$ e $\Delta \delta^R$ sono il cambiamento della deflessione prima e dopo l'erosione.

Le funzioni $f_L f_R g_L e g_R$ sono conosciute in anticipo attraverso la simulazione numerica agli elementi finiti e invece $\Delta \delta^L e \Delta \delta^R$ sono determinati dalle misure in campo. Risolvendo le equazioni precedenti si può calcolare la profondità di erosione sotto la pila di destra e sinistra in campo.

L'effetto dell'erosione sull'impalcato dovuto a due pile può essere fortemente accoppiato e quindi non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti. Allora le equazioni precedenti diventano più complicate, e si possono esprimere come:

 $\phi_L(h^L,h^R) = \Delta \delta^L$

$$\phi_R(h^L, h^R) = \Delta \delta^R$$

Dove $\phi_L(\phi_R)$ è una relazione matematica tra $\Delta \delta^L(\Delta \delta^R)$ e la coppia di variabili h^L e h^R quando entrambe le pile sono erose, però le funzioni ϕ_L e ϕ_R sono impossibili da esprimere in modo semplice. Risolvendo le precedenti equazioni si ricava la profondità d'erosione corrispondete al $\Delta \delta^L$ e $\Delta \delta^R$ ottenuti dai dati misurati in campo.

Di seguito viene descritto il procedimento visto in precedenza con un esempio pratico. Viene scelto un ponte a tre campate continue; le sue dimensioni rappresentano la maggior parte dei ponti a tre campate presenti in America (Neilson and DesRoches, 2006). Viene rappresentato in figura 3.47. Viene fatto un modello numerico attraverso il programma ANSYS. L'interazione terreno pila è modellata tramite le ipotesi di Winkler, cioè l'interazione viene descritta con una serie di molle disaccoppiate. La non linearità della rigidezza della molla p-y è descritta dalle curve riportate nel documento dell'API (2007). Invece per le curve t-z e q-z la rigidezza è definita dalla secante alle curve t-z e q-z riportate sempre nello stesso documento. L'erosione era modellata rimuovendo le molle dalla superficie.



Figura 3.47 Modello agli elementi finiti.

Figura 3.48 Il quarto modo di vibrare.

Dalle caratteristiche dinamiche ottenute dal modello agli elementi finiti del ponte preso in considerazione, viene scelto il modo che ha la frequenza minore e che sia sensibile al progredire della profondità di erosione. In questo caso si scegli il primo modo laterale di vibrazione, che è il quarto modo in generale, riportato in figura 3.48. Considerando solo questo modo, viene stabilita la relazione che c'è tra il $\Delta\delta$ e la profondità di erosione per le diverse condizioni di erosione (tutti i casi con una profondità di erosione compresa tra 0.5m - 5m per la pila di destra e quella di sinistra). Quindi è possibile ricavare i grafici riportati nelle figure 3.49 e 3.50.



Figura 3.49 Valori di $\Delta\delta$ per una profondità di erosione tra 0.5 e 5 m della pila di sinistra.

Figura 3.50 Valori di $\Delta\delta$ per una profondità di erosione tra 0.5 e 5 m della pila di destra.

Se consideriamo che l'effetto dell'erosione è indipendente per le due pile, si possono determinare i vari $\Delta\delta^{L}$ e $\Delta\delta^{R}$ per le differenti profondità di erosione sulla pila di sinistra (figura 3.51) e sulla pila di destra (figura 3.52). Si nota che $\Delta\delta^{L}$ è molto più sensibile all'erosione della pila di sinistra che a quella di destra e viceversa per $\Delta\delta^{R}$.



Figura 3.51 Relazione tra $\Delta \delta^{L} e \Delta \delta^{R}$ per diverse profondità di erosione sotto la pila di sinistra.

Figura 3.52 Relazione tra $\Delta \delta^L e \Delta \delta^R$ per diverse profondità di erosione sotto la pila di destra.

Usando un polinomio interpolante le curve precedenti, si possono ricavare le funzioni $f_L f_R g_L e g_R$. In questo paragrafo si ricavano $\Delta \delta^L e \Delta \delta^R$ da caratteristiche dinamiche ipoteticamente misurate dal modello agli elementi finiti, anche se questi valori dovrebbero derivare da caratteristiche dinamiche ricavate da misure in campo. Arrivati a questo punto, si possono risolvere le prime equazioni riportate in questo articolo, ricavando i valori di h^L e h^R. Si confrontano i dati ipotetici con quelli ottenuti dalle equazioni: si ricava che la massima differenza tra le due profondità di erosione derivante dai due metodi per i diversi casi sia del 22%; in media questa differenza è minore del 10%, quindi con questo metodo si può avere un'accettabile accuratezza. Misurando $\Delta \delta^L e \Delta \delta^R$ dal modello, e non dai dati ricavati in campo, non si incorre in errori derivanti da una cattiva identificazione dei modi di vibrare della struttura. Quindi per avere dei risultati accurati, derivanti da misure in campo, è necessario avere una buona identificazione delle caratteristiche dinamiche del ponte.

Le altezze di erosione h^L e h^R sono state assunte mutualmente indipendenti. Si tratta di una forte semplificazione. Perciò, per tenere in conto della loro dipendenza si introduce un coefficiente. Esso viene moltiplicato alle funzioni f_L f_R g_L e g_R . La sua formulazione deriva da considerazioni fatte sull'errore tra le altezze ipotizzate e quelle ricavate; quindi questo indice sarà funzione della profondità di erosone. Applicando questo coefficiente, si ricava un risultato molto più accurato; lo svantaggio è che per ogni specifico caso si ha una nuova formulazione.

Infine si vuole studiare il caso del ponte di Hangzhou Bay in Cina con il precedente metodo. Innanzitutto viene fatta un'analisi per determinare la migliore posizione dei sensori ed il cambiamento delle caratteristiche dinamiche dovute all'erosione, anche se, trattandosi di un ponte molto complicato, il numero di sensori installati potrebbe non essere sufficiente a garantire un adeguato dettaglio alle forme modali. Vengono analizzati i dati ricavati in campo nel 2013 e 2016. Si possono notare delle disparità tra le frequenze naturali, soprattutto quelle di basso ordine (dalla 2° alla 5°). Questo può essere attribuito ad un aumento di 6 metri della profondità di erosione determinato tramite una misura diretta. In conclusione, applicando il metodo proposto in questo articolo a queste frequenze, si può identificare l'erosione attorno alle pile, tramite in cambiamento delle caratteristiche dinamiche dell'impalcato. Questo metodo non richiede un monitoraggio a lungo termine e può essere usato come analisi di routine per la valutazione e la determinazione delle condizioni reali della struttura.

3.12 Isolating the location of scour-induced stiffness loss in bridges using local modal behavior. Luke J. Prendergast, Kenneth Gavine David Hester _ 6 Settembre 2017

Inizialmente si descrive il problema in generale, cioè che l'erosione delle pile è una delle principali cause di collasso dei ponti ed è anche un grosso costo economico per la società; per ridurre questo, sono necessari ispezione e strumenti di misura in grado di determinare lo stato del ponte e le sue condizioni di erosione. Per far questo la strada più usata, più economica e più veloce è l'utilizzo di caratteristiche dinamiche della struttura presa in esame. Nei due successivi capitoli gli autori descrivono i metodi diretti ed i metodi indiretti o dinamici fino ad allora utilizzati, però sono già stati descritti nei precedenti capitoli di questa tesi.

Gli obiettivi che si danno per questa tesi sono trovare un metodo capace di determinare l'erosione tramite un numero ridotto di sensori ed incorporare nel modello l'interazione tra veicolo e ponte. Infatti viene modellato un ponte intero con le sue fondazioni (figura 3.53), eccitato dal passaggio di un veicolo a due assi. Il modello utilizzato è bidimensionale; esso è in grado di descrivere abbastanza bene tutti i comportamenti della struttura tranne quelli torsionali.



Figura 3.53 Rappresentazione del ponte preso in esame

Per risolvere il problema agli autovalori e autovettori viene scritta l'equazione del moto per il ponte: $M_B \ddot{x}(t) + C_B \dot{x}(t) + K_B x(t) = F_B(t)$ dove M_B è la matrice delle masse, C_B è la matrice dello

smorzamento, K_B è la matrice di rigidezza, \ddot{x} , \dot{x} e x sono le accelerazioni, velocità e spostamenti dei diversi gradi di libertà e infine F_B (t) descrive le forze esterne. Questa equazione viene risolta con il metodo Wilson-theta e la matrice dello smorzamento è la combinazione lineare di quella delle masse e della rigidezza; per tutto il sistema il rapporto di smorzamento è pari al 2%. L'interazione tra fondazioni e terreno viene modellata usando un sistema di molle indipendenti che rispettano le ipotesi di Winkler. Viene modellata una sabbia uniforme, mediamente densa; il metodo per la determinazione della rigidezza delle molle è stato proposto da American Petroleum Istitute (2007), il quale determina un comportamento non lineare del terreno. Nel caso seguente gli autori assumono di essere nel campo lineare, poiché la struttura è in condizioni di esercizio, cioè piccole tensioni. Lo schema della struttura più il veicolo è riportato in figura 3.54.



Figura 3.54 Modello usato per il calcolo, con le diverse interazioni.

Il veicolo preso in considerazione pesa 15 tonnellate e ha due assi. Anche in questo caso viene risolta l'equazione del moto $M_V \ddot{x}_V(t) + C_V \dot{x}_V(t) + K_V x_v(t) = F_V(t)$ dove M_V è la matrice delle masse del veicolo, C_V è la matrice dello smorzamento del veicolo, K_V è la matrice di rigidezza del veicolo, \ddot{x} , \dot{x} e x sono le accelerazioni, velocità e spostamenti dei diversi gradi di libertà del veicolo e infine $F_V(t)$ descrive le forze esterne, le quali vengono poi usate nelle F_B (t) per l'equazione del moto del ponte. Tutte le simulazioni vengono iniziate 100 m prima dell'inizio del ponte; le condizioni della superficie stradale non sono significative per il metodo presentato in questo articolo: infatti si sceglie di compiere tutte le misurazioni con un profilo di ISO Classe A (Cerbon 1999). La risoluzione di questa equazione avviene sempre attraverso il metodo Wilson-theta e permette di ricavare le frequenze naturali del veicolo. I due sistemi devono necessariamente essere risolti separatamente, però bisogna sempre garantire il punto di contatto. Il cambiamento delle proprietà del veicolo non ha un significativo effetto su questo metodo.

In quest'analisi l'erosione viene simulata rimuovendo le molle laterali e verticali in sequenza, partendo dall'alto. Si è deciso di modellare 4 tipi di localizzazione dell'erosione:

- 1) 5 metri di erosione sotto la spalla di sinistra;
- 2) 5 metri di erosione sotto la pila centrale;
- 3) 5 metri di erosione sotto la spalla destra;
- 4) 5 metri di erosione sotto le due spalle e la pila centrale.

Risolvendo le equazioni del moto, si ricavano le forme modali e le frequenze per i primi sei modi nella condizione di 0 erosione, come rappresentato in figura 3.55. Si nota che il primo modo di vibrare interessa tutta la struttura, invece gli altri modi riguardano solo alcune parti del ponte; quindi l'idea che sta alla base di questo lavoro, avendo individuato alcuni modi che si riferiscono a parti specifiche del ponte, è che il loro cambiamento di frequenza dia informazioni sull'entità dell'erosione in quella parte di ponte.



Figura 3.55 Le prime sei forme modali della struttura.

M1 (modo1) è un modo generale ed è sensibile a tutti e 4 i casi di erosione; M2 e M3 riguardano essenzialmente l'impalcato e sono insensibili alle diverse condizioni di erosione; M4 riguarda la spalla sinistra e si ha un maggiore cambio di frequenza quando si applica il caso 1 e 4 di erosione. M5 riguarda la spalla destra ed il cambiamento della frequenza si nota per il caso si erosione 3 e 4. Infine M6 riguarda la pila centrale si può notare un cambio di frequenza maggiore quando si applica il caso 2 e 4 di erosione. In figura 3.56 viene rappresentato il cambiamento in frequenza che si ha per i diversi modi di vibrare per le 4 condizioni di erosione.



Figura 3.56 Cambiamento della frequenza per i diversi modi in base a differenti condizioni di erosione.

Da quest'analisi si può dedurre che, osservando il cambiamento di frequenza di alcuni modi di vibrare, si può localizzare ed identificare la buca di erosione.

Un altro capitolo della tesi riguarda la determinazione del contenuto di frequenza per un caso reale tramite l'utilizzo di segnali dinamici. Le vibrazioni possono essere generate da numerosi fattori esterni come il traffico e il vento: questi fattori possono creare delle difficoltà nell'identificazioni delle frequenze della struttura, perché creano del rumore aggiuntivo al segnale. Si vuole investigare se si può determinare l'erosione locale degli elementi tramite l'eccitazione della struttura con il carico veicolare e la posizione ottimale dei sensori, nonché accelerogrammi, sulla struttura per catturate le informazioni modali. Dall'analisi modale vista in precedenza si sceglie che il numero minimo di sensori necessari per la risposta della struttura sia 4; la loro disposizione è rappresentata in figura 3.57. Il sensore S2 dovrebbe determinare il modo M1, il S1 dovrebbe determinare M4, il S3 determina il modo M5 e infine il S4 determina il M6.



Figura 3.57 Disposizione minima dei sensori

Si ricava l'accelerazione laterale ottenuta dai quattro sensori al passaggio del veicolo sopra descritto con una velocità di 30Km/h; questa simulazione viene condotta senza erosione. Il segnale è registrato prima e dopo del transito del veicolo sul ponte. Si ricava il contenuto in frequenza per i diversi accelerogrammi tramite la trasformata di Fourier (figura 3.58).



Figura 3.58 Rappresentazione del contenuto in frequenza per i dati registrati dai diversi sensori

Come si può osservare dalla figura precedente, gli spettri di risposta per i diversi sensori sono abbastanza rumorosi e ciò è dovuto al carico veicolare a al profilo della strada. Chiaramente la velocità di transito del veicolo influenza la risposta in frequenza della struttura. Allora si fa transitare il veicolo a diverse velocità sul ponte (30, 60 e 100Km/h) e si registrano i dati per il sensore S2, il quale come detto in precedenza, identifica il cambiamento delle frequenze M1 e M2. All'aumentare della velocità, come si può osservare in figura 3.59, c'è una riduzione della risoluzione della frequenza. Questo porta ad una leggera differenza sul picco della frequenza. Con la velocita di 100km/h è difficile determinare un piccolo cambio di frequenza dovuto all'erosione, perché ha una risoluzione grossolana e perchè cambiando le velocità cambia anche l'altezza del picco.



Figura 3.59 Contenuto in frequenza del sensore S2, determinato tramite le vibrazioni forzate.

Figura 3.60 Contenuto in frequenza del sensore S2, determinato tramite le vibrazioni forzate più le vibrazioni libere.

Visto che il contenuto in frequenza ricavato dalle vibrazioni forzate crea dei problemi sull'identificazione delle frequenze, allora si è pensato di aumentare il tempo di misura per individuare anche le vibrazioni libere. Il contenuto di frequenza per questo caso viene mostrato in figura 3.60. Si nota che, includendo le oscillazioni libere, si ha un chiaro picco che determina i modi M1 e M2 per tutte le velocità; si osserva anche un inaspettato picco a sinistra del modo M1. Questo è dovuto essenzialmente al carico ed i picchi inaspettati crescono all'aumentare della velocità, come rappresentato nel riquadro di figura 3.60.

La presenza delle frequenze dovute al carico vicino a quelle della struttura porta ad una complicata lettura ed ad un'influenza sulla determinazione di quest'ultime. Per evitare questo potenziale problema viene individuato il contenuto in frequenza delle sole frequenze libere, dopo il passaggio del veicolo sul ponte (figura 3.61).



Figura 3.61 Contenuto in frequenza del sensore S2, determinato tramite le vibrazioni libere.

Nella precedente figura si osserva che le frequenze dovute al carico non sono più accoppiate con le frequenze della struttura. Infatti, per quanto riguarda le tre velocità considerate, si possono identificare chiaramente le frequenze dovute ai modi M1 e M2.

Viene fatta un'ulteriore analisi confrontando il cambiamento di frequenza ottenuto per i diversi modi, per i diversi sensori, per tutte le combinazioni di erosione (figura 3.62). Tutte queste analisi vengono compiute ad una velocità del veicolo di 30 Km/h, con un profilo della pavimentazione stradale di classe A e vengono solo utilizzate le vibrazioni libere.



Figura 3.62 Cambiamento di frequenza per i modi 1-6 e per ogni sensore, nei quattro differenti casi di erosione.

Si osserva che il modo M1 ha un cambiamento in frequenza per tutti i modi, per tutti i sensori e per tutte le condizioni di erosione, perché come detto in precedenza, questo modo descrive il comportamento di tutta la struttura. Per i primi tre casi di erosione si determina un cambiamento di frequenza dovuto all'erosione di una zona particolare delle strutture, per il modo che mette in movimento quella determinata parte della struttura e per il sensore appartenete alla stessa parte. Per quanto riguarda il quarto caso di erosione (l'erosione è di 5 m e riguarda tutte le componenti del ponte), si osserva come tale erosione venga descritta dai modi M4, M5 e M6 e dai rispettivi sensori S1, S3 e S4. Il cambiamento di frequenza per il modo M1 è minore per i due casi in cui l'erosione riguarda le spalle del ponte; questo perché le pile hanno un maggiore effetto sulla frequenza dovuta all'erosione. Attraverso questo lavoro possiamo affermare che il cambiamento delle frequenze modali può indicare sia la presenza dell'erosione sia la sua localizzazione.

Infine, viene compiuta un'analisi per indagare l'effetto del rumore sulla determinazione della frequenza. Per far questo viene aggiunto del rumore con diverse intensità al segnale delle vibrazioni libere; si ottiene che il contenuto in frequenza è identico per ogni valore di rumore. L'unica differenza sta nella magnitudo della frequenza.

Questa sensibilità della frequenza per l'erosione locale descritta precedentemente può essere usata come strumento per identificare l'erosione delle pile su un ponte reale, usando un'analisi di risposta dinamica. Il cambiamento di frequenza di alcuni modi di vibrare può essere dovuto alla fessurazione o alla corrosione sulla struttura. In tal caso il cambiamento avviene in modo più piccolo e graduale. Invece, se è dovuto all'erosione, questa modifica si verifica dopo un evento alluvionale.

3.13 Scour Depth Determination of Bridge Piers Based on Time-Varying Modal Parameters: Application to Hangzhou Bay Bridge. Shunlong Li, Shaoyang He, Hui Li e Yao Jin _ 12 Ottobre 2017

Nell'introduzione di questo capitolo si pone l'attenzione sul fatto che ci sono numerose incertezze sui metodi empirici e modelli numerici per il calcolo dell'erosione, perché questo fenomeno è molto complesso. Si può incorrere in semplificazioni e assunzioni troppo distanti dalla realtà. I dati
sull'erosione delle pile dei ponti, oltre al problema della sicurezza, possono essere usati per una migliore gestione delle risorse economiche. Utilizzando l'ispezione visiva per determinare l'erosione, si incorre in due svantaggi: il primo è dato dal fatto che essa non può essere eseguita nel momento della piena, che è la condizione peggiore; il secondo consiste nella tendenza della buca a riempirsi con del materiale sciolto una volta passata la piena. Gli strumenti diretti sono molto costosi ed è difficile avere un monitoraggio continuo, soprattutto quando le condizioni di misurazione peggiorano. Negli ultimi anni si sono sviluppate tecniche che usano il cambiamento delle proprietà dinamiche per determinare la profondità di erosione. Quasi tutti questi studi purtroppo si concentrano su un periodo corto di investigazione, invece in questo lavoro si vuole monitorare il cambiamento delle proprietà dinamiche per lungo tempo e separando l'effetto dell'erosione e delle condizioni ambientali. Per far questo si utilizza sia un modello agli elementi finiti sia un'analisi non lineare per i principali componenti (NLPCA). Poi si compie un confronto con i dati misurati in campo.

Il ponte preso in esame è il Hangzhou Bay che si trova in Cina, rappresentato in figura 5.63. Su questo ponte viene installato un complesso sistema di monitoraggio che misura il carico veicolare, la forza nei cavi, la tensione nelle travi, le accelerazioni, l'intensità del vento, la temperatura e l'umidità; in questo articolo si usano i dati registrati dal 1 novembre 2013 al 1 ottobre 2014.



Figura 3.63 Rappresentazione del ponte con i diversi sistemi di misurazione.

Il modello agli elementi finiti è stato fatto con il programma Midas Civil tridimensionale. L'interazione tra terreno e fondazioni è stata modellata tramite molle alla Winkler, mutualmente indipendenti, con una certa equispaziatura. La rigidezza della molla è stata calcolata tramite il metodo proposto da Prendergast and Gavin (2016). La divisione necessaria per suddividere gli strati del suolo in questo caso viene scelta in base a: differenti tipi di suolo, lo spessore deve essere uguale per lo stesso tipo di suolo e la divisione nella parete superiore del terreno deve essere più fitta. La rigidezza delle molle longitudinali è la stessa di quella laterale. In questo studio l'erosione viene modellata rimuovendo le molle dalla parte superficiale.

Per rendere simile il comportamento del modello a quello reale è necessario che i parametri modali siano concordi tra loro. Viene fatto un algoritmo di ottimizzazione cambiando i parametri strutturali del modello agli elementi finiti. In figura 3.64 viene riportato il confronto migliore tra i parametri modali del modello e quelli reali: si osserva che la maggiore differenza tra le frequenze è del 2%; con questi valori possiamo ritenere che la simulazione sia aderente al comportamento reale.

Mode	Description of modal shape	Experimental frequency f_e (Hz)	Calculated frequency $f(Hz)$	MAC	$(f-f_e)/f_e(\%)$
1	First vertical bending of main girder	0.403	0.3957	0.997	-1.821
2	First lateral bending of tower	0.705	0.7007	0.989	-0.613
3	Second vertical bending of main girder	0.731	0.7297	0.982	-0.183
4	Third vertical bending of main girder	0.846	0.8404	0.995	-0.667
5	Fourth vertical bending of main girder	0.879	0.8900	0.887	1.252
6	First lateral bending of main girder	_	0.8944	_	_
7	Fifth vertical bending of main girder	1.073	1.0847	0.951	1.088
11	Second lateral bending of main girder	_	1.5201	—	—

Figura 3.64 Riporta le frequenze del modello e del ponte reale con le loro differenze.

Per identificare la profondità di erosione, usando il cambiamento dei parametri modali, è necessario determinare i modi sensibili all'erosione. In questa analisi si è scelto di fare variare la profondità di erosione solo su una pila, mantenendo invariate le altre tre. La massima profondità di erosione simulata è pari a 19.5 m. Nella figura 3.65 viene riportata la variazione in frequenza per i diversi modi al cambiare della profondità di erosione per le diverse pile. Si può osservare che le variazioni di frequenza dei modi 2, 3, 5 e 7 sono sensibili all'erosione per la pila D13, invece le frequenze dei modi 6 e 11 sono sensibili all'erosione dalla pila D14, D11 e D12. I parametri modali sono sensibili all'erosione solo della pila D13, quindi solo l'erosione sotto quest'ultima pila può essere determinata usando il cambiamento dei parametri modali. Questo è dovuto al posizionamento degli accelerogrammi sul ponte. In definitiva si sceglie di usare il modo 2, 5 e 7 per determinare l'erosione della pila D13.



Figura 3.65 Variazione delle frequenze (1-7 modo) per diverse profondità di erosione.

Dai dati registrati si osserva che il valore dell'accelerazione sulle travi è maggiore che quella registrata sulla torre. Il contenuto in frequenza delle accelerazioni verticali sulle travi e le accelerazioni longitudinali sulla torre producono la stesse frequenza. In accordo con l'analisi modale, i modi più sensibili all'erosione sono la vibrazione trasversale della torre, la vibrazione verticale della trave principale e la vibrazione longitudinale della torre. Si osserva che la frequenza di questi modi varia nel periodo di tempo considerato; questo può essere influenzato non solo dall'erosione, ma anche dal danno, dalla degradazione del materiale e da effetti ambientali. Siccome il ponte è stato appena costruito, questo cambiamento non può essere attribuito alla degradazione del materiale. Per distinguere l'effetto dell'erosione dall'effetto dell'ambiente, si usa la tecnica NLPCA. Questa tecnica prende in considerazione la non linearità del problema. Dai sensori montati sul ponte si misura che la variazione di temporatura è tra 5.4°C e 31.7°C e la variazione della velocità del vento è tra 0.25 m/s e 20.48 m/s nella finestra temporale misurata. La correlazione tra questi due effetti si è riscontrata molto bassa.

Viene fatta un'analisi di correlazione tra le principali componenti di identificazione delle frequenze e le condizioni ambientali. Queste correlazioni sono riportate in figura 3.66: si osserva che la prima

	P	Principal component					
Correlation coefficient	y 1	y 2	y 3				
Temperature	-0.526	-0.0982	-0.0354				
Wind	-0.0284	0.1364	0.0168				

principale componente è abbastanza influenzata dalla temperatura, invece l'effetto del vento è meno influente sulla variazione delle caratteristiche dinamiche della struttura.

Figura 3.66 Descrive la correlazione che c'è tra effetti ambientali e le componenti principali.

In questo studio viene eliminata l'influenza della temperatura sulle frequenze identificate. Infatti come indicato recedente la frequenza del 2° modo era molto sensibile alla profondità di erosione; dopo l'eliminazione dell'effetto ambientale si usa questo modo per determinare l'erosione, facendo un confronto con il cambiamento della frequenza del modello agli elementi finiti. Si ricava che la profondità di erosione il 1 Novembre 2013 è di 11m, e poi si ha un'oscillazione di 0.5m fino al 1 Ottobre 2014. Viene verificata questa profondità di erosione si è concentrata maggiormente all'inizio della costruzione del ponte e poi si è stabilizzata. Possiamo concludere che, usando NLPCA per eliminare la componente ambientale sulle frequenze, si ottengono risultati più precisi nella determinazione della profondità di erosione.

4. Descrizione della struttura

In questa tesi viene preso in considerazione un caso reale di scalzamento delle fondazioni, monitorando il loro effetto sulle diverse parti della struttura.

In particolare, si è fatto riferimento al ponte codice 21-02-0-056-00-1-1 (codice identificativo dei ponti utilizzato dagli uffici tecnici della Provincia di Torino), sulla strada provinciale SP56 al Km 15+550 nel tratto tra i comuni di Vestignè e Strambino, attraversante la Dora Baltea, come indicato nell'immagine seguente (figura 4.1):

Figura 4.1 Inquadramento del ponte preso in esame

La sua realizzazione risale al 1965, anno di ultimazione dei lavori, in sostituzione di un vecchio ponte, datato 1890, con travate in ferro ed impalcato d'usura in legno, non più idoneo a sorreggere con buona sicurezza i carichi moderni.

Il nuovo ponte fu realizzato a valle dell'esistente su un'area che, dal punto di vista geomorfologico, costituisce la parte centro meridionale dell'arco morenico di Ivrea, zona dove quest'ultimo è stato modificato e sventrato col passare degli anni dall'azione della Dora. I terreni affioranti sono riconducibili alle alluvioni recenti della Dora stessa, sono caratterizzati da una granulometria prevalentemente grossolana e ricoprono l'apparato morenico sottostante costituito da alluvioni

fluvioglaciali e soprattutto, direttamente interessati dall'opera in esame, da depositi lacustri in facies argillosa.

La struttura è realizzata da travate in cemento armato precompresso, le quali necessitano di una minore manutenzione rispetto alle travate metalliche e consentono altezze inferiori rispetto a quelle in cemento armato ordinario, evitando così la realizzazione di elevati rilevati di accesso al ponte.

Il ponte è realizzato da cinque campate, semplicemente appoggiate, aventi luce di circa trenta metri. Ciascuna campata è costituita da quattro travi longitudinali, collegate trasversalmente da cinque traversi e dalla sovrastante soletta, per un'altezza totale della struttura di impalcato pari a 1.70m. In figura 4.2 viene riportato uno schema frontale del ponte, invece in figura 4.3 viene riportata una vista schematizzata dall'alto del ponte.



Figura 4.2 Vista frontale del ponte.



Figura 4.3 Vista dall'alto del ponte.

Caso studio

Col passare degli anni, in seguito alla realizzazione avvenuta nel 1965, sono stati necessari interventi di più o meno rilievo, come la sostituzione dei giunti di dilatazione, avvenuta nel 1981 in seguito al traffico pesante e le elevate escursioni termiche che caratterizzano la zona. In caso di pioggia le acque superficiali, non più raccolte e convogliate, si infiltravano nella struttura, provocando, specialmente in inverno, fenomeni di rottura del calcestruzzo, come si può notare in figura 4.4 e 4.5.





Figura 4.4 Danni provocati dall'infiltrazione Figura 4.5 Danni provocati dall'infiltrazione dell'acqua sulla pila. dell'acqua sull'appoggio della pila.

Nel 1985 è risultato necessario intervenire con un'opera di rinforzo delle fondazioni delle pile in alveo, in seguito a diversi sondaggi e rilievi effettuati nel luglio 1982, allo scopo di accertare le reali condizioni statiche del ponte.

La soluzione inizialmente proposta prevedeva la centuriazione delle fondazioni esistenti con diaframmi spinti ad adeguata profondità.

Occorre precisare che all'epoca di costruzione del ponte, il piano di scorrimento dell'alveo era all'altezza dell'estradosso dei plinti di fondazione delle pile, sostenuti da pali trivellati portanti protetti da un rivestimento perimetrale di pali tangenti di minor diametro e profondità. Con il tempo, in seguito a continue erosioni del fondo, noto anche come degradazione, dovute in gran parte a prelievi di materiali litoidi a valle ed alla conseguente variazione del profilo longitudinale del corso d'acqua, le fondazioni sono state progressivamente scalzate fino a presentare condizioni di stabilità considerate critiche. L'abbassamento dell'alveo determinò infatti una scopertura dei pali di

fondazione per un'altezza di circa 2-3 m ed il movimento vorticoso dell'acqua intorno alle pile che contribuì ad accelerare il fenomeno dello scalzamento dei pali portanti.

Dai risultati dei sondaggi emerse che la stratigrafia dell'alveo presentava, dopo una coltre di alluvione recente (sabbia e ghiaia) generatrice di notevole corrente di subalveo, strati successivi di sabbia fine grigia con limo marnoso, molto fluida, non in grado di assicurare l'interruzione dei fenomeni di scalzamento in atto. La presenza di tali condizioni avrebbe favorito l'incremento nel tempo, con un andamento sempre più accelerato, fino a quando le correnti di subalveo sarebbero riuscite ad impoverire talmente il materiale contenuto tra i pali di paratia da far decadere o peggio annullare il coefficiente di aderenza tra palo e terreno e quindi la portanza laterale del palo. Essendo i pali portanti, sostenuti dal terreno per aderenza laterale, nelle condizioni di esercizio, e non avendo possibilità di portanza alla base, nel tempo avrebbe potuto verificarsi il collasso della struttura.

Ritenendo che le correnti di subalveo potessero agire per richiamo ad un livello prossimo agli 8 m, si propose di spingere i diaframmi sino ad una profondità di almeno 10 m, in modo da offrire sufficienti garanzie contro tale eventualità. Fu inoltre proposto di consolidare il materiale interno alle paratie, costituite da diaframmi perimetrali, con iniezioni controllate di malta di cemento in pressione.

Da studi e verifiche eseguite risultò che la soluzione ottimale, in grado di offrire un livello più elevato di sicurezza, fosse quella del consolidamento con iniezioni, collegando le fondazioni in modo più diretto alla pila e all'impalcato. Tale metodologia permetteva un aumento di portata sufficiente a garantire la stabilità dell'opera, potendo inoltre essere effettuata senza determinare un restringimento della luce libera del deflusso delle acque che invece sarebbe stata ridotta con la creazione di diaframmi in alveo previsti dal progetto originale.

Nel 1996 l'opera d'arte si presentava in buone condizioni con riferimento alle strutture portanti, alcuni inconvenienti riguardavano invece le opere protettive e conservative; come si può notare in figura 4.6 -4.7 - 4.8. In particolare furono rilevate infiltrazioni di acque meteoriche dai giunti di dilatazione, con un conseguente degrado diffuso del cemento armato dei cordoli e del marciapiede, percolazione di acque attraverso la soletta con degradi localizzati per effetto della insufficiente azione impermeabilizzante della sovrastruttura viabile, richiedendo così degli interventi di ristrutturazione quali:

- Impermeabilizzazione dell'impalcato del ponte a mezzo cappa di asfalto sintetico
- Sostituzione dei giunti di dilatazione
- Scalpellatura e stuccatura delle parti danneggiate
- Passivazione dei ferri di armatura
- Verniciatura e protezione.



Figura 4.6 Danneggiamenti sulla spalla lato monte.



Figura 4.7 Giunto danneggiato.



Figura 4.8 Danneggiamento sugli estremi delle travi.

Pagina | 99

Dopo una serie di verifiche statiche effettuate nell'Agosto2001, per accertare le reali condizioni di sicurezza del ponte in seguito all'evento alluvionale del 14-16 Ottobre 2000, da fenomeni di scalzamento delle fondazioni speciali, come evidenziato dal rilievo topografico del fondo alveo eseguito dall'Amministrazione Provinciale.

L'attività di verifica svolta non si è limitata alle sole opere di fondazione, ma si è estesa a tutti gli elementi strutturali (impalcato, pile, spalle, pali), sulla base delle caratteristiche dei materiali di progetto e adottando le seguenti norme:

- norme sui carichi stradali e sulle opere in c.a. e c.a.p. utilizzate in sede di progetto;
- norme italiane sui carichi stradali attualmente in vigore e sulle opere in c.a. e c.a.p. utilizzate in sede di progetto;
- norme sperimentali europee sui carichi stradali (Eurocodice 1 parte 3) di prossima applicazione e l'eurocodice 2 – parte 1.1 per il calcolo delle opere in c.a. e c.a.p., nonché le norme attualmente in vigore per la progettazione delle opere di fondazione.

Le verifiche hanno tenuto conto della presenza degli interventi di rinforzo delle fondazioni effettuati nel 1985 in seguito al manifestarsi dei primi fenomeni di scalzamento delle fondazioni.

Alla conclusione degli studi, si giunse alla decisione di non eseguire un intervento generalizzato sull'intera opera, ma di limitare l'intervento di messa in sicurezza della pila 2, quindi nel 2003 si è dovuto operare alla ricostruzione della pila in alveo che risultava essere la più danneggiata. In figura 4.9 viene riportata una pila originaria, invece in figura 4.10 viene raffigurata la pila 2 dopo il suo rifacimento.



Figura 4.9 Danneggiamento sugli estremi delle travi.



Figura 4.10 Pila 2 dopo il rifacimento.

5. Dati iniziali

In questa tesi si vogliono applicare alcuni metodi trovati in letteratura e riportati nel capitolo 3, per la determinazione dell'erosione delle pile al ponte di Strambino, con utilizzo di dati reali misurati sul ponte prima e dopo il rifacimento della pila 2.

Questo lavoro di acquisizione dei dati è stato compiuto dal Professore Donato Sabia e il Professore Sebastiano Foti. La prima campagna di misure in condizioni originarie venne fatta il 14/07/2003 per le campate e il 15/07/2003 per le pile; la seconda fu effettuata dopo la sostituzione della pila 2, cioè il 14/09/2004 per le campate e il 15/09/2004 per le pile.

5.1 Prima campagna di misure

5.1.1 Strumentazione e catena di misura

In questo lavoro vennero misurate le accelerazioni realizzando una catena di misura costituita da:

- Computer portatile Pentium II 350
- Acquisitore per segnali dinamici: LMS DIFA SC316 a 16 Canali
- Accelerometri:

Numero	Sigla di	Produzione e Tipo	Ampiezza	Sensibilità
	Identificazione		Massima	
1	IS 1143	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	975 mV/g
2	IS 1144	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1002 mV/g
3	IS 1145	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1003 mV/g
4	IS 1146	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	999 mV/g
5	IS 1147	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	996 mV/g
6	IS 1148	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1001 mV/g
7	IS 1149	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	999 mV/g
8	IS 1150	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1004 mV/g
9	IS 1155	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1000 mV/g
10	IS 1156	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1003 mV/g
11	IS 1157	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	998 mV/g
12	IS 1158	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1000 mV/g
13	IS 1159	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1039 mV/g
14	IS 1160	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	966 mV/g

Tabella 5.1 Caratteristiche accelerometri

5.1.2 Progetto della Sperimentazione per le campate

In questo lavoro si ritiene che le accelerazioni orizzontali non siano significative, tanto da essere misurate le sole componenti di accelerazione nel piano verticale. In ogni punto di stazione viene collocato un sensore accelerimetrico con asse verticale.

I punti di stazione dei sensori sulla struttura sono stati individuati attraverso un'analisi di sensitività sul modello teorico agli elementi finiti realizzato sulla base della geometria della struttura e sulla stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il modello, composto da 4314 nodi e 4256 elementi bidimensionali SHELL63, è stato utilizzato anche per un controllo qualitativo delle deformate modali tra quelle ricavate dal modello e quelle derivati dai dati sperimentali.

Occorre in prima istanza stabilire il numero complessivo e le posizioni dei punti di misura necessarie per dare una descrizione geometrica univoca delle deformate modali oggetto dell'analisi, evitando di incorrere in deformate modali ambigue derivanti dalla mancanza di punti misurati (Space Aliasing). Il fenomeno dello Space Aliasing si presenta quando il numero di punti misurati è troppo basso e insufficiente a descrivere completamente le singole deformate modali.

Il numero dei punti di misura può essere determinato a seconda del numero di modi della struttura che si vogliono identificare: più elevato è l'ordine del modo, maggiore è la complessità della corrispondente linea elastica e, conseguentemente, maggiore risulta il dettaglio richiesto per una sua accurata descrizione. Per evitare questo fenomeno e per avere una buona definizione delle deformate modali della struttura identificate, è stato necessario individuare 26 punti di misura.

Essendo la catena di misura composta da 14 sensori in linea, è stato necessario eseguire più prove (o SETUP) mantenendo 2 sensori sempre fissi nelle stesse posizioni e spostando i rimanenti 12. I punti fissi permettono di stabilire un riferimento unico per tutte le prove e per tutte le posizioni di misura. In figura 5.1 riporta la numerazione convenzionale adottata per individuare gli impalcati e le pile, in figura 5.2 riporta invece la posizione dei punti di misura per una campata tipo, la tabella 5.1 descrive i setup di prova, infine le tabelle dalla 5.3 alla 5.7 riportano il quadro completo delle rilevazioni effettuate per ognuno degli impalcati e per ogni singolo setup.



Figura 5.2 Schema punti di misura impalcato tipo.

Dati iniziali

SETUP	Can.													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Α	1	3	5	7	9	11	13	14	16	18	20	22	24	26
В	2	4	5	6	8	10	12	15	17	19	20	21	23	25
С	13	11	9	7	5	3	1	26	24	22	20	18	16	14
D	12	10	8	6	5	4	2	25	23	21	20	19	17	15
Ε	13	11	9	7	5	1	3	26	24	22	20	18	16	14
F	12	10	8	6	5	2	4	25	23	21	20	19	17	15
G	1	3	5	7	9	11	13	14	16	18	20	22	24	26
Η	2	4	5	6	8	10	12	15	17	19	20	21	23	25
Ι	1	3	5	7	9	11	13	14	16	18	20	22	24	26
L	2	4	5	6	8	10	12	15	17	19	20	21	23	25

Tabella 5.2 Set-up canali e punti di misura corrispondenti.

Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)	Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)
	33	100 Hz	Stramb33		40	100 Hz	Stramb40
	34	100 Hz	Stramb34		41	100 Hz	Stramb41
	35	100 Hz	Stramb35		42	100 Hz	Stramb42
Ε	36	100 Hz	Stramb36	F	43	100 Hz	Stramb43
	37	100 Hz	Stramb37		44	100 Hz	Stramb44
	38	100 Hz	Stramb38				
	39	100 Hz	Stramb39				

Tabella 5.3 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C1.

Setup	Prova	Frequenza di	File	Setup	Prova	Frequenza di	File
	N.	campionamento	(*.txt)		N.	campionamento	(*.txt)
	14	100 Hz	Stramb14		21	100 Hz	Stramb21
	15	100 Hz	Stramb15		22	100 Hz	Stramb22
	16	100 Hz	Stramb16		23	100 Hz	Stramb23
С	17	100 Hz	Stramb17	D	24	100 Hz	Stramb24
	18	100 Hz	Stramb18		25	100 Hz	Stramb25
	19	100 Hz	Stramb19		26	100 Hz	Stramb26
	20	100 Hz	Stramb20		27	100 Hz	Stramb27
					28	100 Hz	Stramb28
					29	100 Hz	Stramb29
					30	100 Hz	Stramb30
					31	100 Hz	Stramb31
					32	100 Hz	Stramb32

Tabella 5.4 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C2.

Setup	Prova N	Frequenza di	File (* tyt)	Setup	Prova N	Frequenza di	File (* tyt)
	1 .	campionamento	(.1.1.)		14.	campionamento	(.1.1.)
	1	100 Hz	Stramb1		7	100 Hz	Stramb7
	2	100 Hz	Stramb2		8	100 Hz	Stramb8
	3	100 Hz	Stramb3		9	100 Hz	Stramb9
Α	4	100 Hz	Stramb4	В	10	100 Hz	Stramb10
	5	100 Hz	Stramb5		11	100 Hz	Stramb11
	6	100 Hz	Stramb6		12	100 Hz	Stramb12
					13	100 Hz	Stramb13

Tabella 5.5 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C3.

Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)	Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)
	55	100 Hz	Stramb55		61	100 Hz	Stramb61
	56	100 Hz	Stramb56		62	100 Hz	Stramb62
Ι	57	100 Hz	Stramb57	L	63	100 Hz	Stramb63
	58	100 Hz	Stramb58		64	100 Hz	Stramb64
	59	100 Hz	Stramb59		65	100 Hz	Stramb65
	60	100 Hz	Stramb60		66	100 Hz	Stramb66

Tabella 5.6 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C4.

Setup	Prova	Frequenza di	File	Setup	Prova	Frequenza di	File
	N.	campionamento	(*.txt)		Ν.	campionamento	(*.txt)
	45	100 Hz	Stramb45		51	100 Hz	Stramb51
	46	100 Hz	Stramb46		52	100 Hz	Stramb52
G	47	100 Hz	Stramb47	Η	53	100 Hz	Stramb53
	48	100 Hz	Stramb48		54	100 Hz	Stramb54
	49	100 Hz	Stramb49				
	50	100 Hz	Stramb50				

Tabella 5.7 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C5.

5.1.3 Risultati della prima campagna di misure per le campate

Venne fatta un'identificazione dinamica sperimentale sugli impalcati della struttura. Per ciascun impalcato indagato sono stati riportati i seguenti risultati:

- elenco delle forme modali e delle relative frequenze proprie;
- diagramma di distribuzione delle frequenze;
- vista assonometrica delle forme modali identificate con indicazione dei punti di misura;
- vista assonometrica delle forme modali identificate con rappresentazione della superficie interpolatrice.

Particolare attenzione va posta al fatto che ci potrebbero essere altri picchi di frequenza, ma in queste analisi ad ogni picco di frequenza deve corrispondere una determinata forma modale, altrimenti quel picco non viene preso in considerazione, perché non deriva dal modo di vibrare della struttura.

5.1.3.1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1

La figura 5.3 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C1. Nelle figure da 5.4 a 5.10 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.8 riporta i valori numerici delle deformate modali citate. I punti di misura 3 e 4, a causa di problemi intervenuti durante le rilevazioni al canale di rilevazione, sono stati scartati dalle elaborazioni.

Freq. (Hz)			4.68	5.43	15.05	16.65	17.71	20.86			
Punto di	Posiz planin	zione netrica	Deformate Modali								
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4°	5°	6°			
1	0	0	0.044	-0.029	0.033	0.071	0.061	0.090			
2	2.5	0	0.239	-0.192	0.170	0.326	0.436	0.463			
3	5	0	/	/	/	/	/	/			
4	7.5	0	/	/	/	/	/	/			
5	10	0	0.834	-0.807	0.728	0.668	0.718	0.983			
6	12.5	0	0.940	-0.908	0.812	0.390	0.447	0.748			
7	15	0	0.966	-0.992	1.000	0.049	-0.190	0.133			
8	17.5	0	0.953	-0.944	0.868	-0.424	-0.586	-0.419			
9	20	0	0.836	-0.853	0.955	-0.660	-0.848	-0.758			
10	22.5	0	0.695	-0.683	0.651	-0.773	-1.000	-0.997			
11	25	0	0.479	-0.479	0.568	-0.637	-0.746	-0.784			
12	27.5	0	0.245	-0.228	0.226	-0.351	-0.436	-0.476			
13	30	0	0.049	-0.029	0.053	-0.059	-0.023	-0.109			
14	0	10	0.055	0.039	0.050	-0.067	0.059	0.102			
15	2.5	10	0.241	0.211	0.202	-0.454	0.377	0.464			
16	5	10	0.490	0.438	0.422	-0.535	0.593	0.761			
17	7.5	10	0.689	0.653	0.562	-1.000	0.801	1.000			
18	10	10	0.856	0.805	0.785	-0.559	0.581	0.842			
19	12.5	10	0.943	0.948	0.836	-0.621	0.415	0.679			
20	15	10	1.000	1.000	0.924	-0.131	-0.132	0.152			
21	17.5	10	0.959	0.975	0.833	0.451	-0.505	-0.418			
22	20	10	0.880	0.854	0.890	0.535	-0.777	-0.752			
23	22.5	10	0.691	0.707	0.612	0.907	-0.864	-0.935			
24	25	10	0.488	0.471	0.508	0.516	-0.700	-0.774			
25	27.5	10	0.249	0.236	0.224	0.401	-0.398	-0.487			
26	30	10	0.043	0.031	0.046	0.046	-0.070	-0.112			

Tabella 5.8 Campata C1: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.3 Modello sperimentale campata C1: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.4 Modello Sperimentale campata C1: 1º Modo



Figura 5.5 Modello Sperimentale campata C1: 2º Modo



Figura 5.6 Modello Sperimentale campata C1: 3° Modo



Figura 5.7 Modello Sperimentale campata C1: 4º Modo



Figura 5.8 Modello Sperimentale campata C1: 5° Modo



Figura 5.9 Modello Sperimentale campata C1: 6° Modo

5.1.3.2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2

La figura 5.10 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C2. Nelle figure da 5.11 a 5.16 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.9 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.52	5.17	16.71	16.35	17.81	21.95		
Punto di	Posiz planin	zione netrica	Deformate Modali							
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4°	5°	6°		
1	0	0	0.045	-0.026	0.059	0.088	0.085	0.078		
2	2.5	0	0.253	-0.190	0.297	0.424	0.370	0.402		
3	5	0	0.494	-0.405	0.744	0.829	0.779	0.684		
4	7.5	0	0.742	-0.568	0.818	1.000	0.866	0.859		
5	10	0	0.876	-0.710	1.000	0.901	0.787	0.805		
6	12.5	0	1.000	-0.782	0.948	0.573	0.570	0.586		
7	15	0	0.996	-0.841	0.723	0.154	-0.040	0.131		
8	17.5	0	0.997	-0.778	0.740	-0.404	-0.301	-0.367		
9	20	0	0.859	-0.713	0.319	-0.743	-0.801	-0.655		
10	22.5	0	0.724	-0.558	0.451	-0.897	-0.691	-0.844		
11	25	0	0.483	-0.402	0.062	-0.733	-0.790	-0.726		
12	27.5	0	0.239	-0.181	0.137	-0.409	-0.320	-0.439		
13	30	0	0.024	-0.018	0.041	-0.056	-0.040	-0.130		
14	0	10	0.044	0.042	0.028	-0.050	0.070	0.146		
15	2.5	10	0.201	0.248	0.197	-0.258	0.465	0.512		
16	5	10	0.385	0.469	0.411	-0.509	0.760	0.892		
17	7.5	10	0.536	0.705	0.534	-0.534	1.000	0.953		
18	10	10	0.676	0.839	0.671	-0.477	0.718	0.811		
19	12.5	10	0.723	0.979	0.812	-0.259	0.579	0.483		
20	15	10	0.767	1.000	0.778	0.167	-0.023	-0.118		
21	17.5	10	0.725	0.982	0.909	0.452	-0.516	-0.607		
22	20	10	0.675	0.850	0.717	0.735	-0.931	-1.000		
23	22.5	10	0.513	0.689	0.724	0.666	-0.864	-0.947		
24	25	10	0.373	0.464	0.404	0.616	-0.785	-0.755		
25	27.5	10	0.184	0.240	0.261	0.281	-0.376	-0.386		
26	30	10	0.032	0.061	0.053	0.030	-0.015	-0.120		

Tabella 5.9 Campata C2: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.10 Modello Sperimentale campata C2: distribuzione delle frequenze



Figura 5.11 Modello Sperimentale campata C2: 1º Modo



Figura 5.12 Modello Sperimentale campata C2: 2° Modo



Figura 5.13 Modello Sperimentale campata C2: 3° Modo



Figura 5.14 Modello Sperimentale campata C2: 4° Modo



Figura 5.15 Modello Sperimentale campata C2: 5° Modo



Figura 5.16 Modello Sperimentale campata C2: 6° Modo

5.1.3.3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3

La figura 5.17 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C3. Nelle figure da 5.18 a 5.23 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.10 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.67	5.16	16.29	16.45	17.46	22.60		
Punto di	Posizione planimetrica		Deformate Modali							
Misura	X (m)	Y (m)	1°	1° 2° 3° 4° 5°						
1	0	0	0.057	-0.033	0.058	0.073	0.056	0.134		
2	2.5	0	0.251	-0.250	0.238	0.428	0.348	0.482		
3	5	0	0.510	-0.489	0.589	0.769	0.787	0.811		
4	7.5	0	0.717	-0.729	0.740	0.941	0.801	1.000		
5	10	0	0.881	-0.885	0.933	0.785	0.747	0.833		
6	12.5	0	0.976	-0.993	0.991	0.482	0.442	0.510		
7	15	0	1.000	-1.000	0.929	-0.077	-0.096	-0.069		
8	17.5	0	0.966	-0.991	1.000	-0.593	-0.382	-0.583		
9	20	0	0.846	-0.847	0.807	-0.860	-0.922	-0.802		
10	22.5	0	0.691	-0.704	0.709	-1.000	-0.720	-0.972		
11	25	0	0.465	-0.462	0.465	-0.797	-0.831	-0.725		
12	27.5	0	0.220	-0.213	0.238	-0.415	-0.303	-0.439		
13	30	0	0.014	-0.040	0.051	-0.072	-0.070	-0.089		
14	0	10	0.069	0.042	0.072	-0.048	0.075	0.065		
15	2.5	10	0.233	0.211	0.210	-0.384	0.326	0.366		
16	5	10	0.471	0.462	0.501	-0.491	0.934	0.638		
17	7.5	10	0.670	0.661	0.637	-0.832	0.762	0.889		
18	10	10	0.825	0.858	0.814	-0.565	0.967	0.871		
19	12.5	10	0.917	0.939	0.890	-0.459	0.453	0.617		
20	15	10	0.948	0.996	0.890	-0.077	0.031	0.190		
21	17.5	10	0.905	0.937	0.954	0.416	-0.303	-0.451		
22	20	10	0.801	0.870	0.878	0.503	-1.000	-0.777		
23	22.5	10	0.648	0.678	0.759	0.814	-0.655	-0.998		
24	25	10	0.440	0.486	0.565	0.513	-0.965	-0.939		
25	27.5	10	0.220	0.228	0.334	0.410	-0.313	-0.617		
26	30	10	0.031	0.039	0.101	0.072	-0.097	-0.209		

Tabella 5.10 Campata C3: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.17 Modello Sperimentale campata C3: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.18 Modello Sperimentale campata C3: 1° Modo



Figura 5.19 Modello Sperimentale campata C3: 2° Modo



Figura 5.20 Modello Sperimentale campata C3: 3° Modo



Figura 5.21 Modello Sperimentale campata C3: 4° Modo



Figura 5.22 Modello Sperimentale campata C3: 5° Modo



Figura 5.23 Modello Sperimentale campata C3: 6° Modo

5.1.3.4 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C4

La figura 5.24 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C4. Nelle figure da 5.25 a 5.30 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.11 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.69	5.31	16.18	16.21	17.25	22.27		
Punto di	Posizione planimetrica		Deformate Modali							
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4°	5°	6°		
1	30	0	0.046	-0.035	0.002	0.093	0.068	0.090		
2	27.5	0	0.216	-0.214	0.262	0.382	0.380	0.411		
3	25	0	0.440	-0.460	0.402	0.894	0.731	0.794		
4	22.5	0	0.647	-0.670	0.777	0.967	0.882	0.972		
5	20	0	0.792	-0.844	0.867	1.000	0.752	0.910		
6	17.5	0	0.902	-0.962	0.992	0.745	0.447	0.612		
7	15	0	0.917	-1.000	0.982	0.299	-0.234	0.090		
8	12.5	0	0.912	-0.987	0.822	-0.043	-0.587	-0.482		
9	10	0	0.807	-0.880	1.000	-0.575	-0.955	-0.827		
10	7.5	0	0.673	-0.730	0.496	-0.569	-1.000	-1.000		
11	5	0	0.461	-0.503	0.616	-0.700	-0.884	-0.861		
12	2.5	0	0.268	-0.285	0.186	-0.338	-0.497	-0.559		
13	0	0	0.053	-0.067	0.097	-0.033	-0.136	-0.151		
14	30	10	0.050	0.028	0.034	-0.109	0.067	0.109		
15	27.5	10	0.223	0.215	0.243	-0.168	0.321	0.438		
16	25	10	0.464	0.418	0.472	-0.610	0.611	0.759		
17	22.5	10	0.671	0.628	0.690	-0.315	0.741	0.941		
18	20	10	0.864	0.806	0.914	-0.604	0.626	0.926		
19	17.5	10	0.950	0.904	0.894	0.063	0.368	0.582		
20	15	10	1.000	0.956	0.944	0.305	-0.195	0.111		
21	12.5	10	0.954	0.904	0.827	0.603	-0.540	-0.447		
22	10	10	0.867	0.828	0.975	0.936	-0.865	-0.765		
23	7.5	10	0.695	0.661	0.594	0.795	-0.895	-0.942		
24	5	10	0.495	0.467	0.601	0.850	-0.778	-0.816		
25	2.5	10	0.241	0.228	0.234	0.368	-0.387	-0.518		
26	0	10	0.053	0.038	0.089	0.129	-0.099	-0.149		

Tabella 5.11 Campata C4: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.24 Modello Sperimentale campata C4: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.25 Modello Sperimentale campata C4: 1º Modo



Figura 5.26 Modello Sperimentale campata C4: 2° Modo



Figura 5.27 Modello Sperimentale campata C4: 3° Modo



Figura 5.28 Modello Sperimentale campata C4: 4° Modo



Figura 5.29 Modello Sperimentale campata C4: 5° Modo



Figura 5.30 Modello Sperimentale campata C4: 6° Modo

5.1.3.5 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C5

La figura 5.31 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C5. Nelle figure da 5.32 a 5.37 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.12 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.91	5.33	15.55	16.40	17.85	21.25		
Punto di	Posizione planimetrica		Deformate Modali							
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4 °	5°	6°		
1	0	0	0.029	0.062	0.041	0.092	0.094	0.089		
2	2.5	0	0.184	0.223	0.196	0.360	0.402	0.400		
3	5	0	0.328	0.444	0.390	0.720	0.837	0.807		
4	7.5	0	0.532	0.697	0.622	0.885	0.968	0.962		
5	10	0	0.614	0.835	0.793	0.813	0.871	0.908		
6	12.5	0	0.735	0.987	0.936	0.543	0.553	0.604		
7	15	0	0.677	0.948	0.977	0.241	0.007	0.100		
8	17.5	0	0.741	1.000	1.000	-0.366	-0.519	-0.490		
9	20	0	0.584	0.829	0.962	-0.592	-0.893	-0.877		
10	22.5	0	0.539	0.728	0.719	-0.799	-1.000	-1.000		
11	25	0	0.337	0.465	0.579	-0.632	-0.856	-0.898		
12	27.5	0	0.210	0.262	0.289	-0.444	-0.540	-0.569		
13	30	0	0.049	0.041	0.069	-0.096	-0.131	-0.152		
14	0	10	0.012	-0.030	0.052	-0.059	0.055	0.128		
15	2.5	10	0.204	-0.153	0.240	-0.475	0.310	0.415		
16	5	10	0.478	-0.364	0.548	-0.414	0.800	0.801		
17	7.5	10	0.643	-0.483	0.717	-0.975	0.758	0.899		
18	10	10	0.881	-0.670	0.921	-0.394	0.885	0.847		
19	12.5	10	0.926	-0.698	0.986	-0.530	0.469	0.538		
20	15	10	1.000	-0.762	0.967	0.122	0.091	0.086		
21	17.5	10	0.928	-0.706	0.954	0.483	-0.382	-0.467		
22	20	10	0.898	-0.679	0.765	0.654	-0.761	-0.780		
23	22.5	10	0.675	-0.504	0.643	1.000	-0.728	-0.875		
24	25	10	0.500	-0.382	0.406	0.574	-0.761	-0.790		
25	27.5	10	0.237	-0.165	0.229	0.484	-0.355	-0.456		
26	30	10	0.043	-0.019	0.038	0.081	-0.090	-0.138		

Tabella 5.12 Campata C5: Deformate modali sperimentali



Figura 5.31 Modello Sperimentale campata C5: distribuzione delle frequenze



Figura 5.32 Modello Sperimentale campata C5: 1° Modo



Figura 5.33 Modello Sperimentale campata C5: 2° Modo



Figura 5.34 Modello Sperimentale campata C5: 3° Modo



Figura 5.35 Modello Sperimentale campata C5: 4° Modo



Figura 5.36 Modello Sperimentale campata C5: 5° Modo



Figura 5.37 Modello Sperimentale campata C5: 6° Modo

5.1.3.6 Osservazioni dei risultati ottenuti

Si notano alcune differenze tra le frequenze proprie dei diversi impalcati; solamente sulla base di tali informazioni risulterebbe molto incerto qualsiasi giudizio su possibili anomalie nel comportamento strutturale. Invece analizzando le forme modali è possibile evidenziare sensibili differenze nelle risposte dinamiche degli impalcati riconducibili a possibili anomalie degli appoggi degli impalcati (o analogamente a comportamenti anomali delle fondazioni delle pile di appoggio).

Nelle figure 5.38 a 5.43, sono stati disegnati i modi di vibrare corrispondenti di ciascuna delle cinque campate identificate. In questo modo è possibile evidenziare eventuali differenze tra le caratteristiche dinamiche (frequenza e deformata modale) delle campate oggetto di prova.

La presenza di modi apparentemente simili a frequenze differenti può essere spiegare con il mutamento delle condizioni di appoggio offerte dalle pile, per effetto della propria risposta dinamica alle sollecitazioni indotte. La somiglianza tra il primo ed il terzo modo di vibrare sperimentali, così come tra il quinto ed il sesto, sono quindi da imputarsi a differenti comportamenti dinamici delle pile di appoggio alle diverse frequenze di interesse.



Figura 5.38 Forma modale per il primo modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali.



Figura 5.39 Forma modale per il secondo modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali.



Figura 5.40 Forma modale per il terzo modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali.



Figura 5.41 Forma modale per il quarto modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali.



Figura 5.42 Forma modale per il quinto modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali.



Figura 5.43 Forma modale per il sesto modo di vibrare ricavato dai dati sperimentali.
Dal confronto dei modi di vibrare di ciascun impalcato, si nota che le campate C1 e C5 hanno un comportamento analogo e lievemente differente (in termini di frequenze proprie) dalle rimanenti. Tale risultato trova giustificazione nelle differenti condizioni di vincolo per le due campate indicate, dovute alla presenza delle spalle di appoggio (certamente più rigide delle pile in alveo).

Analizzando la forma delle deformate modali si evidenzia una diversa deformabilità tra le travi esterne delle campate C2 e C5 che si potrebbe attribuire a problemi localizzati sulle travi stesse o ad una variazione di efficacia dei vincoli verticali di appoggio.

In conclusione, si può affermare che il comportamento dinamico delle campate C2 e C3 presenta alcune anomalie che potrebbero essere riconducibili ad una differente condizione di vincolo offerta dalla pila P2.

5.1.4 Progetto della Sperimentazione per le pile

Analizzata la tipologia della struttura, le caratteristiche dell'azione eccitante e la risposta dinamica della pila, si sono ritenute significative le componenti di accelerazione sia nel piano orizzontale che nel piano verticale. Al fine di legare la risposta delle pile a quella degli impalcati, sono stati posizionati due sensori accelerometrici con asse verticale sull'impalcato più prossimo alla pila in esame. La pila è stata strumentata con la disposizione di nove accelerometri ad asse verticale e tre accelerometri disposti con asse orizzontale.

I punti di stazione dei sensori sulla struttura sono stati individuati attraverso un'analisi di sensitività agli spostamenti verticali. Tale analisi è stata effettuata attraverso un modello teorico agli elementi finiti realizzato sulla base della geometria della struttura e sulla stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il modello è composto da 3548 nodi, 2898 elementi tridimensionali SOLID45 per la descrizione della pila, 1598 elementi COMBIN14 e 510 elementi BEAM4 per simulare il comportamento dei pali ed è anche stato utilizzato anche per un controllo qualitativo delle deformate modali.

Essendo la catena di misura composta da 14 sensori in linea, è stato sufficiente eseguire un'unica prova (SETUP A) mantenendo i sensori sempre fissi nelle stesse posizioni per le pile P1, P2 e P3.

Le prove sulla pila P4, a causa di un parziale interramento della base della pila, hanno richiesto la necessità di ricorrere ad una disposizione differente dei punti di misura (SETUP B). A causa di tale

SETUP	Can.													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Α	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
B	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

inconveniente, sulla pila P4 non è stato possibile rilevare eventuali rotazioni in direzione parallela all'asse viario.

Tabella 5.13 Set-up, canali e punti di misura corrispondenti.



Figura 5.44 Schema punti di misura pila tipo.

Setup	Prova	Frequenza di	File
_	N .	campionamento	(*.txt)
	1	100 Hz	Pila1_1.txt
	2	100 Hz	Pila1_2.txt
	3	100 Hz	Pila1_3.txt
Α	4	100 Hz	Pila1_4.txt
	5	100 Hz	Pila1_5.txt
	6	100 Hz	Pila1_6.txt
	7	100 Hz	Pila1_7.txt
	8	100 Hz	Pila1_8.txt
	9	100 Hz	Pila1_9.txt
	10	100 Hz	Pila1_10.txt

Tabella 5.14 Quadro riepilogativo delle misure per pila P1.

Setup	Prova	Frequenza di	File
-	N.	campionamento	(*.txt)
	11	100 Hz	Pila2_1.txt
	12	100 Hz	Pila2_2.txt
	13	100 Hz	Pila2_3.txt
	14	100 Hz	Pila2_4.txt
	15	100 Hz	Pila2_5.txt
	16	100 Hz	Pila2_6.txt
	17	100 Hz	Pila2_7.txt
	18	100 Hz	Pila2_8.txt
	19	100 Hz	Pila2_9.txt
Α	20	100 Hz	Pila2 10.txt
	21	100 Hz	Pila2 11.txt
	22	100 Hz	Pila2 11.txt
	23	100 Hz	Pila2 12.txt
	24	100 Hz	Pila2 13.txt
	25	100 Hz	Pila2 14.txt
	26	100 Hz	Pila2 15.txt
	27	100 Hz	Pila2 15.txt
	28	100 Hz	Pila2_16.txt
	29	100 Hz	Pila2_17.txt
	30	100 Hz	Pila2_18.txt
	31	100 Hz	Pila2_19.txt

Tabella 5.15 Quadro riepilogativo delle misure per pila P2.

Setup	Prova	Frequenza di	File
	N.	campionamento	(*.txt)
	32	100 Hz	Pila3_1.txt
	33	100 Hz	Pila3_2.txt
	34	100 Hz	Pila3_3.txt
	35	100 Hz	Pila3_4.txt
	36	100 Hz	Pila3_5.txt
Α	37	100 Hz	Pila3_6.txt
	38	100 Hz	Pila3_7.txt
	39	100 Hz	Pila3_8.txt
	40	100 Hz	Pila3_9.txt
	41	100 Hz	Pila3_10.txt
	42	100 Hz	Pila3_11.txt
	43	100 Hz	Pila3_12.txt
	44	100 Hz	Pila3_13.txt

Tabella 5.16 Quadro riepilogativo delle misure per pila P3.

Setup	Prova	Frequenza di	File
	N .	campionamento	(*.txt)
	45	100 Hz	Pila4_1.txt
	46	100 Hz	Pila4_2.txt
	47	100 Hz	Pila4_3.txt
	48	100 Hz	Pila4_4.txt
	49	100 Hz	Pila4_5.txt
В	50	100 Hz	Pila4_6.txt
	51	100 Hz	Pila4_7.txt
	52	100 Hz	Pila4_8.txt
	53	100 Hz	Pila4_9.txt
	54	100 Hz	Pila4_10.txt
	55	100 Hz	Pila3_11.txt
	56	100 Hz	Pila3_12.txt

Tabella 5.17 Quadro riepilogativo delle misure per pila P4.

5.1.5 Risultati della prima campagna di misure per le pile

Venne fatta un'identificazione dinamica sperimentale sulle pile della struttura. Per ciascuna di esse si riportano i seguenti risultati:

- elenco delle forme modali e delle relative frequenze proprie;
- diagramma di distribuzione delle frequenze;
- vista assonometrica delle forme modali identificate con indicazione dei punti di misura;
- vista assonometrica delle forme modali identificate con rappresentazione della superficie interpolatrice.

5.1.5.1 Caratteristiche dinamiche: Pila P1

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C1), al canale 7 che ha presentato dei problemi di rilevazione ed al canale 14 che, unico accelerometro orizzontale nella direzione della corrente del fiume, non è stato utilizzato per l'identificazione poiché non è risultato sufficientemente attendibile. In figura 5.45 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P1. Nelle figure da 5.46 a 5.50 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. Infine la tabella 5.18 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.77	5.40	6.10	15.79	22.56
Punto di	Posiz planin	Posizione Deformate Modali					
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4°	5°
1	-15.00	0.00	-	-	-	-	-
2	-7.50	0.00	-	-	-	-	-
3	-0.50	0.00	-0.048	0.713	0.767	0.837	1.000
4	-0.50	8.00	0.010	-0.522	0.834	0.909	-0.387
5	0.50	-1.80	0.273	1.000	0.643	1.000	0.864
6	0.50	0.00	0.225	0.800	0.761	0.932	0.581
7	0.50	2.00	-	-	-	-	-
8	0.50	4.00	0.267	0.178	0.738	0.917	-0.192
9	0.50	6.00	0.281	-0.182	0.748	0.939	-0.436
10	0.50	8.00	0.303	-0.429	0.769	0.972	-0.716
11	0.50	9.80	0.298	-0.832	0.807	0.999	-0.995
12	0.50	0.00	-0.952	-0.694	1.000	-0.276	0.707
13	0.50	8.00	-1.000	0.725	0.961	0.303	0.659
14	0.00	8.00	-	-	-	-	-

Tabella 5.18 Pila P1: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.45 Modello Sperimentale Pila P1: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.47 Modello Sperimentale campata P1: 2° Modo



Figura 5.49 Modello Sperimentale campata P1: 4° Modo.



Figura 5.50 Modello Sperimentale campata P1: 5° Modo

5.1.5.2 Caratteristiche dinamiche: Pila P2

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C2), al canale 7 che ha presentato dei problemi di rilevazione ed al canale 14 che, unico accelerometro orizzontale nella direzione della corrente del fiume, non è stato utilizzato per l'identificazione poiché non è risultato sufficientemente attendibile. In figura 5.51 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P2. Nelle figure da 5.52 a 5.56 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. Infine la tabella 5.19 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.80	5.04	5.56	15.95	23.96			
Punto di	Posizione planimetrica		Deformate Modali							
Misura	X (m)	Y (m)	1° 2° 3° 4°							
1	-15.00	0.00	-	-	-	-	-			
2	-7.50	0.00	-	-	-	-	-			
3	-0.50	0.00	0.336	0.716	0.972	0.991	0.384			
4	-0.50	8.00	0.197	-0.770	0.730	0.913	-0.674			
5	0.50	-1.80	0.521	1.000	0.972	1.000	1.000			
6	0.50	0.00	0.478	0.740	1.000	0.921	0.644			
7	0.50	2.00	-	-	-	-	-			
8	0.50	4.00	0.373	-0.065	0.835	0.810	0.168			
9	0.50	6.00	0.367	-0.452	0.737	0.820	-0.171			
10	0.50	8.00	0.330	-0.773	0.704	0.843	-0.426			
11	0.50	9.80	0.307	-0.975	0.649	0.850	-0.749			
12	0.50	0.00	-1.000	-0.528	0.994	-0.161	-0.493			
13	0.50	8.00	-0.962	0.749	0.887	-0.724	-0.547			
14	0.00	8.00	-	-	-	-	-			

Tabella 5.19 Pila P2: Deformate modali sperimentali



Figura 5.51 Modello Sperimentale Pila P2: distribuzione delle frequenze.





Figura 5.53 Modello Sperimentale campata P2: 2° Modo



Figura 5.55 Modello Sperimentale campata P2: 4° Modo



Figura 5.56 Modello Sperimentale campata P2: 5° Modo

5.1.5.3 Caratteristiche dinamiche: Pila P3

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C3), al canale 7 che ha presentato dei problemi di rilevazione ed al canale 14 che, unico accelerometro orizzontale nella direzione della corrente del fiume, non è stato utilizzato per l'identificazione poiché non è risultato sufficientemente attendibile. In figura 5.57 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P3. Nelle figure da 5.58 a 5.61 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. Infine la tabella 5.20 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.90	5.52	16.70	23.19	
Punto di	Posiz planin	Posizione Deformate Modali					
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4°	
1	-15.00	0.00	-	-	-	-	
2	-7.50	0.00	-	-	-	-	
3	-0.50	0.00	0.316	0.643	0.754	0.795	
4	-0.50	8.00	0.285	0.548	0.949	0.182	
5	0.50	-1.80	0.413	0.606	0.816	1.000	
6	0.50	0.00	0.474	0.603	0.853	0.832	
7	0.50	2.00	-	-	-	-	
8	0.50	4.00	0.411	0.513	0.882	0.510	
9	0.50	6.00	0.325	0.528	0.913	0.369	
10	0.50	8.00	0.351	0.525	1.000	0.220	
11	0.50	9.80	0.333	0.472	0.993	0.154	
12	0.50	0.00	-0.878	1.000	-0.059	0.167	
13	0.50	8.00	-1.000	0.773	-0.608	0.130	
14	0.00	8.00	-	-	-	-	

Tabella 5.20 Pila P3: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.57 Modello Sperimentale Pila P3: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.58 Modello Sperimentale campata P3: 1° Modo.



Figura 5.59 Modello Sperimentale campata P3: 2° Modo.



Figura 5.61 Modello Sperimentale campata P3: 4° Modo.

5.1.5.4 Caratteristiche dinamiche: Pila P4

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C4), al canale 7 che ha presentato dei problemi di rilevazione ed al canale 14 che, unico accelerometro orizzontale nella direzione della corrente del fiume, non è stato utilizzato per l'identificazione poiché non è risultato sufficientemente attendibile. In figura 5.62 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P4. Nelle figure da 5.63 a 5.65 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. Infine la tabella 5.21 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.86	5.69	17.27		
Punto di	Posiz planin	zione 1etrica	Defo	Deformate Modali			
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°		
1	-15.00	0.00	-	-	-		
2	-7.50	0.00	-	-	-		
3	-0.50	8.00	0.384	0.896	0.844		
4	-0.50	7.00	0.361	0.931	0.800		
5	-0.50	6.00	0.389	0.929	0.792		
6	-0.50	5.00	0.383	0.934	0.818		
7	-0.50	4.00	-	-	-		
8	-0.50	3.00	0.406	0.943	0.823		
9	-0.50	2.00	0.114	0.863	0.890		
10	-0.50	1.00	0.399	0.933	0.901		
11	-0.50	0.00	0.443	1.000	0.917		
12	-0.50	0.00	-1.000	-0.714	1.000		
13	-0.50	8.00	-0.753	-0.420	0.393		
14	-0.50	8.00	-	-	-		

Tabella 5.21 Pila P4: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.62 Modello Sperimentale Pila P4: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.64 Modello Sperimentale campata P4: 2° Modo



Figura 5.65 Modello Sperimentale campata P4: 3° Modo

5.1.5.5 Osservazioni dei risultati ottenuti per le pile

Il primo modo di vibrare è analogo per tutte le pile ed evidenzia un comportamento principalmente traslazionale in direzione longitudinale al viadotto, con una componente rotazionale rispetto alla direzione trasversale (nella pila P4 tale componente non è rilevabile). Le frequenze più basse delle pile P1 e P2 potrebbero evidenziare una maggiore deformabilità indotta dallo scalzamento. Il secondo modo delle pile P1 e P2 è un modo rotazionale intorno all'asse longitudinale del viadotto e non trova riscontro sulle pile P3 e P4. È importante rilevare che tale modo è particolarmente evidente sulla pila P2 e potrebbe pertanto essere un ulteriore indizio di un fenomeno di scalzamento. Il terzo modo di vibrare delle pile P1 e P2 è simile al secondo delle pile P3 e P4 presentando un comportamento essenzialmente traslazionale. Nelle figure 5.66, 5.67 e 5.68 si riporta un confronto dei primi tre modi di vibrare rilevati sulle pile P1, P2 e P3.



Figura 5.66 Primo modo di vibrare sperimentale per le pile P1, P2 e P3



Figura 5.67 Secondo modo di vibrare sperimentale per le pile P1, P2



Figura 5.68 Terzo modo di vibrare sperimentale per le pile P1, P2 e secondo modo di vibrare sperimentale per la pila P3

5.2 Seconda campagna di misure

5.2.1 Strumentazione e catena di misura

In questo lavoro vennero misurate le accelerazioni realizzando una catena di misura costituita da:

- Computer portatile Pentium II 350
- Acquisitore per segnali dinamici: LMS DIFA SC316 a 16 Canali
- Accelerometri:

Numero	Sigla di	Produzione e Tipo	Ampiezza	Sensibilità
	Identificazione	_	Massima	
1	IS 1143	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	975 mV/g
2	IS 1144	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1002 mV/g
3	IS 1145	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1003 mV/g
4	IS 1146	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	999 mV/g
5	IS 1147	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	996 mV/g
6	IS 1148	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1001 mV/g
7	IS 1149	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	999 mV/g
8	IS 1150	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1004 mV/g
9	IS 1155	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1000 mV/g
10	IS 1156	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1003 mV/g
11	IS 1157	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	998 mV/g
12	IS 1158	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	1000 mV/g
13	IS 1159	PCB mod. 3701G3FA3G	$\pm 3 g$	1039 mV/g
14	IS 1160	PCB mod. 3701G3FA3G	±3 g	966 mV/g

Tabella 5.22 Caratteristiche accelerometri

5.2.2 Progetto della Sperimentazione per le campate

Anche per questa campagna di misura, analizzando la tipologia di strutture, le caratteristiche dell'azione eccitante e la risposta dinamica dell'impalcato, si ritengono non significative le accelerazioni nel piano orizzontale e si sono misurate le sole componenti di accelerazione nel piano verticale. In ogni punto di stazione è stato collocato un sensore accelerimetrico con asse verticale.

Dalla prima campagna di indagine sono risultati idonei sia il numero di punti di misura sull'impalcato sia la loro disposizione spaziale. Per tale motivo e per poter effettuare un confronto diretto dei risultati, sono stati utilizzati gli stessi 26 punti di misura utilizzati nella campagna di prove iniziale.

Essendo la catena di misura composta da 14 sensori in linea, è stato necessario eseguire più prove (o SETUP) mantenendo 2 sensori sempre fissi nelle stesse posizioni e spostando i rimanenti 12. I punti fissi permettono di stabilire un riferimento unico per tutte le prove e per tutte le posizioni di misura.

La numerazione convenzionale adottata per individuare gli impalcati e le pile è riportata in figura 5.1. La figura 5.69 riporta invece la posizione dei punti di misura per una campata tipo. La tabella 5.23 descrive i setup di prova. Infine le tabelle da 5.24 a 5.28 riportano il quadro completo delle rilevazioni effettuate per ognuno degli impalcati e per ogni singolo setup.

Dati iniziali



Figura 5.69 Schema punti di misura impalcato tipo.

Dati iniziali

SETUP	Can.													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Α	1	3	5	7	9	11	13	14	16	18	20	22	24	26
В	2	4	5	6	8	10	12	15	17	19	20	21	23	25
С	1	3	5	7	9	11	13	14	16	18	20	22	24	26
D	2	4	5	6	8	10	12	15	17	19	20	21	23	25
Ε	13	11	9	7	5	3	1	26	24	22	20	18	16	14
F	12	10	8	6	5	4	2	25	23	21	20	19	17	15
G	1	3	5	7	9	11	13	14	16	18	20	22	24	26
Η	2	4	5	6	8	10	12	15	17	19	20	21	23	25
Ι	13	11	9	7	5	3	1	26	24	22	20	18	16	14
L	12	10	8	6	5	4	2	25	23	21	20	19	17	15

Tabella 5.23 Set-up, canali e punti di misura corrispondenti.

Setup	Prova	Frequenza di	File	File Setup Prova Fr		Frequenza di	File
	N.	campionamento	(*.txt)		N.	campionamento	(*.txt)
	1	200 Hz	STR01		9	200 Hz	STR09
	2	200 Hz	STR02		10	200 Hz	STR10
	3	200 Hz	STR03		11	200 Hz	STR11
Α	4	200 Hz	STR04	В	12	200 Hz	STR12
	5	200 Hz	STR05		13	200 Hz	STR13
	6	200 Hz	STR06		14	200 Hz	STR14
	7	200 Hz	STR07		15	200 Hz	STR15
	8	200 Hz	STR08		16	200 Hz	STR16

Tabella 5.24 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C1.

Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)	Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)
	17	200 Hz	STR17		25	200 Hz	STR25
	18	200 Hz	STR18		26	200 Hz	STR26
	19	200 Hz	STR19		27	200 Hz	STR28
С	20	200 Hz	STR20	D	28	200 Hz	STR29
	21	200 Hz	STR21		29	200 Hz	STR30
	22	200 Hz	STR22		30	200 Hz	STR31
	23	200 Hz	STR23		31	200 Hz	STR32
	24	200 Hz	STR24		32	200 Hz	STR33
					33	200 Hz	STR34

Tabella 5.25 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C2

Setup	Prova	Frequenza di	File	Setup	Prova	Frequenza di	File
	N.	campionamento	(*.txt)		N.	campionamento	(*.txt)
	34	200 Hz	STR35		42	200 Hz	STR43
	35	200 Hz	STR36		43	200 Hz	STR44
	36	200 Hz	STR37		44	200 Hz	STR45
Ε	37	200 Hz	STR38	F	45	200 Hz	STR46
	38	200 Hz	STR39		46	200 Hz	STR47
	39	200 Hz	STR40		47	200 Hz	STR48
	40	200 Hz	STR41		48	200 Hz	STR49
	41	200 Hz	STR42		49	200 Hz	STR50

Tabella 5.26 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C3

Setup	Prova	Frequenza di	File	Setup	Prova	Frequenza di	File
	N.	campionamento	(*.txt)		Ν.	campionamento	(*.txt)
	65	200 Hz	STR401		73	200 Hz	STR409
	66	200 Hz	STR402		74	200 Hz	STR410
	67	200 Hz	STR403		75	200 Hz	STR411
	68	200 Hz	STR404		76	200 Hz	STR412
G	69	200 Hz	STR405	Н	77	200 Hz	STR413
	70	200 Hz	STR406		78	200 Hz	STR414
	71	200 Hz	STR407		79	200 Hz	STR415
	72	200 Hz	STR408		80	200 Hz	STR416
					81	200 Hz	STR417
					82	200 Hz	STR418

Tabella 5.27 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C4

Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)	Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)
	50	200 Hz	STR501		58	200 Hz	STR509
	51	200 Hz	STR502		59	200 Hz	STR510
	52	200 Hz	STR503		60	200 Hz	STR512
Ι	53	200 Hz	STR504	L	61	200 Hz	STR513
	54	200 Hz	STR505		62	200 Hz	STR514
	55	200 Hz	STR506		63	200 Hz	STR515
	56	200 Hz	STR507		64	200 Hz	STR516
	57	200 Hz	STR508				

Tabella 5.28 Quadro riepilogativo delle misure per la campata C5

5.2.3 Risultati della seconda campagna di misure per le pile

Venne fatta un'identificazione dinamica sperimentale sugli impalcati della struttura. Per ciascun impalcato indagato sono stati riportati i seguenti risultati:

- elenco delle forme modali e delle relative frequenze proprie;
- diagramma di distribuzione delle frequenze;
- vista assonometrica delle forme modali identificate con indicazione dei punti di misura;
- vista assonometrica delle forme modali identificate con rappresentazione della superficie interpolatrice.

5.2.3.1 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C1

La figura 5.70 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C1. Nelle figure da 5.71 a 5.76 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.29 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.70	5.43	14.95	16.74	17.38	21.39			
Punto di	Posiz planin	zione netrica	Deformate Modali								
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4 °	5°	6°			
1	0	0	0.041	-0.027	0.037	0.075	0.045	0.104			
2	2.5	0	0.221	-0.180	0.176	0.422	0.403	0.419			
3	5	0	0.484	-0.430	0.355	0.846	0.799	0.846			
4	7.5	0	0.703	-0.601	0.575	0.978	0.960	0.985			
5	10	0	0.857	-0.771	0.762	0.880	0.865	0.950			
6	12.5	0	0.976	-0.870	0.920	0.555	0.536	0.633			
7	15	0	1.000	-0.964	0.954	-0.108	-0.047	0.083			
8	17.5	0	0.997	-0.891	1.000	-0.458	-0.564	-0.482			
9	20	0	0.866	-0.840	0.939	-1.000	-0.888	-0.877			
10	22.5	0	0.737	-0.650	0.742	-0.937	-1.000	-1.000			
11	25	0	0.496	-0.450	0.552	-0.935	-0.791	-0.908			
12	27.5	0	0.261	-0.212	0.256	-0.424	-0.386	-0.483			
13	30	0	0.030	-0.014	0.047	-0.133	0.097	-0.136			
14	0	10	0.041	0.033	0.031	-0.113	0.054	0.115			
15	2.5	10	0.220	0.219	0.195	-0.441	0.420	0.445			
16	5	10	0.454	0.446	0.378	-0.837	0.783	0.831			
17	7.5	10	0.642	0.661	0.589	-0.963	0.947	0.931			
18	10	10	0.810	0.846	0.734	-0.935	0.839	0.891			
19	12.5	10	0.899	0.957	0.902	-0.543	0.545	0.559			
20	15	10	0.931	1.000	0.935	-0.121	0.044	0.065			
21	17.5	10	0.887	0.953	0.924	0.494	-0.458	-0.470			
22	20	10	0.794	0.863	0.865	0.690	-0.817	-0.866			
23	22.5	10	0.658	0.704	0.696	0.976	-0.922	-0.948			
24	25	10	0.449	0.477	0.507	0.729	-0.758	-0.876			
25	27.5	10	0.238	0.222	0.246	0.447	-0.402	-0.476			
26	30	10	0.027	0.029	0.062	0.064	0.059	-0.137			

Tabella 5.29 Campata C1: Deformate modali sperimentali



Figura 5.70 Modello Sperimentale campata C1: distribuzione delle frequenze



Figura 5.71 Modello Sperimentale campata C1: 1º Modo



Figura 5.72 Modello Sperimentale campata C1: 2° Modo



Figura 5.73 Modello Sperimentale campata C1: 3° Modo



Figura 5.74 Modello Sperimentale campata C1: 4° Modo



Figura 5.75 Modello Sperimentale campata C1: 5° Modo



Figura 5.76 Modello Sperimentale campata C1: 6° Modo

5.2.3.2 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C2

La figura 5.77 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C2. Nelle figure da 5.78 a 5.84 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.30 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.41	5.12	12.01	15.78	15.92	17.85	21.45		
Punto di	Posiz planin	zione netrica		Deformate Modali							
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4 °	5°	6°	7 °		
1	0	0	0.034	-0.052	0.032	0.031	0.041	0.073	0.123		
2	2.5	0	0.223	-0.225	0.262	0.147	0.457	0.439	0.466		
3	5	0	0.477	-0.451	0.527	0.434	0.796	0.864	0.866		
4	7.5	0	0.672	-0.646	0.677	0.621	1.000	1.000	1.000		
5	10	0	0.840	-0.790	0.694	0.750	0.925	0.879	0.921		
6	12.5	0	0.933	-0.889	0.587	0.890	0.635	0.540	0.675		
7	15	0	1.000	-0.930	0.323	0.908	0.315	-0.004	0.180		
8	17.5	0	0.951	-0.889	0.021	1.000	-0.381	-0.492	-0.322		
9	20	0	0.879	-0.808	-0.355	0.895	-0.672	-0.794	-0.703		
10	22.5	0	0.717	-0.654	-0.614	0.842	-0.858	-0.860	-0.813		
11	25	0	0.521	-0.451	-0.869	0.570	-0.766	-0.615	-0.806		
12	27.5	0	0.274	-0.213	-0.932	0.321	-0.486	-0.212	-0.491		
13	30	0	0.078	-0.036	-0.979	0.095	-0.228	0.300	-0.174		
14	0	10	0.029	0.046	0.042	0.043	-0.081	0.061	0.107		
15	2.5	10	0.193	0.204	0.230	0.125	-0.245	0.369	0.338		
16	5	10	0.452	0.475	0.530	0.474	-0.525	0.859	0.728		
17	7.5	10	0.648	0.688	0.686	0.590	-0.581	0.980	0.844		
18	10	10	0.817	0.868	0.727	0.853	-0.517	0.896	0.889		
19	12.5	10	0.916	0.966	0.608	0.854	-0.172	0.535	0.637		
20	15	10	0.949	1.000	0.304	0.911	0.328	-0.104	0.116		
21	17.5	10	0.913	0.954	0.057	0.958	0.478	-0.463	-0.267		
22	20	10	0.826	0.856	-0.315	0.821	0.759	-0.811	-0.682		
23	22.5	10	0.688	0.708	-0.576	0.874	0.799	-0.851	-0.816		
24	25	10	0.497	0.498	-0.830	0.529	0.712	-0.648	-0.882		
25	27.5	10	0.274	0.254	-0.949	0.382	0.387	-0.237	-0.599		
26	30	10	0.088	0.062	-1.000	0.122	0.162	0.278	-0.320		

Tabella 5.30 Campata C2: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.77 Modello Sperimentale campata C2: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.78 Modello Sperimentale campata C2: 1° Modo



Figura 5.79 Modello Sperimentale campata C2: 2° Modo



Figura 5.80 Modello Sperimentale campata C2: 3° Modo



Figura 5.81 Modello Sperimentale campata C2: 4° Modo



Figura 5.82 Modello Sperimentale campata C2: 5° Modo



Figura 5.83 Modello Sperimentale campata C2: 6° Modo



Figura 5.84 Modello Sperimentale campata C2: 7° Modo

5.2.3.3 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C3

La figura 5.85 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C3. Nelle figure da 5.86 a 5.92 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.31 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.40	5.11	12.29	15.76	16.40	18.36	21.00	
Punto di	Posiz planin	zione netrica	Deformate Modali							
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4 °	5°	6°	7 °	
1	0	0	0.093	-0.039	1.000	0.087	0.105	-0.328	0.240	
2	2.5	0	0.288	-0.237	0.917	0.317	0.407	0.144	0.412	
3	5	0	0.524	-0.496	0.893	0.597	0.712	0.610	0.868	
4	7.5	0	0.755	-0.729	0.679	0.786	0.844	0.847	0.932	
5	10	0	0.890	-0.874	0.386	0.943	0.727	0.818	0.844	
6	12.5	0	0.987	-0.978	0.057	0.997	0.436	0.542	0.526	
7	15	0	1.000	-0.999	-0.308	0.876	0.046	0.061	-0.095	
8	17.5	0	0.978	-0.985	-0.580	0.963	-0.423	-0.460	-0.534	
9	20	0	0.859	-0.861	-0.724	0.669	-0.678	-0.849	-0.963	
10	22.5	0	0.693	-0.697	-0.717	0.675	-0.802	-0.959	-1.000	
11	25	0	0.476	-0.479	-0.553	0.331	-0.675	-0.848	-0.911	
12	27.5	0	0.226	-0.226	-0.280	0.221	-0.369	-0.435	-0.472	
13	30	0	0.022	-0.024	-0.036	0.035	-0.095	-0.059	-0.119	
14	0	10	0.094	0.058	0.979	0.143	-0.180	-0.249	0.582	
15	2.5	10	0.284	0.254	0.865	0.464	-0.549	0.328	0.698	
16	5	10	0.503	0.487	0.831	0.575	-0.725	0.753	0.992	
17	7.5	10	0.703	0.699	0.603	0.911	-0.964	0.946	0.945	
18	10	10	0.831	0.854	0.330	0.855	-0.667	0.919	0.725	
19	12.5	10	0.925	0.948	0.011	1.000	-0.436	0.554	0.450	
20	15	10	0.960	1.000	-0.312	0.830	0.078	0.057	-0.094	
21	17.5	10	0.911	0.965	-0.550	0.822	0.582	-0.504	-0.546	
22	20	10	0.819	0.870	-0.694	0.557	0.775	-0.947	-0.840	
23	22.5	10	0.651	0.689	-0.647	0.479	1.000	-1.000	-0.924	
24	25	10	0.457	0.496	-0.521	0.256	0.731	-0.936	-0.753	
25	27.5	10	0.230	0.255	-0.256	0.151	0.478	-0.491	-0.461	
26	30	10	0.029	0.067	-0.037	0.036	0.095	-0.101	-0.117	

Tabella 5.31 Campata C3: Deformate modali sperimentali.



Figura 5.85 Modello Sperimentale campata C3: distribuzione delle frequenze.



Figura 5.86 Modello Sperimentale campata C3: 1º Modo



Figura 5.87 Modello Sperimentale campata C3: 2° Modo



Figura 5.88 Modello Sperimentale campata C3: 3° Modo



Figura 5.89 Modello Sperimentale campata C3: 4° Modo



Figura 5.90 Modello Sperimentale campata C3: 5° Modo



Figura 5.91 Modello Sperimentale campata C3: 6° Modo



Figura 5.92 Modello Sperimentale campata C3: 7° Modo

5.2.3.4 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C4

La figura 5.93 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C4. Nelle figure da 5.94 a 5.99 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.32 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.75	5.36	15.39	16.64	17.71	22.78			
Punto di	Posiz planin	zione netrica	Deformate Modali								
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4 °	5°	6°			
1	30	0	0.080	-0.050	0.070	0.071	-0.076	0.162			
2	27.5	0	0.226	-0.197	0.231	0.308	0.439	0.515			
3	25	0	0.521	-0.457	0.525	0.624	0.830	0.896			
4	22.5	0	0.633	-0.586	0.632	0.707	1.000	0.999			
5	20	0	0.840	-0.767	0.855	0.666	0.908	0.917			
6	17.5	0	0.862	-0.798	0.915	0.484	0.569	0.557			
7	15	0	1.000	-0.917	0.952	-0.021	-0.016	-0.037			
8	12.5	0	0.846	-0.798	1.000	-0.211	-0.512	-0.555			
9	10	0	0.859	-0.779	0.776	-0.679	-0.967	-0.954			
10	7.5	0	0.617	-0.574	0.770	-0.518	-0.978	-1.000			
11	5	0	0.481	-0.425	0.423	-0.641	-0.919	-0.907			
12	2.5	0	0.203	-0.195	0.261	-0.242	-0.425	-0.470			
13	0	0	0.030	-0.027	0.083	-0.107	-0.104	-0.136			
14	30	10	0.061	0.053	0.080	-0.150	-0.106	0.194			
15	27.5	10	0.255	0.232	0.279	-0.221	0.406	0.500			
16	25	10	0.505	0.488	0.529	-0.974	0.747	0.872			
17	22.5	10	0.702	0.683	0.718	-0.440	0.922	0.891			
18	20	10	0.880	0.870	0.907	-1.000	0.843	0.849			
19	17.5	10	0.962	0.970	0.984	-0.136	0.559	0.520			
20	15	10	0.998	1.000	0.985	0.093	0.009	0.001			
21	12.5	10	0.949	0.960	0.945	0.437	-0.426	-0.510			
22	10	10	0.835	0.842	0.833	0.943	-0.869	-0.922			
23	7.5	10	0.687	0.698	0.676	0.612	-0.842	-0.964			
24	5	10	0.462	0.479	0.457	0.934	-0.840	-0.910			
25	2.5	10	0.242	0.228	0.229	0.271	-0.387	-0.509			
26	0	10	0.011	0.046	0.071	0.115	-0.078	-0.170			

Tabella 5.32 Campata C4: Deformate modali sperimentali



Figura 5.93 Modello Sperimentale campata C4: distribuzione delle frequenze


Figura 5.94 Modello Sperimentale campata C4: 1º Modo



Figura 5.95 Modello Sperimentale campata C4: 2° Modo



Figura 5.96 Modello Sperimentale campata C4: 3° Modo



Figura 5.97 Modello Sperimentale campata C4: 4° Modo



Figura 5.98 Modello Sperimentale campata C4: 5° Modo



Figura 5.99 Modello Sperimentale campata C4: 6° Modo

5.2.3.5 Caratteristiche dinamiche dell'impalcato C5

La figura 5.100 riporta la distribuzione delle frequenze individuate per l'impalcato denominato C5. Nelle figure da 5.101 a 5.106 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.33 riporta i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.75	5.26	15.69	16.67	18.11	21.82
Punto di	Posiz planin	zione netrica			Deformat	e Modali		
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4°	5°	6°
1	0	0	0.039	-0.065	0.049	0.069	0.076	0.120
2	2.5	0	0.257	-0.248	0.196	0.275	0.390	0.424
3	5	0	0.474	-0.482	0.439	0.435	0.746	0.868
4	7.5	0	0.750	-0.717	0.637	0.559	0.967	1.000
5	10	0	0.861	-0.865	0.810	0.481	0.885	0.924
6	12.5	0	0.992	-0.976	0.919	0.295	0.582	0.618
7	15	0	0.955	-1.000	0.912	0.126	0.092	0.069
8	17.5	0	1.000	-0.994	0.953	-0.305	-0.512	-0.445
9	20	0	0.837	-0.865	0.840	-0.368	-0.879	-0.886
10	22.5	0	0.719	-0.714	0.681	-0.564	-1.000	-0.931
11	25	0	0.464	-0.477	0.480	-0.380	-0.884	-0.925
12	27.5	0	0.235	-0.231	0.250	-0.262	-0.449	-0.483
13	30	0	0.027	-0.029	0.049	-0.055	-0.118	-0.154
14	0	10	0.031	0.078	0.060	-0.068	0.007	0.133
15	2.5	10	0.202	0.254	0.294	-0.424	0.405	0.432
16	5	10	0.416	0.489	0.552	-0.527	0.763	0.854
17	7.5	10	0.592	0.692	0.792	-0.951	0.982	0.914
18	10	10	0.740	0.842	0.926	-0.519	0.871	0.892
19	12.5	10	0.822	0.944	1.000	-0.459	0.577	0.555
20	15	10	0.868	0.987	0.933	0.090	0.066	0.045
21	17.5	10	0.843	0.953	0.861	0.541	-0.490	-0.445
22	20	10	0.757	0.845	0.739	0.664	-0.818	-0.854
23	22.5	10	0.578	0.668	0.499	1.000	-0.925	-0.829
24	25	10	0.421	0.456	0.362	0.614	-0.794	-0.825
25	27.5	10	0.199	0.221	0.175	0.492	-0.471	-0.450
26	30	10	0.031	0.015	0.040	0.086	-0.104	-0.146

Tabella 5.33 Campata C5: Deformate modali sperimentali



Figura 5.100 Modello Sperimentale campata C5: distribuzione delle frequenze



Figura 5.101 Modello Sperimentale campata C5: 1° Modo



Figura 5.102 Modello Sperimentale campata C5: 2° Modo



Figura 5.103 Modello Sperimentale campata C5: 3° Modo



Figura 5.104 Modello Sperimentale campata C5: 4° Modo



Figura 5.105 Modello Sperimentale campata C5: 5° Modo



Figura 5.106 Modello Sperimentale campata C5: 6° Modo

5.2.3.6 Osservazioni dei risultati ottenuti

Come era già stato evidenziato dalla prima campagna di indagine, i primi due modi di vibrare (flessionale e torsionale) dell'impalcato sono evidenziabili con elevata precisione sia in termini di frequenza che di forma modale. I modi di ordine superiore, invece, risentono in modo più marcato dell'influenza reciproca tra gli elementi strutturali del viadotto (pile e impalcati) e presentano quindi una variabilità statistica decisamente più elevata.

Seppure si evidenzino alcune differenze tra le frequenze proprie dei diversi impalcati, solamente sulla base di tali informazioni risulterebbe molto incerta qualsiasi valutazione sulla variazione del comportamento strutturale. Analizzando, invece, le forme modali, è possibile evidenziare sensibili differenze nelle risposte dinamiche degli impalcati e interpretarne le possibili cause. Nelle figure da 5.107 a 5.113, sono stati disegnati i modi di vibrare corrispondenti di ciascuna delle cinque campate identificate. In questo modo è possibile apprezzare le eventuali differenze tra le caratteristiche dinamiche (frequenza e deformata modale) delle campate oggetto di prova.



Figura 5.107 Modello Sperimentale: confronto del 1º Modo per ciascuna delle campate



Figura 5.108 Modello Sperimentale: confronto del 2º Modo per ciascuna delle campate



Figura 5.109 Modello Sperimentale: confronto del 3° Modo per le campate C2 e C3



Figura 5.110 Modello Sperimentale: confronto del 4º Modo per ciascuna delle campate



Figura 5.111 Modello Sperimentale: confronto del 5º Modo per ciascuna delle campate



Figura 5.112 Modello Sperimentale: confronto del 6º Modo per ciascuna delle campate



Figura 5.113 Modello Sperimentale: confronto del 7º Modo per ciascuna delle campate

Analizzando la forma delle deformate modali si evidenzia una netta somiglianza tra le diverse campate. L'unica differenza apprezzabile riguarda le frequenze proprie della campata C2 e C3, leggermente differenti dalle altre tre campate, e una minima deformabilità dell'appoggio comune delle due campate (pila P2). Queste lievi differenze potrebbero essere imputabili alle diverse condizioni di rigidezza degli appoggi. Nel caso della pila P2, oltre alla deformabilità dovuta alle condizioni di vincolo tra pila e terreno, bisogna tenere conto della diversa rigidezza del pulvino di appoggio (sicuramente più flessibile del corpo centrale delle altre pile). Il terzo modo di vibrare si presenta solamente per le campate C2 e C3 e presenta una forte deformabilità dell'appoggio comune sulla pila P2.

5.2.4 Progetto della sperimentazione per le pile

Analizzata la tipologia della struttura, le caratteristiche dell'azione eccitante e la risposta dinamica della pila, si sono ritenute significative le componenti di accelerazione sia nel piano orizzontale che nel piano verticale. Al fine di legare la risposta delle pile a quella degli impalcati, sono stati posizionati due sensori accelerometrici con asse verticale sull'impalcato più prossimo alla pila in esame. La pila è stata strumentata con la disposizione di otto accelerometri ad asse verticale e quattro accelerometri disposti con asse orizzontale. Due accelerometri con asse orizzontale sono stati allineati con l'asse stradale, mentre gli altri due sono stati posizionati in modo da cogliere le accelerazioni orizzontali della pila perpendicolarmente all'asse stradale.

I punti di stazione dei sensori sulla struttura sono stati individuati attraverso un'analisi di sensitività agli spostamenti verticali del modello agli elementi finiti e sulle considerazioni effettuate in base all'analisi dei risultati della prima campagna di prove.

Essendo la catena di misura composta da 14 sensori in linea, è stato sufficiente eseguire un'unica prova (SETUP A) mantenendo i sensori sempre fissi nelle stesse posizioni per le pile P1, P3 e P4.

Le prove sulla pila P2, a causa della differente conformazione strutturale, sono state condotte utilizzando una disposizione differente dei punti di misura (SETUP B).

La tabella 5.34 riporta la posizione dei punti di misura per i due setup sulle pile tipo. La figura 5.114 descrive i setup di prova. Le tabelle 5.35, 5.36, 5.37 e 5.38 riportano il quadro completo delle rilevazioni effettuate per ognuna delle pile e per ogni singolo setup.

SETUP	Can. 1	Can. 2	Can. 3	Can. 4	Can. 5	Can. 6	Can. 7	Can. 8	Can. 9	Can. 10	Can. 11	Can. 12	Can. 13	Can. 14
Α	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
В	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

Tabella 5.34 Set-up, canali e punti di misura corrispondenti.



Figura 5.114 Schema punti di misura pila tipo.

Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)
	1	200 Hz	P101
	2	200 Hz	P102
	3	200 Hz	P103
Α	4	200 Hz	P104
	5	200 Hz	P105
	6	200 Hz	P106
	7	200 Hz	P107
	8	200 Hz	P108
	9	200 Hz	P109

Tabella 5.35 Quadro riepilogativo delle misure per pila P1

Setup	Prova	Frequenza di	File
	N.	campionamento	(*.txt)
	1	200 Hz	P201
	2	200 Hz	P202
	3	200 Hz	P203
	4	200 Hz	P204
В	5	200 Hz	P205
	6	200 Hz	P206
	7	200 Hz	P207
	8	200 Hz	P208
	9	200 Hz	P209

Tabella 5.36 Quadro riepilogativo delle misure per pila P2

Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)
	1	200 Hz	P301
	2	200 Hz	P302
	3	200 Hz	P303
	4	200 Hz	P304
Α	5	200 Hz	P305
	6	200 Hz	P306
	7	200 Hz	P307
	8	200 Hz	P308
	9	200 Hz	P309
	10	200 Hz	P310

Tabella 5.37 Quadro riepilogativo delle misure per pila P3

Setup	Prova N.	Frequenza di campionamento	File (*.txt)
	1	200 Hz	P401
	2	200 Hz	P402
	3	200 Hz	P403
	4	200 Hz	P404
	5	200 Hz	P405
Α	6	200 Hz	P406
	7	200 Hz	P407
	8	200 Hz	P408
	9	200 Hz	P409
	10	200 Hz	P410
	11	200 Hz	P411
	12	200 Hz	P412

Tabella 5.38 Quadro riepilogativo delle misure per pila P4

5.2.5 Risultati della seconda campagna di misure per le pile

Venne fatta un'identificazione dinamica sperimentale sulle pile della struttura. Per ciascuna di esse si riportano i seguenti risultati:

- elenco delle forme modali e delle relative frequenze proprie;
- diagramma di distribuzione delle frequenze;
- vista assonometrica delle forme modali identificate con indicazione dei punti di misura;
- viste ortogonali delle forme modali identificate con rappresentazione tridimensionale della pila.

5.2.5.1 Caratteristiche dinamiche: Pila P1

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C1), ed ai canali 7 e 14 che, disposti orizzontalmente nella direzione della corrente del fiume, non sono stati utilizzati per l'identificazione perché non confrontabili con le prove effettuate prima dell'intervento di consolidamento.

La figura 5.117 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P1. Nelle figure da 5.116 a 5.120 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.39 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.12	11.84	17.87	21.77	24.23
Punto di	Posiz planin	zione netrica		Defo	rmate M	odali	
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3 °	4°	5°
			5	7	55	8	8
1	-15.00	0.00	-	-	-	-	-
2	-7.50	0.00	-	-	-	-	-
3	-1.75	-5.25	0.173	1.000	1.000	1.000	0.620
4	-1.75	-1.75	0.137	0.975	0.969	0.844	0.623
5	-1.75	1.75	0.133	0.905	0.943	0.646	0.601
6	-1.75	5.25	0.188	0.847	0.900	0.427	0.642
7	-	-	-	-	-	-	-
8	1.75	-5.25	-1.000	-0.191	-0.382	-0.930	-0.937
9	1.75	-5.25	-0.333	0.856	0.825	-0.511	-1.000
10	1.75	-1.75	-0.291	0.846	0.791	-0.697	-0.932
11	1.75	1.75	-0.359	0.774	0.715	-0.743	-0.806
12	1.75	5.25	-0.328	0.655	0.646	-0.755	-0.662
13	1.75	5.25	-0.899	-0.599	-0.677	-0.830	-0.795
14	-	-	_	-	-	-	-

Tabella 5.39 Pila P1: Deformate modali sperimentali



Figura 5.115 Modello Sperimentale Pila P1: distribuzione delle frequenze



Figura 5.117 Modello Sperimentale campata P1: 2° Modo



Figura 5.119 Modello Sperimentale campata P1: 4° Modo



Figura 5.120 Modello Sperimentale campata P1: 5° Modo

5.2.5.2 Caratteristiche dinamiche: Pila P2

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C2), ed ai canali 7 e 14 che, disposti orizzontalmente nella direzione della corrente del fiume, non sono stati utilizzati per l'identificazione perché non confrontabili con le prove effettuate prima dell'intervento di consolidamento.

La figura 5.121 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P2. Nelle figure da 5.122 a 5.124 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.40 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			11.48	18.59	25.73
Punto di	Posiz planin	zione netrica	Defor	mate M	lodali
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3 °
			20	25	51
1	-15.00	0.00	-	-	-
2	-7.50	0.00	-	-	-
3	-3.1	-5.25	0.806	0.833	0.538
4	-3.1	-1.75	0.540	-0.551	0.870
5	-3.1	1.75	0.497	-0.389	1.000
6	-3.1	5.25	1.000	1.000	0.863
7	-	-	-	-	-
8	3.1	-5.25	-0.322	-0.079	0.164
9	3.1	-5.25	0.574	0.834	-0.640
10	3.1	-1.75	-0.574	-0.568	-0.875
11	3.1	1.75	-0.623	-0.557	-0.869
12	3.1	5.25	0.416	0.762	-0.606
13	3.1	5.25	-0.594	-0.131	-0.297
14	-	-	-	-	-

Tabella 5.40 Pila P2: Deformate modali sperimentali



Figura 5.121 Modello Sperimentale Pila P2: distribuzione delle frequenze



Figura 5.123 Modello Sperimentale campata P2: 2° Modo



Figura 5.124 Modello Sperimentale campata P2: 3° Modo

5.2.5.3 Caratteristiche dinamiche: Pila P3

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C3), ed ai canali 7 e 14 che, disposti orizzontalmente nella direzione della corrente del fiume, non sono stati utilizzati per l'identificazione perché non confrontabili con le prove effettuate prima dell'intervento di consolidamento.

La figura 5.125 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P3. Nelle figure da 5.126 a 5.129 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.41 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.35	11.87	18.12	23.47	
Punto di	Posiz planin	zione netrica]	Deformat	te Modali	i	
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3 °	4°	
			1	10	30	15	
1	-15.00	0.00	-	-	-	-	
2	-7.50	0.00	-	-	-	-	
3	-1.75	-5.25	0.259	0.261	0.961	1.000	
4	-1.75	-1.75	0.272	0.319	0.830	0.799	
5	-1.75	1.75	0.140 0.317 0.845 0.67				
6	-1.75	5.25	0.113	0.280	0.828	0.518	
7	-	-	-	-	-	-	
8	1.75	-5.25	-1.000	-1.000	0.887	0.376	
9	1.75	-5.25	-0.035	-0.331	0.847	0.211	
10	1.75	-1.75	-0.028	-0.371	1.000	-0.375	
11	1.75	1.75	-0.126	-0.385	0.950	-0.481	
12	1.75	5.25	-0.160	-0.339	0.879	-0.223	
13	1.75	5.25	-0.914	-0.371	0.553	0.892	
14	-	-	-	-	-	-	

Tabella 5.41 Pila P3: Deformate modali sperimentali



Figura 5.125 Modello Sperimentale Pila P3: distribuzione delle frequenze



Figura 5.127 Modello Sperimentale campata P3: 2° Modo



Figura 5.129 Modello Sperimentale campata P3: 4° Modo

5.2.5.4 Caratteristiche dinamiche: Pila P4

I risultati riportati corrispondono all'analisi dei segnali di una parte dei punti di misura disponibili. Nelle elaborazioni, infatti, sono stati trascurati i dati relativi ai canali 1 e 2 (accelerometri sull'impalcato C4), ed ai canali 7 e 14 che, disposti orizzontalmente nella direzione della corrente del fiume, non sono stati utilizzati per l'identificazione perché non confrontabili con le prove effettuate prima dell'intervento di consolidamento.

La figura 5.130 riporta le distribuzioni delle frequenze individuate per la pila denominata P4. Nelle figure da 5.131 a 5.135 sono rappresentati i modi di vibrare sperimentali della struttura. La tabella 5.42 riportano i valori numerici delle deformate modali citate.

Freq. (Hz)			4.27	12.80	16.86	17.75	22.92
Punto di	Posiz planin	zione netrica		Defo	rmate Mo	odali	
Misura	X (m)	Y (m)	1°	2°	3°	4 °	5°
			16	13	17	9	8
1	-15.00	0.00	-	-	-	-	-
2	-7.50	0.00	-	-	-	-	-
3	-1.75	-5.25	0.236	0.383	0.199	0.268	0.493
4	-1.75	-1.75	0.242	0.347	0.080	0.206	0.580
5	-1.75	1.75	0.216	0.339	-0.05	0.220	0.780
6	-1.75	5.25	0.248	0.460	-0.111	0.308	1.000
7	-	-	-	-	-	-	-
8	1.75	-5.25	-1.000	-0.505	-1.000	-1.000	0.791
9	1.75	-5.25	-0.192	0.458	0.077	0.271	0.221
10	1.75	-1.75	-0.221	0.464	0.043	0.258	0.426
11	1.75	1.75	-0.178	0.449	-0.005	0.273	0.764
12	1.75	5.25	-0.109	0.461	-0.049	0.285	0.944
13	1.75	5.25	-0.863	-1.000	0.184	-0.318	0.415
14	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 5.42 Pila P4: Deformate modali sperimentali



Figura 5.130 Modello Sperimentale Pila P4: distribuzione delle frequenze



Figura 5.132 Modello Sperimentale campata P4: 2° Modo



Figura 5.134 Modello Sperimentale campata P4: 4° Modo



Figura 5.135 Modello Sperimentale campata P4: 5° Modo

5.2.5.5 Osservazioni dei risultati ottenuti per le pile

Si nota facilmente come la pila P2, oggetto dell'intervento di rifacimento, presenti un comportamento nettamente differente rispetto alle altre. Il primo aspetto interessante è che non risulta più evidenziabile il primo picco di frequenza a circa 4-5 Hz. In secondo luogo mutano completamente la posizione e la distribuzione dei picchi di frequenza di ordine superiore. Nella figura 5.136 sono state riportate le deformate modali identificate per ciascuna pila tentando di confrontare i modi presumibilmente affini (in termini di forma e frequenza).







Il modo di vibrare "A" si presenta simile per le pile P1, P3 e P4 ed evidenzia un comportamento principalmente traslazionale in direzione longitudinale al viadotto. Sia la forma modale sia le frequenze risultano sostanzialmente simili per le tre pile. La pila P2, pesantemente modificata, evidenzia la mancanza del modo di vibrare a circa 4 Hz. Il modo di vibrare "B" assume una forma differente sulle pile indagate. Sulle pile P1 e P4 si presenta come un modo di traslazione verticale ed orizzontale. Sulla pila P3 si presenta come un modo di traslazione orizzontale e di rotazione della pila. Nella pila P2, invece, coesistono componenti di rototraslazione rigida e di deformabilità localizzate della pila. Questo modo di vibrare, poco evidente sulle pile P1 e P4, risulta particolarmente evidente sulla pila P2, presumibilmente per effetto della comparsa sugli impalcati C2 e C3 del modo di vibrare rappresentato in figura 5.80 e 5.88. Il modo di vibrare "C" si presenta sostanzialmente con una componente di traslazione verticale comparabile con la componente orizzontale. L'anomalia del comportamento orizzontale di un punto di misura della pila P4 potrebbe essere da imputare ad un diverso comportamento della pila, ma anche ad un problema del punto di rilevamento. Sulla pila P2 si nota inoltre come la fondazione risulti più deformabile nel piano verticale rispetto alle altre tre pile. Questo aspetto risulta giustificato dalla maggior dimensione della fondazione della pila P2 e dalla possibile discontinuità di comportamento esistente tra il basamento della pila originaria e l'ampliamento eseguito. Il modo di vibrare "D" evidenzia un comportamento di prevalente rotazione in direzione longitudinale della pila P1. Il modo di vibrare "E" evidenzia un comportamento di prevalente traslazione della pila P4. L'asimmetria degli spostamenti verticali potrebbe essere ricondotta al diverso comportamento del terreno di fondazione. Il modo di vibrare "F" evidenzia una marcata rotazione in senso longitudinale sulle pile P1, P2 e P3.

5.3 Confronto delle caratteristiche dinamiche prima e dopo il consolidamento

Innanzitutto tutti questi dati ricavati in modo sperimentale da prove in campo vengono confrontati con un modello teorico, per avere una conferma sulla attendibilità dei risultati ottenuti e una verifica sul metodo usato per l'identificazione.

5.3.1 Impalcati

Di seguito sono stati messi a confronto i risultati dell'identificazione dinamica degli impalcati condotta prima e dopo l'intervento di consolidamento della pila P2. Nella tabella 5.43 sono stati confrontati i risultati ottenuti in termini di frequenze proprie per ciascuno degli impalcati prima del consolidamento della pila. Nella tabella 5.44 sono stati confrontati i risultati ottenuti in termini di frequenze proprie per ciascuno degli impalcati di frequenze proprie per ciascuno degli impalcati dopo l'ultimazione dell'intervento di consolidamento e rifacimento della pila P2.

Modo	C1	C2	C3	C4	C5
1	4.68	4.52	4.67	4.69	4.91
2	5.43	5.17	5.16	5.61	5.33
3	15.05	16.71	16.29	16.18	15.55
4	16.65	16.35	16.45	16.21	16.40
5	17.71	17.81	17.46	17.25	17.85
6	20.86	21.95	22.60	22.27	21.25

Modo	C1	C2	C3	C4	C5
1	4.70	4.41	4.40	4.75	4.75
2	5.43	5.12	5.11	5.36	5.26
3	-	12.01	12.29	-	-
4	14.95	15.78	15.76	15.39	15.69
5	16.74	15.92	16.40	16.64	16.67
6	17.38	17.85	18.36	17.71	18.11
7	21.39	21.45	21.00	22.78	21.82

Tabella 5.44 Confronto tra le frequenze dei modi degli impalcati dopo il consolidamento

Dal confronto dei diagrammi di distribuzione delle frequenze per ciascuna campata prima e dopo l'intervento di consolidamento della pila P2 si possono già evidenziare particolari importanti. Il primo aspetto che si nota è che i picchi delle frequenze più elevate, dopo l'intervento appaiono meno significativi rispetto a quelli dei primi due modi di vibrare. Il secondo aspetto è che nei diagrammi delle campate C2 e C3, nelle prove effettuate dopo l'intervento, compaiono dei picchi di frequenza (circa 11-12 Hz) che non erano presenti in precedenza e che non sono neanche presenti nelle altre campate. Seppure si evidenzino alcune differenze tra le frequenze proprie dei diversi impalcati, prima e dopo l'intervento di consolidamento effettuato, solamente la conoscenza delle deformate modali associate alle frequenze proprie permette di formulare un giudizio sulle possibili differenze nel comportamento strutturale.

Confrontando i risultati dell'identificazione dinamica effettuata prima e dopo l'intervento sulla pila P2, si sono potute notare alcune differenze significative. In primo luogo si è notato come, dopo l'intervento, le deformate modali (in particolare per i modi 1 e 4) abbiano riacquistato una maggiore simmetria in tutte le campate ed in particolare nella campata C2 (vedere figura 5.136). Questo particolare mette in evidenza come l'intervento abbia migliorato le condizioni di appoggio della Pila P2. In secondo luogo si è notato che le campate C2 e C3 hanno acquistato un comportamento dinamico parzialmente differente dalle altre. In queste campate, infatti, sono stati identificati modi di vibrare non rilevati in precedenza e che sono presumibilmente dovuti al diverso tipo di appoggio rappresentato dal pulvino e dai relativi pilastri di sostegno.



Pagina | 193



Figura 5.136 Confronto dei modi di vibrare sperimentali degli impalcati identificati prima e dopo il consolidamento della pila P2

5.3.2 Pile

Di seguito sono stati messi a confronto i risultati dell'identificazione dinamica delle pile condotti prima e dopo l'intervento di consolidamento della pila P2. Nella tabella 5.45 sono stati confrontati i risultati ottenuti in termini di frequenze proprie per ciascuna delle pile prima del consolidamento della pila. Nella tabella 5.46 sono stati confrontati i risultati ottenuti in termini di frequenze proprie per ciascuna delle pile prima del consolidamento della pila. Nella tabella 5.46 sono stati confrontati i risultati ottenuti in termini di frequenze proprie per ciascuna delle pile dopo l'ultimazione dell'intervento di consolidamento e rifacimento della pila P2.

Modo	P1	P2	P3	P4
1	4.77	4.80	4.90	4.86
2	5.40	5.04	-	-
3	6.10	5.56	5.52	5.69
4	15.77	15.95	16.70	17.27
5	22.56	23.96	23.19	

Tabella 5.45 Confronto tra le frequenze dei modi delle pile prima del consolidamento

Modo	P1	P2	P3	P4
1	4.12	-	4.35	4.27
2	11.84	11.48	11.87	12.80
3	17.87	18.59	18.12	17.75
4	24.23	25.73	23.47	22.92

Tabella 5.46 Confronto tra le frequenze dei modi delle pile dopo il consolidamento

La risposta dinamica della pila P2 si è fortemente modificata: innanzitutto non si rileva più la presenza di un primo picco a circa 4-5 Hz. In secondo luogo si nota come, dopo l'intervento, sia evidente un picco a circa 11-12 Hz che prima non risultava rilevabile in tutte le pile.

6. Analisi

In questo capitolo si vogliono applicare i metodi proposti in letteratura, visti nel Capitolo 3 della seguente tesi. In primo luogo si paragonano i metodi che prendono in esame l'impalcato o le pile; in secondo luogo si confrontano i dati ottenuti per il nostro caso studio nelle due situazioni. Si vuole anche testare una certa validità dei metodi proposti per le diverse strutture riscontrate nella realtà, come ad esempio il tipo di appoggio o il tipo di fondazioni presenti nel territorio.

Dividiamo questi metodi in applicabili all'impalcato ed alle pile.

6.1 Impalcati

I metodi riscontarti in letteratura ed utilizzati nel nostro caso studio sono:

6.1.1 Confronto tra forme modali

Innanzitutto per completare i dati mancanti dalle analisi fatte sui dati reali, come nel caso della tabella 5.8, viene fatta un'interpolazione dei dati prima e dopo lo spazio con una curva, per ottenere dei dati più simili alla realtà.

Un primo confronto viene fatto tra le diverse campate per le medesime condizioni di tempo: prima dell'intervento lato monte, prima dell'intervento lato valle, dopo l'intervento lato monte e dopo l'intervento lato valle, per i diversi modi di vibrare. Invece il secondo confronto viene fatto per ogni campata valutando la forma modale nei casi: lato monte prima dell'intervento, lato monte dopo l'intervento, lato valle prima dell'intervento e lato valle dopo l'intervento, anche in questo caso per ogni modo di vibrare.

6.1.1.1 Confronto tra le diverse campate

Con questa analisi si vogliono mettere in luce le differenze tra le diverse campate, in uno stesso momento di misura, per valutare le anomalie di ognuna di esse in rapporto alle altre. Queste anomalie possono essere frutto di un danno locale sulle travi o di rigidezze diverse degli appoggi causate da cedimenti differenti delle pile. Un altro aspetto che si vuole mettere in luce da questo confronto è la presenza di forme modali che descrivono meglio queste variazione rispetto ad altri modi.

Si è scelto di riportare solo i grafici (dalla figura 6.1 alla figura 6.16) riguardanti i primi quattro modi di vibrare, perché si è notato che sono quelli che riportano le maggiori variazioni al variare delle condizioni al contorno. Per completezza in **allegato 1** vengono riportate anche le analisi riguardanti il quinto e sesto modo.



Figura 6.1 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, primo modo



Figura 6.2 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, secondo modo





Figura 6.3 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, terzo modo



Figura 6.4 Forme modali per il lato di monte prima dell'intervento, quarto modo



Figura 6.5 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, primo modo


Figura 6.6 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, secondo modo



Figura 6.7 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, terzo modo



Figura 6.8 Forme modali per il lato di valle prima dell'intervento, quarto modo





Figura 6.9 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, primo modo



Figura 6.10 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, secondo modo



Figura 6.11 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, terzo modo



Figura 6.12 Forme modali per il lato di monte dopo l'intervento, quarto modo



Figura 6.13 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, primo modo



Figura 6.14 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, secondo modo



Figura 6.15 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, terzo modo



Figura 6.16 Forme modali per il lato di valle dopo l'intervento, quarto modo

Da queste figure si può notare in prima istanza come, dopo l'intervento, le forme modali siano molto più regolari e coincidenti tra di loro. Questo indica una maggiore uniformità delle condizioni al contorno. In figura 6.1, 6.2, 6.5 e 6.6 si può osservare come le campate 2 e 5 siano in alcuni casi più rigide rispetto alla altre. Questo risultato può derivare da condizioni/spostamenti differenti dati dalle pile; questo comporta una rotazione dell'impalcato. Un'altra caratteristica che si può attribuire a questo fatto è la non perfetta simmetria delle forme modali, come viene riportato in figura 6.3, 6.7, 6.11 e 6.15: il picco delle forme modali non è perfettamente in centro, ma è un po' spostato verso destra o sinistra. Ciò è giustificato dal fatto che il picco si sposta dalla parte dove l'appoggio è più labile; da notare che questo fenomeno è maggiormente visibile nel terzo modo di vibrare. Invece le

oscillazioni minori della forma modale possono essere attribuite al danno locale delle travi. Questo è maggiormente visibile nei modi superiore al terzo.

6.1.1.2 Confronto per ogni campata

In questo paragrafo si voglio mettere in evidenza le differenze che ci sono tra il lato di monte e il lato di valle, prima e dopo l'intervento per una singola campata. Si pensa che con questo confronto si riescano ad individuare meglio condizioni di appoggio diverse tra un lato ed un altro; questo porterebbe ad una rotazione dell'impalcato. Dalla figura 6.17 alla figura 6.31 vengono riportati i grafici che forniscono maggiori quantità di dati: in questo confronto le maggiori informazioni vengono riscontrate nel primo, terzo e quarto modo; tutti gli altri grafici per completezza vengono riportati in **Allegato 2**.





Figura 6.17 Forme modali della prima campata, primo modo

Figura 6.18 Forme modali della prima campata, terzo modo



Figura 6.19 Forme modali della prima campata, quarto modo



Figura 6.20 Forme modali della seconda campata, primo modo



Figura 6.21 Forme modali della seconda campata, terzo modo



Figura 6.22 Forme modali della seconda campata, quarto modo







Figura 6.24 Forme modali della terza campata, terzo modo



Figura 6.25 Forme modali della terza campata, quarto modo



Figura 6.26 Forme modali della quarta campata, primo modo



Figura 6.27 Forme modali della quarta campata, terzo modo



Figura 6.28 Forme modali della quarta campata, quarto modo



Figura 6.29 Forme modali della quinta campata, primo modo



Figura 6.30 Forme modali della quinta campata, terzo modo



Figura 6.31 Forme modali della quinta campata, quarto modo

In definitiva si può riscontrare che le maggiori differenze si trovano nelle campate 2 e 3. Queste appoggiano sulla pila 2, proprio quella che venne sostituita e di cui venne anche cambiata la forma e la rigidezza dell'insieme. Si nota che il picco delle forme modali in alcuni casi è spostato dalla posizione di mezzeria: questo indica che, dalla parte dove si sposta, il vincolo è più labile, soprattutto nella condizione prima dell'intervento. Invece dopo questa dissimmetria si nota molto meno. Nelle campate 4 e 5 si osserva che le forme modali prima dell'intervento hanno minori spostamenti. Ciò quindi indica che era un sistema più rigido: infatti la pila 4 prima dell'intervento era circondata da un cumulo di sedimenti che creavano una maggiore rigidezza. Anche in questo caso si può notare come alcuni modi di vibrare descrivano meglio le variazioni della struttura rispetto agli altri.

Questo metodo può essere considerato un buon metodo per determinare qualitativamente l'erosione, anche se è un metodo non molto intuibile, perché bisogna avere sott'occhio tutti i confronti per riuscire a trarne delle conclusioni. L'entità dell'erosione, usando questo metodo, è molto difficile da quantificare.

6.1.2 CDF

Questo indice viene proposto da Adel Elsaid, Rudolf Seracino nell'articolo "Rapid assessment of foundation scour using the dynamic features of bridge superstructure", e riportato nel capitolo 3.3 della seguente tesi. Questo metodo originariamente usava le forme modali orizzontali dell'impalcato, ma nel nostro caso non le possedevamo, allora abbiamo provato ad usare quelle verticali, con la

speranza di ricavare risultati interessanti per quanto riguarda la descrizione dell'erosione. Questo indice viene ricavato con i seguenti passaggi:

- Innanzitutto si parte dai valori delle forme modali, che nel nostro caso sono riportate nel capitolo 5, in particolare nelle tabelle 5.8, 5.9, 5.10, 5.11 e 5.12 per il caso prima dell'intervento; invece le tabelle 5.29, 5.30, 5.31, 5.32 e 5.33 riguardano il caso dopo l'intervento.
- Si calcola il valore della curvatura tramite gli spostamenti verticali delle forme modali usando le differenze finite nonché:

 $V_{q,i}'' = \frac{v_{q,i+1} - 2v_{q,i} + v_{q,i-1}}{h^2}$ dove q indica il modo, i è il nodo in cui viene calcolata la curvatura, h è la distanza tra i nodi e v è lo spostamento della forma modale.

3) Infine si calcola il valore di CDF

 $CDF = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} |v_{oi}'' - v_{di}''|$ dove N è il numero di modi di vibrare presi in considerazione e la o e la d indicano i casi che si vogliono confrontare, ad esempio prima e dopo l'intervento.

Il valore del CDF indica la curvatura. La curvatura è definita come v'' = M/EI dove M è il momento e E è il modulo elastico del materiale e I è l'inerzia della sezione. Infatti dove questo valore è alto il sistema è meno rigido (cioè ha una minore inerzia a parità di materiale e di momento) e ci si aspetta degli spostamenti maggiori. Invece, se questo valore è basso, significa che il sistema è più rigido quindi ci aspettiamo spostamenti minori. Nelle figure seguenti si riportano i valori del CDF per le diverse campate per il lato di monte e per il lato di valle.



Figura 6.32 Valori del CDF per la prima campata





Figura 6.33 Valori del CDF per la seconda campata



Figura 6.34 Valori del CDF per la terza campata



Figura 6.35 Valori del CDF per la quarta campata



Figura 6.36 Valori del CDF per la quarta campata

Si nota come le rigidezze delle diverse campate non siano simmetriche tra il lato di valle e quello di monte. Questo è dovuto a differenti condizioni di supporto, dato dal fatto che magari la buca di erosione sotto una pila non è uniforme, ma la sua profondità varia da monte a valle. Invece altre come la terza e la quarta campata hanno un comportamento simmetrico tra valle e monte, ma non hanno gli stessi valori di CDF tra inizio e fine della campata.

Infine per avere un quadro più generale possibile di tutte le campate, si è deciso di rappresentare i valori del CDF per tutte le campate di valle (figura 6.38) e per tutte quelle di monte (figura 6.37).



Figura 6.37 Valori del CDF per tutte le campate lato monte



Figura 6.38 Valori del CDF per tutte le campate lato valle

Nella figura 6.39 viene fatta una rappresentazione dell'indice CDF sull'intero ponte, per avere un quadro d'insieme sul comportamento del ponte.





Infine nelle figure 6.37 e 6.38 si osserva una certa somiglianza di comportamento, a parte la campata 4 lato monte e la campata 2 lato valle. Questo fatto può indicare l'erosione sotto le pile, però non si riescono a riscontrare queste differenze negli altri metodi proposti e neanche nelle rilevazioni visive-storiche sul ponte. Invece la somiglianza di comportamento può anche essere attribuita al sistema di appoggio delle travi sulle pile.

Usando questo metodo proposto per identificare l'erosione, non si riescono a determinare dei risultati e delle considerazioni attendibili e veritiere. Si possono notare delle anomalie tra le pile ma è molto difficile legarle ad uno stato particolare dell'erosione. In generale il metodo proposto dagli autori originari era basato sulle forme modali orizzontali, ma noi per la mancanza di dati abbiamo usato le forme modali verticali. Perciò non possiamo affermare che il metodo proposto dagli autori non descriva bene l'erosione, ma possiamo sostenere che questo indice ricavato con le forme modali verticali non possa essere usato per identificare l'erosione sotto le pile.

6.1.3 Errore sulle frequenze

In questo paragrafo si fa riferimento all'errore sulle frequenze introdotto da Chien-Chou Chen, Wen-Hwa Wu, Fong Shen-Wei Wang nell'articolo intitolato "Scour evaluation for foudation of a cablestayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure" riportato nel capitolo 3.6 di questa tesi. Essi usarono questo errore per valutare la bontà del modello numerico e delle ipotesi fatte con le frequenze misurate in campo sulle pile. Nel nostro caso si usa la stessa formulazione, ma si utilizzano le frequenze prima e dopo l'intervento sulle campate. Questo errore è definito:

 $E_{ij} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{f_i - f_{i}}{f_{i}}\right)^2} \text{dove } f_i \text{ è la frequenza della campata i, invece } f_i \text{ è la frequenza della campata } j, in questo caso i e j variano da prima e dopo in rifacimento della pila 2 per tutte le campate; queste frequenze sono quelle ricavate nel capitolo 5 in particolare nelle tabelle 5.8, 5.9, 5.10, 5.11 e 5.12 per il caso prima dell'intervento, invece le tabelle 5.29, 5.30, 5.31, 5.32 e 5.33 per il caso dopo l'intervento. Per la verifica sulla bontà della soluzione di questo metodo, si invertono le frequenze f_i e f_i e si ricava che il valore dell'errore cambia ma l'andamento generale no.$

 0.070
 Campata2; 0.058

 0.060
 Campata2; 0.058

 0.050
 0.040

 0.040
 Campata1; 0.04

 0.020
 Campata1; 0.004

 0.000
 Campata1; 0.004

Nella figura 6.40 viene diagrammato questo valore per ogni campata.

Figura 6.40 Rappresentazione dell'errore sulle frequenze per le campate prima e dopo l'intervento

Si osserva che questo errore descrive molto bene il cambiamento tra le due situazioni prima e dopo il rifacimento della pila 2. Infatti proprio le campate che poggiano su questa pila hanno l'errore più grande.

Usando lo stesso procedimento di calcolo, si metteno a confronto tutte le campate prima e dopo l'intervento. I risultati sono riportati in figura 6.41 e 6.42.



Figura 6.41 Valore dell'errore tra le campate prima dell'intervento



Figura 6.42 Valore dell'errore tra le campate dopo l'intervento

Osservando la figura 6.41 si nota come la campata 1 ha delle frequenze molto diverse dalle altre campate. Infatti il valore dell'errore è molto più alto rispetto alle altre combinazioni. Invece, c'è una certa uniformità per quanto riguarda le altre campate. Dopo il rifacimento della pila 2, come si può notare in figura 6.42, c'è una maggiore differenza tra le frequenze di vibrazione tra le campate 2 e 3 e le campate 4 e 5. Infatti proprio le campate 2 e 3 poggiano sulla pila rifatta. Questo metodo usato sulle campate non descrive a pieno tutti i fenomeni dovuti all'erosione, perché in figura 6.41 non viene rilevata alcuna anomalia al riguardo della pila 2, che avrebbe dovuto creare dei segni sulle campate 2 e 3 rispetto alla 4 e 5 campata; però nell'altro caso questa variazione si nota pienamente.

Un ottimo risultato si ottiene invece confrontando ogni singola campata con il caso prima e dopo il rifacimento della pila 2; quindi possiamo considerare questo errore abbastanza attendibile per la descrizione dell'erosione, anche se nel lavoro originario questo metodo era usato per confrontare le pile e non le campate.

6.2 Pile

I metodi riscontrati in letteratura per descrivere l'erosione sotto le pile e utilizzati nel nostro caso studio sono:

6.2.1 Errore sulle frequenze

In questo paragrafo si fa riferimento all'errore sulle frequenze introdotto da Chien-Chou Chen, Wen-Hwa Wu, Fong Shen-Wei Wang nel lavoro intitolato "Scour evaluation for foundation of a cablestayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure", riportato nel capitolo 3.6 di questa tesi. Essi usarono questo errore per valutare la bontà del modello numerico e delle ipotesi fatte con le frequenze misurate in campo sulle pile. Nel nostro caso, si usa la stessa formulazione, ma si utilizzano le frequenze prima e dopo l'intervento. Questo errore è definito:

 $E_{ij} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{f_i - f'_i}{f'_i}\right)^2}$ dove f_i è la frequenza della pila i, invece f'_i è la frequenza della pila j, in questo caso i e j variano da prima e dopo in rifacimento della pila 2 per tutte le pile; queste frequenze sono quelle ricavate nel capitolo 5 in particolare nelle tabelle 5.18, 5.19, 5.20 e 5.21 per il caso prima dell'intervento, nelle tabelle 5.39, 5.40, 5.41 e 5.42 per il caso dopo l'intervento.



Nella figura 6.43 viene diagrammato questo errore sulle frequenze per ogni pila, prima e dopo l'intervento.

Figura 6.43 Rappresentazione dell'errore sulle frequenze per le pile prima e dopo l'intervento

In questo caso, si ha una buona descrizione della realtà, perché la pila 2 risulta essere quella sostituita ed avere il cambiamento maggiore sulle frequenze. Infatti ha il valore più grande dell'errore. Invece le pile 3 e 4 rimangono pressoché invariate, avendo un errore molto piccolo.

Successivamente si riporta il confronto tra tutte le pile prima e dopo l'intervento, rappresentato in figura 6.44 e 6.45.



Figura 6.44 Valore dell'errore tra le pile prima dell'intervento



Figura 6.45 Valore dell'errore tra le pile dopo l'intervento

In figura 6.44 si può notare come la pila 1-2 e la pila 3-4 hanno un comportamento abbastanza simile, dovuto al grado di erosione alla base, dato che le dimensioni e la forma della pila sono le stesse per tutte le pile in questo caso. Di conseguenza, tutti gli altri valori, per le altre combinazioni, risultano essere più alti; il che sta ad indicare che le condizioni al contorno delle pile confrontate sono molto diverse.

Anche in figura 6.45 si osserva una certa differenza di comportamento della pila 2 rispetto alle altre, ma questo fatto è giustificato dalla sua sostituzione e dal cambiamento della forma. Al contrario del caso precedente, le pile 1, 3 e 4 hanno un comportamento simile tra di loro: questo può essere attribuito ad un'uniformità delle condizioni al contorno, nonché alla profondità di erosione, anche perché con il rifacimento della pila 2, si è ottenuto un riequilibrio della profondità dell'alveo.

Si riscontra che questo metodo applicato alle pile, come in origine, procura un ottimo risultato nella descrizione del fenomeno dell'erosione dal punto di vista qualitativo. Osservando i risultati ottenuti, si può anche ritenere che sia un buon indice quantitativo dell'erosione, ma in questo caso non abbiamo dati sufficienti per verificarlo.

6.2.2 Rapporto tra le accelerazioni nelle tre direzioni

Questo lavoro venne proposto per la prima volta da: Jean-Louis Briaud, Stefan Hurlebaus, Kuang-An Chang, Congpu Yao, Hrishikesh Sharma, Ok-Youn Yu, Colin Darby, Beatrice E. Hunt, and Gerald R. Price (2011), nel lavoro intitolato "realtime monitoring of bridge scour using remote monitoring technology", poi inserito da L.j. Prendergast, k. Gavin nel suo articolo "A review of bridge scour monitoring techniques", riportato nel capitolo 3.5 della seguente tesi.

Questo metodo propone di individuare un indice chiamato RMS nel seguente modo:

$$RMS = \frac{a_x}{a_y} = \frac{\sqrt{\frac{a_{x1}^2 + a_{x2}^2 + \dots + a_{xn}^2}{n}}}{\sqrt{\frac{a_{y1}^2 + a_{y2}^2 + \dots + a_{yn}^2}{n}}} \quad \text{dove } a_x \text{ sono le accelerazioni in una direzione e } a_y \text{ sono le accelerazioni}$$

nell'altra direzione. Queste direzioni possono variare da quella verticale a quella parallela alla corrente o parallela al traffico. Invece 1...n sono il numero di istanti di misura per ogni misura.

In questo caso siamo partiti dagli accelerogrammi misurati sulle fondazioni delle pile, come descritto in figura 5.44 e 5.114. Per ciascun punto, nelle tabelle 5.14, 5.15, 5.16 e 5.17 per il caso prima dell'intervento e nelle tabelle 5.35, 5.36, 5.37 e 5.38 per il caso dopo l'intervento, viene riportato il nome del file in cui si trova ciascun valore dell'accelerazione per ogni istante di misura. Utilizzando il programma Matlab, si porta la media dell'accelerogramma a zero (calcolando la media e poi sottraendola all'accelerogramma principale). In seguito vengono plottati per i punti in cui si hanno le misure di almeno due direzioni. Per ragioni di spazio si è scelto solo di riportare quelli dovuti al primo istante di misura per ogni suddetto punto. Questi punti sono numerati in colore rosso nelle figure 5.44 e 5.114; questi grafici vengono riportati in **allegato 3**. In blu vengono disegnate le accelerazioni in direzione della corrente, in rosso nella direzione del traffico e in verde nella direzione verticale.

Infine sempre utilizzando Matlab e facendo un piccolo programma per velocizzare i calcoli (riportato in **allegato 4** per la prima pila, perché per gli altri casi è simile), si ricavano tutti i valori di RMS per ogni punto in cui ci siano almeno due direzioni di misura. Questo valore è ricavato come media di tutti i valori di RMS dovuto ad istanti di misura differenti. In tabella 6.1 vengono riportati i valori ricavati prima dell'intervento, invece in tabella 6.2 vengono riportati i valori successivi all'intervento. La numerazione usata si riferisce sempre alle figure 5.44 e 5.114

	Pila 1	Pila 2	Pila 3		Pila 4	Direzioni
14\13	0.702946	0.581734	0.677253	14\13	0.809376	Corrente /traffico
13\10	1.638259	1.832606	1.400333	13\3	1.096207	Traffico/verticale
6\12	0.728592	0.77837	0.831515	12\11	1.535023	Traffico/verticale
14\10	1.108338	1.066946	0.902073	14\3	0.873113	Corrente/verticale

Tabella 6.1 Valori di RMS prima dell'intervento

	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Direzioni
14\13	0.581499	0.679114	0.571648	0.543298	Corrente /traffico
8\9	1.181152	1.164895	1.539895	1.761318	Traffico/verticale
13\12	1.164389	1.05099	1.481829	2.217968	Traffico/verticale
7\6	0.923903	0.657834	1.016589	1.260699	Corrente/verticale
14\12	0.666182	0.686777	0.847358	1.154619	Corrente/verticale

Tabella 6.2 Valori di RMS dopo l'intervento

Si è scelto di rappresentare i valori di RMS in grafici per avere una migliore interpretazione visiva: vengono riportati nelle figure 6.46, 6.47, 6.48, 6.49, 6.50, 6.51, 6.52, 6.53 e 6.54, in ognuna delle quali è rappresentato un rapporto di accelerazioni al variare della pila.



Figura 6.46 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione del traffico, prima dell'intervento.



Figura 6.47 Valori di RMS nella direzione del traffico/direzione verticale, prima dell'intervento, punti 13/10 e 13/3.



Figura 6.48 Valori di RMS nella direzione del traffico/direzione verticale, prima dell'intervento, punti 6/12 e 12/11.







Figura 6.50 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione del traffico, dopo l'intervento.



Figura 6.51 Valori di RMS nella direzione del traffico/direzione verticale, dopo l'intervento, punti 8/9.



Figura 6.52 Valori di RMS nella direzione del traffico/direzione verticale, dopo l'intervento, punti 13/12.



Figura 6.53 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione verticale, dopo l'intervento, punti 7/6



Figura 6.54 Valori di RMS nella direzione della corrente/direzione verticale, dopo l'intervento, punti 14/12

Le conclusioni tratte dagli autori originari sono che il miglior rapporto che descrive l'erosione è quello tra la direzione del flusso e la direzione del traffico (figure 6.46 e 6.50). Per quanto riguarda il rapporto tra la direzione del traffico e la direzione verticale (figure 6.47, 6.48, 6.51e 6.52), la sua variazione è molto meno influenzata dall'erosione. Infine il rapporto tra la direzione della corrente e la direzione verticale (figure 6.49, 6.53 e 6.54) non è in alcun modo influenzata dall'erosione.

Considerando le figure precedenti che descrivono il valore di RMS per diversi punti sulle pile, non si nota nessuna corrispondenza con l'erosione sia in modo qualitativo, tanto meno in modo quantitativo; nessuno di questi rapporti descrive l'erosione attorno le pile nel nostro caso studio. Per questo caso non si riescono a riscontrare le stesse considerazioni fatte dagli autori del lavoro originario.

Conclusioni

Il fenomeno dell'erosione e in particolare dello scalzamento delle fondazioni comporta un peggioramento nelle condizioni di sicurezza dei ponti in alveo. I dati forniti dalle regioni, in merito agli eventi alluvionali occorsi negli ultimi anni, indicano nell'erosione una delle cause principali di crollo delle strutture, congiuntamente al collasso del rilevato di accesso ed ai cedimenti strutturali.

Questi dati trovano peraltro conferma nelle esperienze di altri Paesi, tra cui Inghilterra e Stati Uniti, dove il collasso dei ponti è ancora riconducibile in buona parte alle azioni di erosione della corrente a danno delle fondazioni di pile e spalle.

L'importanza del fenomeno, ed il fatto che questo rappresenti un problema aperto e non ancora del tutto conosciuto, ha stimolato numerosi studi, che hanno prodotto negli ultimi decenni un certo numero di metodi teorici di stima, per lo più empirici, nell'intento di descrivere le modalità secondo cui si sviluppa il fenomeno erosivo. Tuttavia l'incertezza insita nelle grandezze ad esso correlate (parametri idraulici, geotecnici, etc...) e una vastità di fenomeni che interagiscono tra di loro (restringimento o allargamento dell'alveo, aggradazione o degradazione, dal tipo di terreno, dalla morfologia, etc...) evidenziano una certa variabilità nei risultati, a seconda del metodo seguito, e suggeriscono l'opportunità di ulteriori approfondimenti e verifiche.

Un secondo metodo di stima della profondità di erosione può essere portato avanti da strumenti di misura diretti, cioè dispositivi installati sul ponte che determinano la superficie di passaggio tra acqua e terreno, ma lo svantaggio è che non si ha una misura oggettiva della perdita di rigidezza della struttura, perché si ha una deposizione attorno alla pila di terreno rimaneggiato, che può influenzare la misurazione del livello dello scalzamento, individuando una quota di fondo alveo fittizia, dove parte del terreno non collabora alla stabilità della struttura.

Un altro metodo in grado di stimare la profondità di erosione delle pile è dato dai modelli numerici, i quali si classificano in modelli monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali. I modelli monodimensionali servono per descrivere un comportamento a grande scala, trascurando fenomeni secondari come la diversa profondità del letto in curva e ricircolazioni secondarie. Quelli bidimensionali invece descrivono molto bene i comportamenti su scale di medie dimensioni. Infine i modelli tridimensionali rappresentano ottimamente e in modo molto dettagliato gli effetti di piccola scala come, ad esempio, i vortici attorno alle pile. I maggiori problemi di questi modelli sono l'immissione delle giuste condizioni al contorno, quelle iniziali e la ricerca di parametri che descrivono le grandezze in gioco in modo appropriato.

Infine, l'ultimo modo per identificare la profondità di erosione riguarda la risposta dinamica della struttura, che offre notevoli vantaggi legati alla comodità ed alla praticità di misurazione, non comportando l'installazione preventiva di strutture fisse in punti della struttura poco raggiungibili. L'acquisizione dei dati viene fatta tramite degli accelerometri che costituiscono una misura strutturale oggettiva.

Il contributo della presente tesi si colloca appunto all'interno di questo contesto, proponendo l'analisi dinamica dei ponti quale mezzo di indagine per individuare e monitorare eventuali scalzamenti in atto, ai danni delle fondazioni delle pile. In particolare, vengono elaborati i dati misurati in campo, riguardanti un ponte sulla Dora Baltea che collega i comuni di Vestignè e Strambino, prima e dopo il rifacimento della pila 2 a causa della perdita di capacità portante.

È stata fatta una ricerca in letteratura di tutti i parametri che evidenziano una certa variabilità, in presenza e con l'aumentare dell'erosione, indicando il percorso da seguire nell'elaborazione dei dati sperimentali proposto dagli autori.

In questo lavoro si divisero i metodi che usano le misurazioni sulle campate da quelli che usano le misurazioni sulle pile. Per le campate si è scelto di utilizzare un confronto diretto tra le forme modali, poi un indice che confronta tutte le forme modali rispetto a due condizioni diverse e infine un errore sulle frequenze. Si riscontra, per il primo metodo proposto, una buona descrizione della realtà delle condizioni di supporto, soprattutto per determinati modi di vibrare; dopo il rifacimento della pila si riscontra una maggiore regolarità delle forme modali, però questo metodo non è molto riassuntivo, cioè bisogna avere sott'occhio molti dati per trovare delle conclusioni. Il secondo metodo descrive in modo più intuitivo la non simmetria della campata di monte e quella di valle e questo può essere attribuito alla non uniformità delle condizioni di supporto. Infine l'errore sulle frequenze risulta essere un buon indice per quanto riguarda la perdita di rigidezza dalla struttura.

Per quanto riguarda le pile, vengono individuati due metodi: il primo è lo stesso delle campate nonché l'errore sulle frequenze, l'altro è il rapporto tra le accelerazioni in direzioni diverse. Anche in questo caso, l'errore sulle frequenze risulta un metodo molto efficace sull'individuazione della presenza del fenomeno erosivo, ottenendo risultati che rispecchiano molto bene la realtà. Infine, l'ultimo metodo, è risultato scadente per la determinazione dell'erosione, contrariamente a quanto ricavato dagli autori del metodo.

I risultati ottenuti da questi metodi sono tutti congruenti con le osservazioni fatte dai diversi autori in letteratura. Un'osservazione molto importante che si trae da queste analisi è che all'aumentare del livello erosivo le frequenze del modello decrescono, in accordo con il fatto che il sistema nel complesso risulta essere meno rigido.

In conclusione, i risultati perseguiti dalla presente tesi hanno dimostrato l'efficacia dell'analisi dinamica delle strutture, utilizzata come sistema di monitoraggio per le fondazioni in alveo dei ponti sottoposte ad erosione, proponendola come valida alternativa ai sistemi tradizionali oggi utilizzati. Il campo dei sistemi di monitoraggio, attorno al quale gravita una fervida ricerca tecnologica che vede la collaborazione di ingegneri, ricercatori ed imprese, costituisce un ulteriore capitolo annesso alle problematiche di erosione, con l'intento di giungere ad una loro stima direttamente in sito.

D'altronde, si cercano sempre di più tecniche di prevenzione e mitigazione del fenomeno. Per le strutture di nuova concezione, sono consigliabili una progettazione mirata, che tenga conto dei fattori che aggravano i fenomeni di scalzamento, e la predisposizione in fase di costruzione dei dispositivi di monitoraggio. Le strutture già esistenti sono solitamente le più colpite, per cui la prassi consiste in una fase iniziale di monitoraggio, che dia ragione dello stato di salute dell'opera, e, in seguito, si procede nella pianificazione degli interventi di manutenzione necessari per il recupero della stessa, che costituiscono un elemento economicamente dispendioso ma, al tempo stesso, necessario.

Bibliografia

API (1993). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms–Working stress design, 20th Ed., Washington, D.C.

API (2007) RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing offshore platforms—Working stressdesign. Washington, DC

Boulanger RW et al (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. J Geotech Geoenviron Eng;125(9):750–9.

Brath Armando e Montanari Alberto. "Vulnerabilità idraulica dei ponti".

Briaud Jean-Louis, Hurlebaus Stefan, Chang Kuang-An, Yao Congpu, Sharma Hrishikesh, Yu, Colin Darby Ok-Youn, Hunt Beatrice E., e Price Gerald R. (2011) "Realtime monitoring of bridge scour using remote monitoring technology". Texas Transportation Institute the Texas A&M University System College Station, Texas 77843-3135. Report No.: FHWA/TX-11/0-6060-1.

Briaud Jean-Louis, Gardoni Paolo e Yao Congpu. (2014) "Statistical, Risk, and Reliability Analyses of Bridge Scour", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.

Catbas F. Necati, Gul Mustafa, Burkett Jason L. (2008) "Conceptual damage-sensitive features for structural health monitoring: Laboratory and field demonstrations". Elsevier Ltd.

Cebon D (1999) Handbook of vehicle-road interaction. Swets & Zeitlinger, Netherlands

Chen Chien-Chou, Wu Wen-Hwa, Shih Fong, Wang Shen-Wei. (2014) "Scour evaluation for foundation of a cable-stayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure". Elsevier Ltd. http://dx.doi.org/10.1016/j.ndteint.2014.04.005

De Falco Fernando, Mele Raffaele (2002) "The monitoring of bridges for scour by sonar and sedimetri". Elsevier Science.

Deng Lu, Cai C. S. (2010) "Bridge Scour: Prediction, Modeling, Monitoring, and Countermeasures— Review", Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, Vol. 15, No. 2. Ding Yong, Yan Tengteng, Yao Qingxiong, Dong Xuehua, Wang Xin (2015) "A new type of temperature-based sensor for monitoringof bridge scour". Elsevier Ltd. http://dx.doi.org/10.1016/j.measurement.2015.10.009

Elsaid Adel, Seracino Rudolf (2013) "Rapid assessment of foundation scour using the dynamic features of bridge superstructure". Elsevier Ltd. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.079

Entesar A.S. EL-Ghorab (2013) "Reduction of scour around bridge piers using a modified method for vortex reduction". Elsevier B.V. http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2013.04.001

Fisher Murray, Chowdhury Md. Nasimul, Khan Abdul A., Atamturktur Sez. (2013) "An evaluationofscourmeasurementdevices".ElsevierLtd.http://dx.doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2013.05.001

Foti S.e Sabia D (2005) "Identificazione dinamica del ponte sulla Dora Baltea al km 15+300 della Strada Provinciale 56, Strambino-Piverone" Contratto di Consulenza, Prot. N. C2/L/353/03. Politecnico di Torino, dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica.

Foti S. and Sabia D. (2011) "Influence of Foundation Scour on the Dynamic Response of an Existing Bridge". Journal of Bridge Engineering, ASCE: Vol.16, No 2.

Fuschini Lorenzo (2008) "Problemi idraulici e proposte progettuali relativi al nuovo intervento sul fiume Conca", Tesi di laurea, Università di Bologna.

Ghosn M, Moses F, Wang J. (2003). NCHRP report: design of highway bridges for extreme events. Washington, DC: Transportation research Board of the National Academics.

Hester, D., and González, A. (2012). "A wavelet-based damage detection algorithm based on bridge acceleration response to a vehicle." Mech. Syst. Sig. Process., 28, 145–166.

Ju S.H. (2013) "Determination of scoured bridge natural frequencies with soil-structure interaction". Elsevier Ltd. http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.015

Klinga John V., Alipour Alice (2014) "Assessment of structural integrity of bridges under extreme scour" Elsevier Ltd. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.02

Kornkasem W, Foutch DA, Long JH. (2001) Seismic behavior of pile-supported bridges. PhD dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL.

Kwon, Y. W., and Bang, H. (2000). The finite element method using MATLAB, CRC Press, Inc., Boca Raton, FL.

Lagasse P. F., Schall J. D., Johnson F., Richardson E. V. and Chang F. (1995). "Stream stability at highway structures" Office of Technology Applications, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Li Shunlong, Aff.M.ASCE; He Shaoyang; Li Hui, Aff.M.ASCE; and Jin Yao. (2017). "Scour Depth Determination of Bridge Piers Based on Time-Varying Modal Parameters: Application to Hangzhou Bay Bridge". The Journal of BridgeEngineering, © ASCE, ISSN 1084-0702.

Matlock H, Reese LC.(1960) Generalized solutions for laterally loaded piles. Proc, J Soil Mech Found Div, ASCE;86(SM5):63–91.

Melville, B.W., and Coleman, S. E. (2000). Bridge scour, Water Resources Publications, Highlands Ranch, CO.

Meyerhof GG. (1976) Pile capacity and settlement of pile foundations. J Geotech Eng;102(GT3):196–224.

NBI. National Bridge Inventory Data (2011), U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC. http://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/ascii.cfm.

Nielson BG, DesRoches R (2006). Influence of modeling assumptions on the seismic response of multi-span simply supported steel girder bridges in moderate seismic zones. Eng Struct; 28(8):1083–92

Occelli, P. (2004). "Influenza dello scalzamento delle pile sul comportamento dinamico dei ponti.", Tesi di laurea, Politecnico di Torino.

Patric Rousselot, David Vetsch, Roland Fäh (2012) "Modellazione numerica dei corsi d'acqua" Ufficio federale dell'ambiente UFAM Petrali Roberto, Buffo M., Dutto R. e Palmisano V. (2013) "Studio di impatto ambientale, Analisi dei fenomeni di scalzamento delle opere di fondazione in alveo"

Prendergast L.J., Hester D., Gavin K., O'Sullivan J.J. (2013) "An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour". Elsevier Ltd. http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2013.08.020

Prendergast L.J., Gavin K. (2014) "A review of bridge scour monitoring techniques". Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences. Elsevier B.V. http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.01.007

Prendergast Luke J., Hester David, and Gavin Kenneth. (2016) "Determining the Presence of Scour around Bridge Foundations Using Vehicle-Induced Vibrations". Journal of Bridge Engineering. ASCE.

Prendergast Luke J., Gavin Kenneth e Reale Cormac. (2016) "Sensitivity studies on scour detection using vibration-based systems". Elsevier B.V. http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/.

Prendergast Luke J., Gavin Kenneth e Hester David. (2017). "Isolating the location of scour-induced stiffness loss in bridges using local modal behavior". J Civil Struct Health Monit 7:483–503. DOI 10.1007/s13349-017-0238-3. http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/.

Surian Nicola, Rinaldi Massimo e Pellegrini Luisa (2009) "Linee guida per l'analisi geomorfologica degli alvei fluviali e delle loro tendenze evolutive" Coop. Libraria Editrice Università di Padova.

Wang Zhenghua, Dueñas-Osorio Leonardo, Padgett Jamie E. (2014) "Influence of scour effects on the seismic response of reinforced concrete bridges". Elsevier Ltd. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.026

Wardhana Kumalasari, Hadipriono Fabian C. (2003) "Analysis of Recent Bridge Failures in the United States", Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE: Vol. 17, No 3.

Xiong Wen, Cai C. S., Kong Bo, Tang Pingbo and Ye Jianshu (2017). "Identification of Bridge Scour Depth by Tracing Dynamic Behaviors of Superstructures" KSCE Journal of Civil Engineering (0000) 00(0):1-12. DOI 10.1007/s12205-017-1409-9

Allegato 1

















Allegato 2



Allegati










-1 -1.5 Lunghezza [m]



















Allegato 4

clear all

clc

[uno1,due1,tre1,quattro1,cinque1,sei1,sette1,otto1,nove1,dieci1,undici1,dodici1,tredici1,quattordici 1]= correzione

Pagina | 245

(uno_1,due_1,tre_1,quattro_1,cinque_1,sei_1,sette_1,otto_1,nove_1,dieci_1,undici_1,dodici_1,tredi ci_1,quattordici_1);

[uno2,due2,tre2,quattro2,cinque2,sei2,sette2,otto2,nove2,dieci2,undici2,dodici2,tredici2,quattordici 2]= (uno2,due2,tre2,quattro2,cinque2,sei2,sette2,otto2,nove2,dieci2,undici2,dodici2,tredici2,quattordici (uno2,due2,tre2,quattro2,cinque2,sei2,sette2,otto2,nove2,dieci2,undici2,dodici2,tredici2,quattordici

(uno_2,due_2,tre_2,quattro_2,cinque_2,sei_2,sette_2,otto_2,nove_2,dieci_2,undici_2,dodici_2,tredi ci_2,quattordici_2);

[uno3,due3,tre3,quattro3,cinque3,sei3,sette3,otto3,nove3,dieci3,undici3,dodici3,tredici3,quattordici 3]= correzione

(uno_3,due_3,tre_3,quattro_3,cinque_3,sei_3,sette_3,otto_3,nove_3,dieci_3,undici_3,dodici_3,tredi ci_3,quattordici_3);

[uno4,due4,tre4,quattro4,cinque4,sei4,sette4,otto4,nove4,dieci4,undici4,dodici4,tredici4,quattordici 4]= correzione

(uno_4,due_4,tre_4,quattro_4,cinque_4,sei_4,sette_4,otto_4,nove_4,dieci_4,undici_4,dodici_4,tredi ci_4,quattordici_4);

[uno5,due5,tre5,quattro5,cinque5,sei5,sette5,otto5,nove5,dieci5,undici5,dodici5,tredici5,quattordici 5]= correzione

(uno_5,due_5,tre_5,quattro_5,cinque_5,sei_5,sette_5,otto_5,nove_5,dieci_5,undici_5,dodici_5,tredi ci_5,quattordici_5);

[uno6,due6,tre6,quattro6,cinque6,sei6,sette6,otto6,nove6,dieci6,undici6,dodici6,tredici6,quattordici 6]= correzione

(uno_6,due_6,tre_6,quattro_6,cinque_6,sei_6,sette_6,otto_6,nove_6,dieci_6,undici_6,dodici_6,tredi ci_6,quattordici_6);

[uno7,due7,tre7,quattro7,cinque7,sei7,sette7,otto7,nove7,dieci7,undici7,dodici7,tredici7,quattordici 7]= correzione

(uno_7,due_7,tre_7,quattro_7,cinque_7,sei_7,sette_7,otto_7,nove_7,dieci_7,undici_7,dodici_7,tredi ci_7,quattordici_7);

[uno8,due8,tre8,quattro8,cinque8,sei8,sette8,otto8,nove8,dieci8,undici8,dodici8,tredici8,quattordici 8]= correzione

(uno_8,due_8,tre_8,quattro_8,cinque_8,sei_8,sette_8,otto_8,nove_8,dieci_8,undici_8,dodici_8,tredi ci_8,quattordici_8);

[uno9,due9,tre9,quattro9,cinque9,sei9,sette9,otto9,nove9,dieci9,undici9,dodici9,tredici9,quattordici 9]= correzione

(uno_9,due_9,tre_9,quattro_9,cinque_9,sei_9,sette_9,otto_9,nove_9,dieci_9,undici_9,dodici_9,tredi ci_9,quattordici_9);

[uno10,due10,tre10,quattro10,cinque10,sei10,sette10,otto10,nove10,dieci10,undici10,dodici10,tredi ci10,quattordici10]= correzione

(uno_10,due_10,tre_10,quattro_10,cinque_10,sei_10,sette_10,otto_10,nove_10,dieci_10,undici_10, dodici_10,tredici_10,quattordici_10);

RMS1=RMS(sei1,dieci1,dodici1,tredici1,quattordici1);

RMS2=RMS(sei2,dieci2,dodici2,tredici2,quattordici2);

RMS3=RMS(sei3,dieci3,dodici3,tredici3,quattordici3);

```
RMS4=RMS(sei4,dieci4,dodici4,tredici4,quattordici4);
```

RMS5=RMS(sei5,dieci5,dodici5,tredici5,quattordici5);

RMS6=RMS(sei6,dieci6,dodici6,tredici6,quattordici6);

```
RMS7=RMS(sei7,dieci7,dodici7,tredici7,quattordici7);
```

RMS8=RMS(sei8,dieci8,dodici8,tredici8,quattordici8);

RMS9=RMS(sei9,dieci9,dodici9,tredici9,quattordici9);

RMS10=RMS(sei10,dieci10,dodici10,tredici10,quattordici10);

for i=1:4

```
v(i) = (RMS1(i) + RMS2(i) + RMS3(i) + RMS4(i) + RMS5(i) + RMS6(i) + RMS7(i) + RMS8(i) + RMS9(i) + RMS10(i))/10
```

```
end
```

xlswrite('dati.xlsx',v',1,'B2:B5')

figure,plot(tempo1,dodici1,'-r'),grid on

title('Accelerogramma della pila 1 prima dell intervento, punto1')

xlabel('tempo [s]')

ylabel('accelerazioni [m/s^2]')

```
hold on,plot(tempo1,sei1,'-g')
```

legend('direzione del traffico','direzione verticale')

figure,plot(tempo1,quattordici1,'-b'),grid on

title('Accelerogramma della pila 1 prima dell intervento, punto2')

xlabel('tempo [s]')

ylabel('accelerazioni [m/s^2]')

hold on,plot(tempo1,dieci1,'-g')

hold on,plot(tempo1,tredici1,'-r')

legend('direzione della corrente', 'direzione verticale', 'direzione del traffico')

Funzione Correzione

function

[uno_c,due_c,tre_c,quattro_c,cinque_c,sei_c,sette_c,otto_c,nove_c,dieci_c,undici_c,dodici_c,tredici_c,quattordici_c] =

correzione (uno, due, tre, quattro, cinque, sei, sette, otto, nove, dieci, undici, dodici, tredici, quattordici)

- z=mean(uno);
- uno_c=uno-z;
- z=mean(due);
- due_c=due-z;
- z=mean(tre);
- tre_c=tre-z;
- z=mean(quattro);
- quattro_c=quattro-z;
- z=mean(cinque);
- cinque_c=cinque-z;
- z=mean(sei);
- sei_c=sei-z;
- z=mean(sette);
- sette_c=sette-z;
- z=mean(otto);
- otto_c=otto-z;
- z=mean(nove);
- nove_c=nove-z;
- z=mean(dieci);
- dieci_c=dieci-z;
- z=mean(undici);

undici_c=undici-z;
z=mean(dodici);
dodici_c=dodici-z;
z=mean(tredici);
tredici_c=tredici-z;
z=mean(quattordici);
quattordici_c=quattordici-z;

end

Funzione RMS

function [v] = RMS(sei,dieci,dodici,tredici,quattordici)

```
a=rapporto(quattordici,tredici);
```

```
b=rapporto(tredici,dieci);
```

```
c=rapporto(sei,dodici);
```

```
d=rapporto(quattordici,dieci);
```

v=[a,b,c,d];

end

Funzione Rapporto

```
function [ RMS ] = rapporto(a,b)
```

lungh_a=length(a);

```
lungh_b=length(b);
```

```
RMS = ((sum(a.^2)/lungh_a)^0.5)/((sum(b.^2)/lungh_b)^0.5);
```

end