



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI UDINE

**Corso di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile Ambientale ed Architettura
XXVIII Ciclo**

Tesi di Dottorato di Ricerca

ANALISI E RETROFITTING DI PONTI E VIADOTTI ESISTENTI

Coordinatore:

Ch.mo Prof. Ing. Marco Petti

Supervisore:

Ch.mo Prof. Ing. Gaetano Russo

Co-Supervisore:

Ph.D. Ing. Otello Bergamo

Dottorando:

Dott. Ing. Stefano Donadello

Anno Accademico 2015/2016

SOMMARIO

I ponti ed i viadotti in muratura con struttura ad arco e in calcestruzzo con struttura a travata rappresentano un'elevata percentuale del costruito esistente ed attualmente a servizio delle reti stradali e ferroviarie. Lo sviluppo di tali reti e dei mezzi ivi transitanti nonché l'evoluzione normativa hanno mutato notevolmente le prestazioni richieste alle opere strutturali a servizio delle stesse. I problemi dell'adeguamento prestazionale e della conservazione strutturale sono quindi un punto focale per la sicurezza e la gestione delle reti di trasporti.

Nel presente lavoro sono state analizzate le tecniche d'indagine disponibili e le relative potenzialità applicative per la conoscenza del corpo strutturale prima e dopo gli interventi di adeguamento e per il monitoraggio nel tempo. A questa prima fase segue un'esposizione dei principali interventi di riparazione, miglioramento ed adeguamento per queste tipologie costruttive.

La ricerca condotta ha lo scopo di individuare le specifiche peculiarità delle tecniche di indagine e di retrofitting relative alle strutture da ponte in muratura ed in calcestruzzo con l'obiettivo primario di individuare un diagramma di flusso di impostazione dell'intervento che permetta di ottimizzare qualitativamente ed economicamente le indagini e gli interventi necessari alle richieste prestazionali.

Tre casi di studio su strutture reali verranno esposti.

INDICE

SOMMARIO.....	III
INDICE	V
I. LISTA DELLE TABELLE.....	VII
II. LISTA DELLE FIGURE.....	IX
1. INTRODUZIONE.....	1
2. LA CONOSCENZA DEI PONTI IN MURATURA E IN C.A. ESISTENTI.....	5
2.1 INTRODUZIONE.....	5
2.2 INDAGINE STORICO DOCUMENTALE.....	6
2.3 INDAGINE GEOMETRICA	8
2.3.1 RILIEVO MANUALE.....	8
2.3.2 RILIEVO STRUMENTALE	9
2.3.3 LASER SCANNING	9
2.4 INDAGINE MECCANICA	11
2.4.1 TECNICHE D'INDAGINE NON DISTRUTTIVE.....	11
3. IL VIADOTTO A TRAVATA IN C.A. "SAN GIULIANO"	31
3.1. INTRODUZIONE ALLO STUDIO	31
3.2 IL CASO DI STUDIO: IL VIADOTTO "SAN GIULIANO".....	33
3.3 INDAGINE STORICO-DOCUMENTALE	37
3.4 PRIMA CAMPAGNA INDAGINI IN SITO E SPERIMENTALI	38
3.4.1 ANALISI VISIVA E FOTOGRAFICA.....	39
3.4.2 PROVE SCLEROMETRICHE.....	41
3.4.3 PROVE ULTRASONICHE.....	42
3.4.4 METODO SONREB (SONicREBound)	45
3.4.5 INDAGINI GEORADAR	48
3.4.6 INDAGINI CON PACOMETRO	49
3.4.7 MISURA DELLA DUREZZA DELLE BARRE D'ARMATURA	50
3.5 SECONDA CAMPAGNA INDAGINI IN SITO E SPERIMENTALI.....	50
3.5.1 ANALISI COMBINATA PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE E A TRAZIONE DEL CLS.....	50
3.5.2 ANALISI PULL-OFF	55
3.5.3 PENETRAZIONE DEGLI IONI DI CLORURO	59
3.5.4 MISURA DEL PONTEZIALE DELLE ARMATURE.....	61
3.5.5 TEST DI CARBONATAZIONE DEL CALCESTRUZZO	63
3.5.6 PROVE DINAMICHE.....	65
3.6 INTERVENTI DI RETROFITTING	68
3.7 ANALISI DEL PONTE SUL NUOVO CANAL SALSO.....	70
3.7.1 ANALISI DEL MODULO ELASTICO GLOBALE MEDIO	71
3.7.2 ANALISI FEM PRE-RETROFITTING	81
3.7.3 VALUTAZIONE RIGIDENZA FLESSIONALE E TARATURA MODELLO FEM.....	82
3.7.4 ANALISI FEM POST-RETROFITTING.....	87
3.8 CONCLUSIONI.....	90
4. IL PONTE AD ARCO IN MURATURA "PALEOCAPA"	93

4.1 INTRODUZIONE ALLO STUDIO.....	93
4.2 IL CASO DI STUDIO: IL PONTE “PALEOCAPA”.....	96
4.3 INDAGINE STORICA	99
4.4 INDAGINI IN SITO E ANALISI SPERIMENTALI.....	100
4.4.1 ANALISI VISIVA, FOGRAMMETRICA E MAPPATURA DEL DEGRADO	100
4.4.2 PROVE PENETROMETRICHE STANDARD.....	104
4.4.3 INDAGINE TERMOGRAFICA.....	109
4.4.4 PROVE VIBROMETRICHE.....	114
4.4.5 INDAGINE GEORADAR	136
4.4.6 PROVA CON MARTINETTI PIATTI SINGOLI E DOPPI.....	142
4.5 ANALISI AD ELEMENTI FINITI.....	158
4.5.1 MODELLO 1: SPALLE CON CEDIMENTI BLOCCATI	161
4.5.2 MODELLO 2: CEDIMENTO VERTICALE IMPOSTO SPALLA OVEST	163
4.5.3 MODELLO 3: CEDIMENTO ORIZZONTALE IMPOSTO SPALLA OVEST.....	165
4.6 PROCEDURA D’INDAGINE PROPOSTA PER I PONTI AD ARCO IN MURATURA	167
4.7 CONCLUSIONI.....	170
5. IL PONTE AD ARCO IN MURATURA “DELLA CASTAGNARA”	173
5.1 INTRODUZIONE ALLO STUDIO.....	174
5.2 IL CASO DI STUDIO: IL PONTE “DELLA CASTAGNARA”.....	175
5.3 INDAGINE STORICA	180
5.4 INDAGINI IN SITO E ANALISI SPERIMENTALI	180
5.4.1 ANALISI VISIVA E RILIEVO GEOMETRICO.....	180
5.4.2 PROVA DI CARICO STATICA	182
5.4.3 ANALISI DINAMICA	186
5.4.4 PROVA A COMPRESSIONE SULLA MURATURA	188
5.5 ANALISI DEL PONTE	190
5.5.1 ANALISI LIMITE DEL PONTE.....	191
5.5.2 ANALISI FEM DEL PONTE	204
5.6 RETROFITTING DEL PONTE.....	215
5.5.1 OPERE GEOTECNICHE: TIRANTAGGIO DEI MURI D’ALA	215
5.5.2 RIPARAZIONE DELLE LESIONI MURARIE.....	216
5.5.3 REALIZZAZIONE DEI RINFORZI IN FRP ALL’ESTRADOSSO DELL’ARCO	217
5.7 INDAGINI IN SITO POST-RETROFITTING.....	221
5.7.1 PROVA DI CARICO STATICA	221
5.7.2 ANALISI DINAMICA	223
5.8 CONCLUSIONI.....	226
CONCLUSIONI.....	227
BIBLIOGRAFIA.....	229

I. LISTA DELLE TABELLE

- Tab. 3.1. Risultati prove sclerometriche
- Tab. 3.2. Prova US1
- Tab. 3.3. Prova US2
- Tab. 3.4. Prova US3
- Tab. 3.5. SNR5 – in corrispondenza di S5 e US5
- Tab. 3.6. SNR5b – in corrispondenza di S5b e US5b
- Tab. 3.7. SNR1 – in corrispondenza di S1 e US1
- Tab. 3.8. SNR2 – in corrispondenza di trave spalla1-pila1
- Tab. 3.9. SNR3 – in corrispondenza di pila1
- Tab. 3.10. SNR6 – in corrispondenza di traverso di pila
- Tab. 3.11. SNR7– in corrispondenza di trave di mezzo
- Tab. 3.12. SNR8 – in corrispondenza di trave fra pila 2 e pila 3
- Tab. 3.13. Prove di compressione e SonReb per il ponte sul “nuovo canal salso”
- Tab. 3.14. Profili di penetrazione più gravosi per ciascuna zona
- Tab. 3.15. % Cl su massa cemento (300 kg/mc di calcestruzzo)
- Tab. 3.16. Dati in letteratura dei valori di potenziale per la verifica alla corrosione delle armature
- Tab. 3.17. Frequenze proprie pre-retrofitting
- Tab. 3.18. Frequenze proprie post-retrofitting
- Tab. 3.19. Frequenze di vibrazione e masse partecipanti modello fem pre-retrofitting
- Tab. 3.20. Confronto sulla riduzione della rigidezza flessionale
- Tab. 3.21. Frequenze di vibrazione e masse partecipanti modello fem post-retrofitting
- Tab. 4.1. Velocità massime ammissibili (Norma UNI 9916)
- Tab. 4.2. Set di misure ottenuti durante la prova con martinetto singolo
- Tab. 4.3. Set di misure ottenuti durante la prova M1
- Tab. 4.4. Calcolo tensioni e deformazioni prova M1
- Tab. 4.5. Set di misure ottenuti durante la prova M2
- Tab. 4.6. Calcolo tensioni e deformazioni prova M2

Tab. 4.7. Set di misure ottenuti durante la prova M3

Tab. 4.8. Calcolo tensioni e deformazioni prova M3

Tab. 4.9. Set di misure ottenuti durante la prova M4

Tab. 4.10. Calcolo tensioni e deformazioni prova M4

Tab. 5.1. Valori di pesatura automezzi prima prova di carico

Tab. 5.2. Misure degli spostamenti durante le fasi di carico nelle varie stazioni

Tab. 5.3. Risultati delle prove di compressione dei campioni di muratura

Tab. 5.4. Proprietà dei materiali adottate nella modellazione

Tab. 5.5. Valori di pesatura automezzi prima prova di carico

Tab. 5.6. Misure degli spostamenti durante le fasi di carico nelle varie stazioni

II. LISTA DELLE FIGURE

- Fig. 2.1. Propagazione di un'onda EM nel sottosuolo: a) angolo solido di emissione dell'onda "impronta" (footprint) dell'antenna sul riflettore; b) configurazione monostatica responso di individuazione di un bersaglio (target).
- Fig. 2.2. Esempio di radargramma
- Fig. 2.3. Esempio di osservazione geoelettrica
- Fig. 2.4. Diagramma di conversione della durezza
- Fig. 2.5. Esempio di sclerometro e dei componenti
- Fig. 2.6. Diagramma di correlazione per le prove sclerometriche
- Fig. 2.7. Classificazione delle prove ultrasoniche
- Fig. 2.8. Schema di prova indiretta
- Fig. 3.1. Vista generale del viadotto "San Giuliano"
- Fig. 3.2. Vista del ponte sul "vecchio canal salso"
- Fig. 3.3. Vista del ponte sul "nuovo canal salso"
- Fig. 3.4. Porzione di ponte sopra il "nuovo canal salso"
- Fig. 3.5. Interventi di rinforzo delle rampe
- Fig. 3.6. Ammaloramenti delle selle del ponte sul vecchio canal salso
- Fig. 3.7. Ammaloramenti delle selle del ponte sul nuovo canal salso
- Fig. 3.8. Ammaloramenti delle selle della parte di viadotto connesso alla S.R. 11
- Fig. 3.9. Ammaloramenti della soletta superiore sugli impalcati del viadotto
- Fig. 3.10. Prova US1
- Fig. 3.11. Prova US2
- Fig. 3.12. Prova US3
- Fig. 3.13. Radargramma 94 – Ponte nuovo canal salso - Campata 1: trave laterale appoggio spalla
- Fig. 3.14. Radargramma 107 - Ponte nuovo canal salso - Campata 1: trave laterale mezzeria
- Fig. 3.15. Radargramma 153 - Ponte nuovo canal salso - Campata 3: soletta

- Fig. 3.16. Provino C2
- Fig. 3.17. Provino C6
- Fig. 3.18. Provino C7
- Fig. 3.19. Contrassegno dei campioni e modalità di crisi
- Fig. 3.20. Riscontro di calcestruzzo alcalino
- Fig. 3.21. Campioni di tessuto male impregnati di polimero
- Fig. 3.22. Provini zona di taglio
- Fig. 3.23. Individuazione area di prelievo campione 4A-T
- Fig. 3.24. Valori del potenziale di acciaio al carbonio in funzione dello stato di corrosione
- Fig. 3.25.a. Prove di carbonatazione sul nuovo canal salso
- Fig. 3.25.b. Prove di carbonatazione sul vecchio canal salso
- Fig. 3.26. Individuazione strumentazione delle prove dinamiche
- Fig. 3.27. Risposta analisi dinamica pre-retrofitting
- Fig. 3.28. Risposta analisi dinamica post-retrofitting
- Fig. 3.29. Esempio di rinforzo con FRP applicato al ponte sul nuovo canal salso
- Fig. 3.30. Vibrazioni libere di un struttura ad un grado di libertà senza smorzamento:
a) Struttura ad un grado di libertà; b) spostamenti; c) velocità
- Fig. 3.31. Vibrazione di una trave non uniforme
- Fig. 3.32. Sezione trasversale ponte sul nuovo canal salso pre-retrofitting
- Fig. 3.33. Sezione trasversale ponte sul nuovo canal salso post-retrofitting
- Fig. 3.34. Vista generale modello fem impalcato sul nuovo canal salso
- Fig. 3.35. Primo modo di vibrare impalcato sul nuovo canal salso
- Fig. 3.36. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso pre-retrofit – parte 1
- Fig. 3.37. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso pre-retrofit– parte 2
- Fig. 3.38. Sovrapposizione frequenze proprie sperimentali e fem pre-retrofit
- Fig. 3.39. Sovrapposizione frequenze proprie sperimentali e fem post-retrofit
- Fig. 3.40. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso post-retrofit – parte 1
- Fig. 3.41. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso post-retrofit – parte 2
- Fig. 4.1. Il collasso del “Ponte Verdura” a Sciacca (AG)
- Fig. 4.2. Il ponte di Paleocapa in Baruchella (RO)
- Fig. 4.3. Vista dell’area e del ponte

- Fig. 4.4. Specchiatura in pietra sul parapetto sud del ponte
- Fig. 4.5. Pianta del ponte
- Fig. 4.6. Prospetto nord del ponte
- Fig. 4.7. Prospetto sud del ponte
- Fig. 4.8. Elementi in pietra naturale del ponte
- Fig. 4.9. Fessura nel muro di contenimento nord verso la spalla ovest
- Fig. 4.10. Fessura nel muro nord della spalla ovest
- Fig. 4.11. Principali punti di danneggiamento
- Fig. 4.12. Mappatura del degrado. Prospetto nord del ponte
- Fig. 4.13. Mappatura del degrado. Prospetto sud del ponte
- Fig. 4.14. Mappatura del degrado. Legenda
- Fig. 4.15.a. Individuazione prove penetrometriche
- Fig. 4.15.b. CPT1
- Fig. 4.15.c. CPT2
- Fig. 4.15.d. CPT3
- Fig. 4.15.e. CPT4
- Fig. 4.16. Risultati indagine termografica
- Fig. 4.17. Monitor di vibrazioni ABEM Vibraloc (L parallelo all'asse del ponte)
- Fig. 4.18.a. Individuazione stazioni di misura delle vibrazioni
- Fig. 4.18.b. Sismogrammi sito 1 prova 1282
- Fig. 4.18.c. Spettri di frequenza sito 1 prova 1282
- Fig. 4.18.d. Sismogrammi sito 1 prova 1307
- Fig. 4.18.e. Spettri di frequenza sito 1 prova 1307
- Fig. 4.18.f. Sismogrammi sito 2 prova 1337
- Fig. 4.18.g. Spettri di frequenza sito 2 prova 1337
- Fig. 4.18.h. Sismogrammi sito 2 prova 1339
- Fig. 4.18.i. Spettri di frequenza sito 2 prova 1339
- Fig. 4.18.l. Sismogrammi sito 2 prova 1340
- Fig. 4.18.m. Spettri di frequenza sito 2 prova 1340
- Fig. 4.18.n. Sismogrammi sito 2 prova 1351
- Fig. 4.18.o. Spettri di frequenza sito 2 prova 1351
- Fig. 4.18.p. Sismogrammi sito 3 prova 1380

- Fig. 4.18.q. Spettri di frequenza sito 3 prova 1380
- Fig. 4.18.r. Sismogrammi sito 3 prova 1391
- Fig. 4.18.s. Spettri di frequenza sito 3 prova 1391
- Fig. 4.18.t. Sismogrammi sito 3 prova 1411
- Fig. 4.18.u. Spettri di frequenza sito 3 prova 1411
- Fig. 4.19. Propagazione di un'onda elettromagnetica nel sottosuolo: a) angolo solido di emissione dell'onda e footprint dell'antenna sul riflettore; b) configurazione monostatica responso di individuazione di un target.
- Fig. 4.20.a. Profili sopra il ponte
- Fig. 4.20.b. Vista 3D profilo 3 sopra il ponte
- Fig. 4.20.c. Vista 3D profilo 4 sopra il ponte
- Fig. 4.20.d. Vista 3D profilo 5 sopra il ponte
- Fig. 4.20.e. Prospetto con sovrapposizione profilo georadar
- Fig. 4.21. Individuazione prove con martinetti piatti
- Fig. 4.22. Diagramma tensioni-deformazioni prova M1
- Fig. 4.23. Diagramma tensioni-deformazioni prova M2
- Fig. 4.24. Diagramma tensioni-deformazioni prova M3
- Fig. 4.25. Diagramma tensioni-deformazioni prova M4
- Fig. 4.26. Modello fem – Struttura in muratura
- Fig. 4.27. Modello fem – Riempimento e masse non strutturali del pacchetto stradale
- Fig. 4.28. Modello fem – Condizioni al contorno
- Fig. 4.29. Modello fem – Posizione delle prove con martinetto piatto doppio
- Fig. 4.30. Modello fem – Spalla ovest – Posizione delle misure di tensione
- Fig. 4.31. Modello fem – Spalla est – Posizione delle misure di tensione
- Fig. 4.32. Modello fem 1 – Spostamenti verticali
- Fig. 4.33. Modello fem 1 – Tensioni in direzione verticale
- Fig. 4.34. Modello fem 2 – Spostamenti verticali
- Fig. 4.35. Modello fem 2 – Tensioni in direzione verticale
- Fig. 4.36. Modello fem 2 – Tensioni principali di trazione
- Fig. 4.37. Modello fem 2 – Mappatura tensioni principali di trazione
- Fig. 4.38. Modello fem 3 – Spostamenti verticali
- Fig. 4.39. Modello fem 3 – Tensioni in direzione verticale

- Fig. 4.40. Modello fem 3 – Tensioni principali di trazione
- Fig. 4.41. Modello fem 3 – Mappatura tensioni principali di trazione
- Fig. 5.1. Individuazione area del fiume Brenta
- Fig. 5.2. Pianta del ponte
- Fig. 5.3. Pianta del ponte – elementi sotto il pacchetto stradale
- Fig. 5.4. Vista elementi sotto il pacchetto stradale
- Fig. 5.5. Prospetto sud del ponte. Vista quotata e vista solo muratura
- Fig. 5.6. Prospetto nord del ponte. Vista quotata e vista solo muratura
- Fig. 5.7. Foto del ponte
- Fig. 5.8. Foto dell'impalcato del ponte
- Fig. 5.9. Sezione longitudinale ponte
- Fig. 5.10. Foto danneggiamento rilevato nel ponte
- Fig. 5.11. Autolivello per misura quote verticali
- Fig. 5.12. Primo schema di carico e punti di misura
- Fig. 5.13. Secondo schema di carico e punti di misura
- Fig. 5.14. Foto della prova di carico
- Fig. 5.15 – Strumentazione utilizzata per la prova dinamica
- Fig. 5.16 – Direzioni accelerometri
- Fig. 5.17 – Accelerogrammi registrati durante la prova
- Fig. 5.18 – Spetto del segnale dell'accelerogramma Ch1
- Fig. 5.19 – Individuazione campioni di muratura
- Fig. 5.20 – Fasi di prelievo dei campioni
- Fig. 5.21. Immagine di una prova a compressione
- Fig. 5.22. Meccanismi di collasso dell'arco
- Fig. 5.23 – Posizione delle cerniere secondo Mèry
- Fig. 5.24 – Calcolo della posizione del centro di pressione
- Fig. 5.25. Risultati del calcolo modello geometrico 1 pre-retrofitting
- Fig. 5.26. Meccanismo di collasso modello geometrico 1 pre-retrofitting
- Fig. 5.27. Risultati del calcolo modello geometrico 2 pre-retrofitting
- Fig. 5.28. Risultati del calcolo modello geometrico 2 pre-retrofitting
- Fig. 5.29. Risultati modello 1 – pre-retrofitting – Arco.exe
- Fig. 5.30. Risultati modello 2 – pre-retrofitting – Arco.exe

- Fig. 5.31. Risultati del calcolo modello geometrico 1 post-retrofitting
- Fig. 5.32. Meccanismo di collasso modello geometrico 1 post-retrofitting
- Fig. 5.33. Risultati del calcolo modello geometrico 2 post-retrofitting
- Fig. 5.34. Meccanismo di collasso modello geometrico 2 post-retrofitting
- Fig. 5.35. Modello fem bidimensionale
- Fig. 5.36. Rappresentazione del dominio alla Drucker-Prager
- Fig. 5.37. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 496,6 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.38. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 801,1 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.39. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 1155 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.40. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 1156 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.41. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 496,6 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.42. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 801,1 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.43. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1203 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.44. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1325 kN – σ_{\max}
- Fig. 5.45. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1206 kN – N_{delam}^{FRP}
- Fig. 5.46. Particolari di ancoraggio meccanico degli FRP all'arco
- Fig. 5.47. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1238 kN – $N_{\varepsilon,\max}^{FRP}$
- Fig. 5.48. Confronto delle curve forza-spostamento dei modelli pre e post-retrofitting
- Fig. 5.49. Realizzazione tirantaggio muri d'ala
- Fig. 5.50. Vista dell'estradosso dell'arco
- Fig. 5.51. Realizzazione delle tasche nei traversi e dei supporti in muratura
- Fig. 5.52. Completamento supporti e incollaggio FRP
- Fig. 5.53. Fissaggio meccanico dei rinforzi mediante staffe ad L e bulloni passanti
- Fig. 5.54. Fissaggio meccanico dei rinforzi nella parte terminale
- Fig. 5.55. Rinfiacco dell'arco e connessioni per la soletta di completamento
- Fig. 5.56. Schema di carico e punti di misura
- Fig. 5.57. Esecuzione della prova dinamica post-retrofitting
- Fig. 5.58 – Accelerogramma registrato durante la prova
- Fig. 5.59 – Spetto del segnale dell'accelerogramma Ch1

1. INTRODUZIONE

Analizzando le principali reti stradali e ferroviarie nazionali ed europee emerge una sensibile presenza di ponti ad arco in muratura attualmente in uso. Secondo recenti statistiche (“Sustainable Bridges-Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives”, 2007), oltre il 40% dei ponti ferroviari in esercizio in Europa (circa 200.000) sono rappresentati da ponti ad arco in muratura e la maggioranza sono opere in servizio da più di 100 anni. Queste percentuali si riscontrano anche nello stock di ponti ferroviari in Italia, in quanto la realizzazione di questa tipologia strutturale risale per lo più al periodo 1840-1930, sebbene si trovino alcuni esempi isolati di questo fino agli anni del secondo dopoguerra [85].

Accanto a questa tipologia, i ponti a travata in calcestruzzo ricoprono un’ulteriore consistente porzione del costruito esistente in utilizzo alle reti stradali e ferroviarie.

L’importanza di conservare il patrimonio costruito e, allo stesso tempo, la condizione necessaria di garantire la sicurezza strutturale nei confronti delle prestazioni attualizzate ha dato origine al presente lavoro.

Lo sviluppo dello studio è articolato in tre parti: la prima è incentrata sulle tecniche d’indagine applicabili alle strutture da ponte esistenti in muratura ed in calcestruzzo armato. La seconda indaga le soluzioni progettuali per il consolidamento e l’adeguamento strutturale di tali opere con riferimento alle diverse tipologie. La terza, infine, espone tre casi studio di opere esistenti con lo scopo di riportare i risultati ottenuti.

Il percorso condotto durante questa ricerca ha fissato i punti cardine del progetto di retrofitting con il fine di ottimizzare la campagna d’indagini nonché le soluzioni progettuali di riparazione e di rinforzo strutturale, approfondendo vantaggi e svantaggi sia delle singole tecniche conoscitive che degli interventi riabilitativi.

La campagna d’indagini, a partire dalla ricerca storico documentale fino alle prove in sito ed in laboratorio più avanzate, rappresenta il principale strumento conoscitivo dell’opera d’arte, dalla lettura strutturale alla caratterizzazione dei materiali e dei terreni di fondazione. L’ottimizzazione di tale fase progettuale richiede, però, un

approccio di tipo integrato con l'analisi strutturale. Infatti, la determinazione delle informazioni necessarie alla valutazione della sicurezza strutturale e dell'efficacia dei lavori di retrofitting di progetto deve necessariamente partire dall'indagine storico documentale, da cui si possono trarre notevoli informazioni di carattere generale sulla qualità dei materiali, sulle tecniche costruttive, sulla storia della struttura e quindi sulle condizioni di partenza dalle quali veniva edificata l'opera, ad es. area oggetto di bonifica, eventuali fenomeni patologici riguardanti l'opera stessa o opere limitrofe similari. In questa deve essere prodotto un attento rilievo geometrico dell'opera e topografico dell'area a ridosso dell'opera stessa corredato di un meticoloso rilievo dello stato di danneggiamento e conservazione della struttura con il quale devono essere messi necessariamente in evidenza tutti i fenomeni fisiologici e patologici della struttura. La prima fase di indagine permette di condurre delle analisi strutturali preliminari con cui vengono investigate le cause di eventuali patologie riscontrate e la storia tensionale dell'opera durante la sua esistenza. I risultati di questa prima fase di studio permettono a questo punto di predisporre una campagna d'indagini mirata ed ottimizzata al caso in oggetto in funzione delle prestazioni richieste e delle eventuali patologie riscontrate, ecco perché si è parlato di approccio integrato.

Nota nell'interessa la complessità strutturale oggetto di studio, risulta possibile condurre la fase di analisi definitiva dello stato di fatto evidenziando le deficienze da colmare per garantire le prestazioni richieste.

L'adeguamento prestazionale deve essere perseguito con la minore invasività possibile senza mutare il carattere stesso della struttura e, per quanto possibile, essere reversibile e distinguibile [1] nonché nel principio della massima economicità dello stesso, per evitare sprechi o interventi poco performanti o di scarso rapporto prestazione/costo.

La presente ricerca ha evidenziato che il flusso progettuale fin qui esposto non risulta ancora sufficientemente completo nella conoscenza di opere d'arte così complesse. La conoscenza dell'opera, per essere affidabile, deve essere estesa nel tempo oltre la fase di progettazione e di realizzazione delle opere riabilitative. In particolare è stata evidenziata l'utilità, in tal senso, di indagini post intervento, ad es. prove di carico o

di caratterizzazione dinamica, con cui confrontare i dati di progetto e verificarne la rispondenza con quanto ottenuto.

Il monitoraggio della costruzione rappresenta l'ultima fase dell'adeguamento prestazionale di un'opera; in funzione delle principali peculiarità statiche e materiali della stessa, il controllo nel tempo di alcuni parametri quali ad es. deformazioni, andamento dello stato fessurativo, etc. permette di validare le prestazioni previste in fase progettuale collaudandone l'effettivo conseguimento.

I casi studio illustrati sono prodotti con l'intento di confermare la validità di quanto sopra proposto allo scopo di ottimizzare costi, indagini ed interventi nel perseguimento degli obiettivi prestazionali richiesti dalle nuove tecnologie stradali e ferroviarie.

2. LA CONOSCENZA DEI PONTI IN MURATURA E IN C.A. ESISTENTI

Lo studio e l'adeguamento dei ponti esistenti iniziano da una fase conoscitiva che permette di descrivere il corpo strutturale nella sua geometria e composizione materiale, ipotesi fondamentali per le fasi di analisi e di comprensione dello stato di fatto. Maggiore risulta la conoscenza delle proprietà dei materiali, della storia tensionale, delle deformazioni intercorse e dello stato di degrado di un ponte, migliore sarà la capacità di descrizione nei modelli di analisi. Un ruolo altrettanto importante nello studio di una costruzione esistente è rivestito dalla definizione delle condizioni al contorno e della storia evolutiva della costruzione stessa. Nel caso dei ponti e dei viadotti le condizioni al contorno di maggiore interesse sono rappresentate dalla geologia del terreno la quale, in combinazione con il sistema fondazionale, determina le caratteristiche dei vincoli esterni dello schema statico. Nel presente capitolo verranno discusse le principali tecniche d'indagine utilizzabili nella diagnostica e nello studio di ponti in muratura e in calcestruzzo armato.

2.1 INTRODUZIONE

I ponti ad arco in muratura rappresentano una delle prime tipologie costruttive adottate dalle civiltà antiche per connettere i territori. Tale tipologia venne massivamente adottata a partire dagli Antichi Romani ed è stata mantenuta anche nel basso e alto medioevo fino ad arrivare ai giorni nostri con realizzazioni anche recenti.

La situazione normativa italiana, a partire dell'O.P.C.M. 3274 [56] fino alle attuali N.T.C. 2008 [57] e Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale [25], impone al progettista la coscienza del patrimonio costruito esistente sottolineando l'importanza di preservare e recuperare.

Questo percorso implica un'attenta consapevolezza dell'opera su cui si deve intervenire che può essere ottenuta solo mediante approfondite campagne d'indagine. Dal punto di vista ingegneristico il principio guida sopra richiamato si traduce in Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza [58; 62] con cui risulta evidente l'intento del normatore di premiare progettazioni sensibili basate su solide informazioni relative al corpo strutturale da riabilitare. Le conseguenze di quanto sopra sono immediate:

- la profonda conoscenza dell'oggetto di studio permette di individuare le reali deficienze e di escludere quelle apparenti, con conseguente ottimizzazione degli interventi;
- il «premio normativo», concesso attraverso i fattori di confidenza, permette di utilizzare materiali con caratteristiche meccaniche superiori o, almeno, certamente più aderenti alla realtà;
- maggiori prestazioni meccaniche dei materiali implicano, in genere, minore necessità di rinforzi massivi;
- gli interventi possono essere, pertanto, ridotti in quantità, ma di maggiore qualità.

Dal punto di vista sociale ed economico favorire il recupero attento del patrimonio implica:

- risparmio economico, dovuto sia alla ottimizzazione degli interventi che alla minore probabilità di imprevisti durante il corso dei lavori;
- possibilità di reinvestimento delle risorse in altre opere di pubblica utilità;
- riduzione dei tempi di esecuzione con conseguenti minori disagi alla viabilità;
- tutela del patrimonio e della memoria storica collettiva;
- incentivazione alla costante ricerca e sviluppo di tecniche d'indagine e d'intervento innovative.

2.2 INDAGINE STORICO DOCUMENTALE

L'indagine storico documentale rappresenta la prima fase del percorso conoscitivo di una struttura esistente. Essa consente di risalire al tempo t_0 in cui la costruzione fu

iniziata e di ricostruire le condizioni dell'epoca. In relazione alla data di costruzione è possibile risalire a documenti storici con carattere generale in cui vengono descritti lo stato dei luoghi, gli obiettivi della costruzione, le tecniche costruttive e indicazioni qualitative sui materiali e sulle tecniche di produzione oppure a documenti a carattere più specifico, in genere per le costruzioni più recenti, in cui si possono ritrovare schemi statici, disegni esecutivi, proprietà dei materiali previsti dal progetto, calcolazioni nonché informazioni sulla geologia dei terreni di fondazione.

La definizione dello stato dell'arte in cui una struttura viene concepita, progettata e costruita è un fondamentale strumento di taratura per i risultati delle analisi che si vanno a svolgere al fine di determinare le proprietà meccaniche dei materiali sia a livello di singolo materiale che di insieme. Si pensi ad esempio al materiale muratura: sapere quando e dove è stata realizzata permette di avere anzitempo degli ordini di grandezza di riferimento per la stima dei parametri meccanici dei singoli elementi quali mattoni e malta, ma anche dell'insieme muratura in relazione alle tessiture tipicamente utilizzate. Inoltre, nel caso di inesistenza di disegni ed elaborati, l'epoca e l'area di costruzione permettono di avere affidabili indicazioni sulle metodologie costruttive in merito alle porzioni non accessibili quali fondazioni e strati interni che permettono di progettare un'adeguata e mirata campagna di indagini conoscitive.

Nel caso di strutture più recenti questa fase di indagine è tanto più importante quanto più completa è la documentazione disponibile. In talune situazioni, con la sola indagine documentale è possibile ricostruire in ogni dettaglio la struttura e procedere a tutte le analisi e verifiche necessarie a valutare lo stato di sicurezza della stessa. Si tratta, in questa particolare condizione, di introdurre alcune indagini complementari atte a confermare le caratteristiche meccaniche dei materiali e la definizione geometrica generale e di dettaglio. Nel caso di strutture ammalorate e degradate, le indagini integrative permetteranno di stimare l'incidenza del grado di danneggiamento sulle proprietà originarie degli elementi costitutivi e, pertanto, di tenerne in debito conto in fase di analisi e verifica di quanto definito dall'analisi documentale. Non è raro, inoltre, ritrovare nei documenti di fine lavori o di collaudo note e/o richiami su particolari eventi accaduti durante le fasi costruttive, come ad esempio cedimenti differenziali delle fondazioni riscontrati già durante le fasi di

costruzione o altri degni di nota, che possono indirizzare nella corretta impostazione delle analisi dello stato di fatto.

Nel corso della vita di servizio di una struttura questa può essere assoggettata ad una varietà di situazioni che l'indagine storico documentale può far emergere: varianti in fase di costruzione, riparazioni, rinforzi, sostituzione di elementi strutturali, variazioni dei carichi e/o della destinazione d'uso, modifiche e/o ampliamenti, etc..

L'indagine storico documentale rappresenta il primo passo per la conoscenza di un'opera d'arte.

2.3 INDAGINE GEOMETRICA

L'indagine geometrica, al contempo dell'indagine storico documentale, rappresenta la pietra d'angolo per lo studio di una struttura esistente.

Il rilievo generale e di ogni singolo componente di dettaglio permette la restituzione grafica del corpo oggetto d'indagine nonché l'estrapolazione dei principali parametri geometrici necessari alla definizione delle grandezze di riferimento per lo schema statico rappresentativo del caso.

2.3.1 RILIEVO MANUALE

Il rilievo manuale dell'opera d'arte rappresenta la più semplice forma di studio della sua geometria. Esso viene condotto manualmente con l'ausilio di metri o cordelle metriche o strumenti simili; attualmente sono disponibili a buon mercato anche distanziometri laser. Il rilievo manuale permette di definire la forma della costruzione in modo più o meno preciso a seconda del livello di dettaglio, ma con elevati tempi di svolgimento e precisione limitata.

2.3.2 RILIEVO STRUMENTALE

Il rilievo strumentale, attraverso l'utilizzo di una stazione totale o strumentazioni similari, rappresenta il metodo più diffuso per la ricostruzione geometrica e restituzione grafica di un manufatto. Tale tecnologia risulta molto efficace nell'ambito dei ponti e permette di ottenere un ottimo grado di precisione associato alla velocità della restituzione grafica a computer dell'oggetto di rilievo con l'utilizzo di quote plano-altimetriche.

L'utilizzo di tale tecnologia viene implementato anche nell'ambito di indagini in sito o collaudi con prove di carico in quanto, data la sua elevata precisione, permette di leggere le variazioni indotte nella geometria durante le prove stesse, come ad esempio lo spostamento massimo verticale di una campata sottoposta al carico di prova.

2.3.3 LASER SCANNING

La tecnica di rilievo geometrico con laser scanner permette il rilievo geometrico tridimensionale di un oggetto con possibilità di introdurre scale e risoluzioni variabili.

Sono considerati scanner 3D tutti quegli strumenti in grado di acquisire le coordinate spaziali di una data regione o della superficie di un oggetto, in modo automatico, sistematico, e con un'alta velocità. Il principio base su cui si basano le differenti tipologie di laser scanner può essere così riassunto: la proiezione di un raggio, di un fascio di luce o di un pattern sull'oggetto e l'analisi del segnale di ritorno.

In generale è in questa seconda fase che si differenziano i diversi principi operativi dei vari scanner laser: in alcuni modelli la distanza tra oggetto e trasmettitore è calcolata basandosi sul TOF ("tempo di volo") cioè il tempo che impiega il segnale emesso a ritornare allo strumento:

$$d = \frac{t \cdot c}{2} \quad [2.1]$$

dove

$d = \text{distanza}$

$t = \text{tempo di volo}$

$c = \text{velocità della luce}$

In altri è calcolata per comparazione della fase del segnale emesso rispetto a quello ricevuto. Altre tipologie di scanner invece si basano sul principio della triangolazione del segnale.

Lo strumento viene definito scanner poiché l'acquisizione avviene secondo specifici criteri di organizzazione dei dati raccolti analoghi a quelli degli strumenti di scansione tradizionali, come ad esempio uno scanner piano. Questi criteri possono essere riassunti nella capacità di operare in modo automatico e sistematico, nella velocità di acquisizione e nella possibilità di avere accesso ai dati in tempo reale.

Oltre alle coordinate spaziali, alcuni scanner integrano i dati con il valore della riflettanza. La riflettanza indica la proporzione di luce incidente che una data superficie è in grado di riflettere. Ha quindi un significato fisico ben preciso, ed il suo valore è legato alle caratteristiche del materiale di cui è costituita la superficie scandita.

Con "range scan" si intende una nuvola di punti (ordinata nello spazio) acquisiti da una singola posizione di scansione. La misura di tempo o la differenza di fase vengono convertite in misure di distanza tra il punto di emissione del segnale laser (posizione dello strumento laser) e gli oggetti colpiti dal raggio laser. Noti, inoltre, gli angoli azimutali e zenitali del sensore laser al momento dell'emissione del raggio, è possibile rappresentare i punti misurati nello spazio secondo una griglia ordinata di punti. La griglia è determinata dal regolare spostamento del raggio laser (grazie alla rotazione di specchi interni allo strumento o alla rotazione dello strumento stesso) che scandisce in modo regolare l'oggetto da rilevare. Grazie alla griglia regolare d'acquisizione è possibile organizzare i dati di riflettanza in una immagine 2D (immagine di riflettanza) di cui è noto il punto di acquisizione (posizione dello strumento laser). Per ogni pixel dell'immagine 2D di riflettanza è nota la posizione x , y , z in 3D del punto relativo. Possono essere visualizzate contemporaneamente la nuvola di punti 3D e la corrispondente immagine 2D di riflettanza. Un range scan

viene distinto da una generica nuvola di punti in cui non è noto il punto di acquisizione e in cui viene persa l'informazione relativa alla griglia regolare di acquisizione [79].

2.4 INDAGINE MECCANICA

L'indagine meccanica rappresenta, infine, la fase che permette di definire le proprietà fisico/meccaniche dei materiali e statico/dinamiche della struttura sia in forma qualitativa che quantitativa. Le tecniche di indagine vengono distinte generalmente in tre categorie: metodi non distruttivi, metodi parzialmente distruttivi e metodi distruttivi. Nel presente capitolo saranno brevemente presentate le principali prove non distruttive.

2.4.1 TECNICHE D'INDAGINE NON DISTRUTTIVE

Tra le tecniche di indagine non distruttive passive e attive si annoverano:

- a. rilievi e mappature;
- b. riprese fotografiche;
- c. misure di spostamenti;
- d. indagine sulle vibrazioni;
- e. indagine di identificazione dinamica;
- f. indagine georadar;
- g. indagine geoelettrica;
- h. indagine termografica;
- i. indagine sulla durezza delle barre di armatura;
- j. indice sclerometrico;
- k. indagine sonora e ultrasonica;
- l. indagine SonReb;

- m. indagine pacometrica;
- n. indagine radiografica.

Tra le tecniche di indagine parzialmente distruttive si annoverano:

- a. indagine con martinetto piatto singolo e doppio;
- b. indagine con carotaggi e prove di laboratorio;
- c. indagini endoscopiche;
- d. indagine con dilatometro;
- e. indagine pull-out;

Tra le tecniche di indagine distruttive in sito ed in laboratorio si annoverano:

- a. prova di compressione monoassiale;
- b. prova di compressione diagonale;
- c. prova di taglio-compressione;
- d. prova di delaminazione;

2.4.1.1 Indagini NDT passive

Rilievi e mappature, riprese fotografiche e misure di spostamenti

Le indagini non distruttive di tipo passivo rappresentano le indagini che dovrebbero essere sempre svolte nella fase conoscitiva di una struttura. Non necessitano di particolari strumentazioni e permettono il cosiddetto “*rilievo del danneggiamento*” con il quale si schedano e si ricostruiscono graficamente tutti i danni visibili riscontrati nella struttura che dovranno essere integrati con quelli eventualmente riscontrati con altre tecniche d’indagine più approfondite.

Le riprese fotografiche devono essere messe a corredo della ricostruzione geometrica e del danneggiamento della struttura al fine di evidenziare le criticità insite nell’oggetto di studio. Svolgono inoltre la funzione di definire un’istantanea temporale al tempo dell’indagine t_0 per poter svolgere confronti in tempi diversi successivi o precedenti nel caso esista una documentazione fotografica pregressa.

Le misure degli spostamenti e delle deformazioni permettono di avere delle misure dirette confrontabili con i risultati ottenibili dalle analisi strutturali, svolte con modelli di calcolo più o meno complessi, per valutarne l'effettiva affidabilità, in funzione dei parametri meccanici e degli schemi statici adottati. Le misure degli spostamenti e delle deformazioni possono essere eseguite con le stesse tecniche descritte al paragrafo 2.3 riguardante il rilievo geometrico. Queste tecniche sono implementabili anche nel monitoraggio della struttura assieme ad altre semplici, ma efficaci, tecniche quali l'utilizzo di vetrini a cavallo di fessure esistenti, aste graduate fisse per la misura dello spostamento nel tempo ed altri metodi di pari tecnologia.

2.4.1.2 Indagini NDT attive: analisi delle vibrazioni

I fenomeni vibratorii, ovvero piccole oscillazioni del sistema intorno ad una posizione di equilibrio, sono un sottoinsieme dei fenomeni dinamici. La riduzione delle vibrazioni si persegue agendo sulla sorgente, sul mezzo e sul ricettore [88]. I danneggiamenti alle strutture a causa dei fenomeni vibratorii sono fenomeni relativamente rari; più frequenti sono i danneggiamenti agli elementi complementari che ne possono comportare danni estetici e/o alla funzionalità di servizio.

La misura del livello di vibrazione viene condotta per essere confrontata con i valori ammessi dalle normative di riferimento e/o per definire le sollecitazioni meccaniche indotte sulla struttura. Analogamente si può eseguire una misura dell'eccitazione, ovvero la misura delle forzanti in gioco. Al contrario, invece, può essere utile misurare la risposta ad un'eccitazione nota per identificare la risposta in frequenza di una struttura e perseguire l'identificazione dinamica della stessa. Questo ultimo caso rappresenta il principio su cui si basano le tecniche di indagine mediante identificazione dinamica.

La misura della vibrazione può essere condotta controllando lo spostamento, la velocità o l'accelerazione.

Nel caso di ponti e viadotti stradali la principale fonte di vibrazioni è il traffico stradale. L'entità delle vibrazioni prodotte dai mezzi è direttamente correlato alle

condizioni del manto stradale: la scabrosità e/o le irregolarità del fondo stradale vengono percorse dagli pneumatici e le vibrazioni vengono trasmesse ai veicoli mediante gli ammortizzatori mettendo in oscillazione il veicolo stesso che trasmette una forza dinamica alla pavimentazione. Il sottofondo filtra le vibrazioni e le trasmette alla struttura del ponte. Risulta evidente che le irregolarità del fondo stradale influenzano direttamente i fenomeni vibratorii [88].

Il fenomeno delle vibrazioni nei ponti è stato oggetto di molteplici approfonditi studi: possono essere citati *Kim et al.* [49] che hanno indagato gli effetti del traffico pesante; *Basharat et al.* [10] che hanno studiato l'applicazione di un sistema di sensori wireless per il monitoraggio delle vibrazioni da traffico. Alcuni ponti sono già dotati di un sistema di monitoraggio costituito da un insieme di sensori, come ad esempio il Ma Wan Channel a Hong Kong [34].

Le Federal Highway Administration del ministero dei trasporti statunitense ha stimato che il 15% dei ponti presenti nel territorio di competenza ha deficienze strutturali principalmente a causa dell'elevato livello di traffico [21]. Il problema trova fondamento principalmente nel fatto che un gran numero di ponti è stato realizzato negli anni '60 dove le prestazioni richieste erano decisamente diverse da quelle attuali. Analoga situazione è riscontrabile in Europa e in Giappone; per quest'ultimo è stato stimato che nel 2020 il 50% dei ponti avrà terminato la vita di esercizio a causa dell'usura da traffico [35].

Le principali normative di riferimento per la valutazione degli effetti delle vibrazioni sulle strutture sono di seguito elencate:

- UNI 9916 (2004): "Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici."
- DIN 4150 (1986): "Erschütterungen im Bauwesen – Einwirkungen auf bauliche Anlagen."
- ISO 4866 (1990): "Structural Vibration in Buildings."
- SN 640312 (1992): "Effet des ébranlements sur les constructions."

Parimenti sviluppata risulta la normativa sugli effetti prodotti dalle vibrazioni sul corpo umano:

- UNI 9614 (1990): "Misura delle vibrazioni sugli edifici e criteri di valutazione del disturbo."

- DIN 4150 (1986): “Structural Vibration in Buildings. Part 2: Effects on Humans in Buildings.”
- BS 6472 (1984): “Evaluation of Human Exposure to Vibrations in Buildings (1 to 80 Hz).”

Le norme definiscono i valori ammissibili di velocità in funzione del tipo di struttura, range di frequenza e posizione dei punti di misura; risulta noto, infatti, che l'effetto delle vibrazioni non dipende esclusivamente dal livello di vibrazione ma anche dal contenuto in frequenza. Vengono inoltre distinti gli effetti dovuti a vibrazioni di breve durata (short-term vibrations) rispetto a quelli prodotti da vibrazioni definite permanenti (steady-state vibrations) che possono indurre fenomeni di fatica o amplificazioni di risonanza.

Nel caso di strutture fessurate la valutazione dell'effetto delle vibrazioni richiede il monitoraggio delle fessurazioni e dell'eventuale propagazione delle stesse [12].

2.4.1.3 Indagini NDT attive: identificazione dinamica

Questa tecnica d'indagine presenta diverse tecniche applicative, funzione del tipo di forzante applicata, del numero e delle posizioni degli accelerometri e degli obiettivi che si prefigge.

Nei casi di studio esposti nel seguito l'analisi dinamica sperimentale sarà condotta allo scopo di identificare le frequenze fondamentali di ponti ad arco in muratura e di ponti a travata in calcestruzzo. A tale scopo, l'indagine consiste nel predisporre degli accelerometri, in posizioni vantaggiose, per registrare gli accelerogrammi indotti da una forzante impulsiva di modesta entità. A partire da tali accelerogrammi, mediante FFT, si ottengono gli spettri dei segnali registrati nei quali si possono individuare le principali frequenze proprie del ponte.

Dalle prove dinamiche si possono ottenere anche, in funzione del tempo, spostamenti e velocità dei punti di interesse; queste possono essere misurate direttamente o indirettamente. La misura diretta degli spostamenti dei punti di interesse può essere condotta mediante trasduttori i quali devono essere opportunamente collegati alla

struttura per consentire una registrazione fedele. I trasduttori possono essere di spostamento, di pressione o di forza i quali però necessitano di un riferimento fisso esterno alla struttura; a queste tipologie vengono preferiti quelli inerziali che misurano velocità o accelerazione di una massa posta al loro interno rispetto alla scatola esterna. Gli accelerometri possono essere piezoelettrici, resistivi, induttivi, capacitivi e preamplificati a seconda del loro principio di funzionamento [80].

2.4.1.4 Indagini NDT attive: georadar

Il *Ground Probing Radar* (G.P.R.), o semplicemente *georadar*, è uno strumento d'indagine geofisica attiva in grado di fornire sezioni verticali del mezzo indagato dette *radargrammi*. Il principio di funzionamento dello strumento (Figura 2.1), legato alla propagazione di un'onda EM nel sottosuolo, si basa sul fenomeno fisico di partizione dell'energia ad un'interfaccia tra due mezzi con diverse proprietà dielettriche.

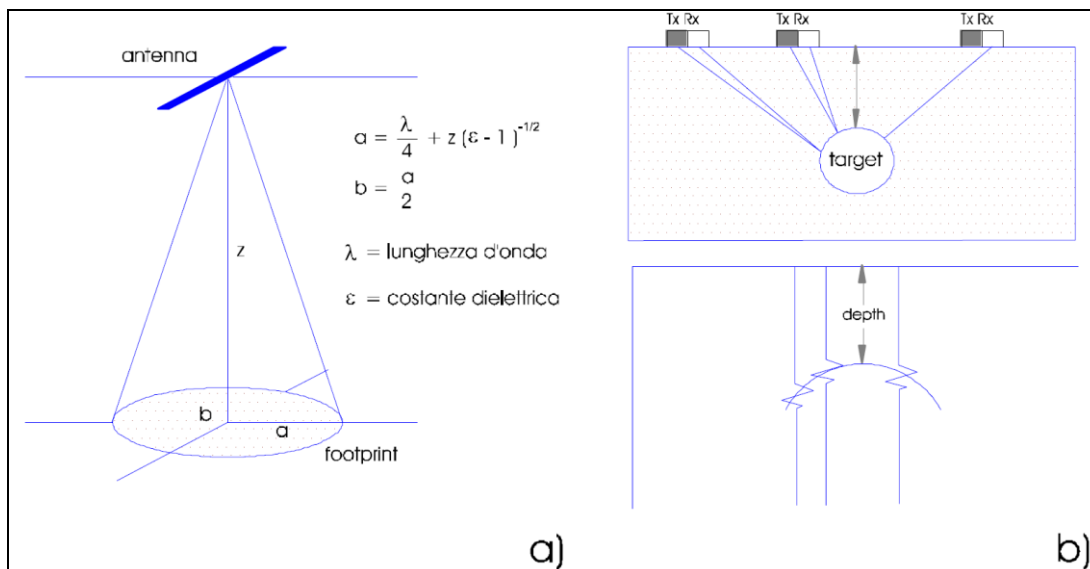


Fig. 2.1. Propagazione di un'onda EM nel sottosuolo: a) angolo solido di emissione dell'onda "impronta" (footprint) dell'antenna sul riflettore; b) configurazione monostatica responso di individuazione di un bersaglio (target).

In particolare, in corrispondenza di un'interfaccia fisica, l'onda EM generata in superficie ed immessa nel sottosuolo per mezzo dell'antenna, subisce un fenomeno di riflessione e parte dell'energia (in funzione del contrasto di impedenza elettrica dei mezzi affacciati e dell'angolo di incidenza del segnale trasmesso) ritorna verso la superficie.

La configurazione monostatica (Figura 2.1.b) prevede l'utilizzo di una sola antenna ($t_x=r_x$) per la trasmissione e la ricezione del segnale, mentre la configurazione bistatica prevede l'utilizzo di due antenne (t_x+r_x) ad offset variabile. La selezione dell'offset permette, in prima approssimazione, la stima della velocità di propagazione dell'onda EM e quindi, noto il tempo di registrazione, il calcolo della profondità del riflettore.

$$V_m = c \cdot e_r^{-1/2} \quad (2.1)$$

La velocità di propagazione V_m di un'onda EM in un mezzo m è data dalla (2.1) dove c è la velocità della luce ed e_r è la costante dielettrica del mezzo, normalizzata rispetto a quella dell'aria.

Il set di antenne che viene abitualmente utilizzato ha frequenze centrali medio-alte, questo garantisce un'elevata risoluzione sia verticale che laterale grazie anche alla notevole direzionalità dell'onda EM in uscita.

Il grado di direzionalità dell'onda EM generata dall'antenna, com'è noto, determina l'ampiezza dell'angolo solido in fase di energizzazione, governando quindi l'area di effettiva riflessione sulla superficie del bersaglio.

Una delle unità di misura utilizzabili per la caratterizzazione del sottosuolo e quindi gli orizzonti riflettenti è il grado di riflettività (R), dato dalla (2.2), e cioè il rapporto tra energia incidente (E_i) ed energia riflessa (E_r) per ogni singolo riflettore.

$$R = \frac{E_i}{E_r} \quad (2.2)$$

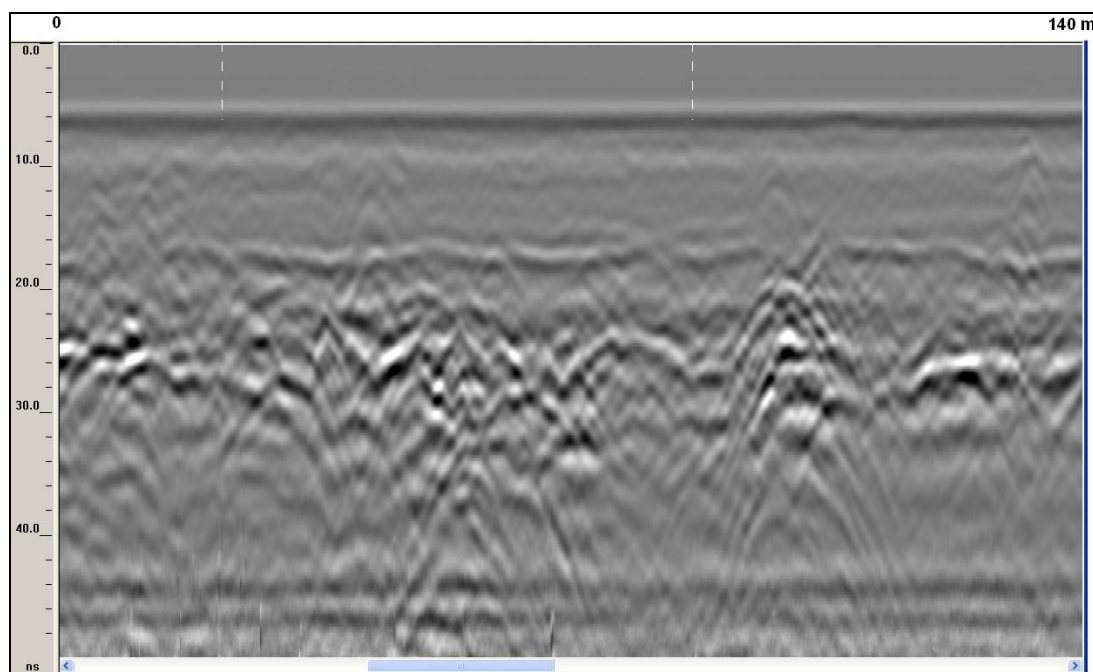


Fig. 2.2. Esempio di radargramma

In figura 2.2 è visibile un esempio di radargramma: la scala verticale riporta il tempo in ns (nanosecondi) necessari all'onda per compiere il tragitto di andata e ritorno; essa può essere convertita in scala delle profondità se è nota la velocità dei materiali attraversati. La scala orizzontale rappresenta invece la distanza in metri percorsa dall'antenna sul terreno.

Il georadar consente il riconoscimento di corpi sepolti purché questi presentino caratteristiche dielettriche diverse dal materiale che li contiene; individua la presenza di vuoti, di corpi metallici, di servizi o tubazioni anche in plastica, di strutture archeologiche e di altre eterogeneità e consente il calcolo della profondità a cui si trovano le anomalie rilevate.

Le configurazioni strumentali attualmente disponibili sono in grado di coprire una vasta gamma di esigenze di prospezione. La tipologia più diffusa è quella che prevede di effettuare il cosiddetto *profilaggio parallelo*, ovvero l'acquisizione di una serie di profili paralleli tra loro, ma spesso si usa acquisire su griglie regolari o muovendosi liberamente sulle superfici da indagare, supportati da un dispositivo GPS (Global Position System) per il successivo posizionamento delle linee di indagine.

Le antenne si differenziano fra loro in base alla frequenza di emissione, essa può avere valori variabili fra 40 e 2500 MHz. La loro scelta è funzione delle caratteristiche del mezzo da indagare e della natura e dimensioni delle strutture ricercate.

Come regola generale, si consideri che le antenne operanti alle frequenze più basse consentono di raggiungere profondità maggiori ma con una risoluzione inferiore rispetto a quelle a frequenze più alte.

Il Georadar offre diversi vantaggi rispetto ad altri metodi geofisici:

- la continuità delle sezioni consente di ottenere un dettaglio superiore a tutte le altre tecniche geofisiche;
- la sua rapidità esecutiva permette la copertura di ampie superfici in tempi estremamente contenuti;
- il grado di risoluzione può essere scelto entro una gamma variabile da pochi centimetri a qualche metro semplicemente cambiando l'antenna;
- è possibile effettuare rilievi su qualsiasi tipo di superficie (con alcuni limiti nel caso di materiali che possano assorbire o schermare l'onda elettromagnetica, ad esempio coperture metalliche, terreni argillosi saturi, presenza di acqua salata, ecc.).

Un'operazione fondamentale, tuttavia, è quella che consente di trasformare la scala verticale temporale in scala metrica delle profondità. Poiché la penetrazione è funzione delle proprietà dei materiali, per ottenere tale risultato si possono fare delle misure di velocità in sito se si dispone di un sistema bistatico, oppure utilizzare dei valori di costante dielettrica tabellari che sono noti per i materiali più comuni.

Si badi che i radargrammi costituiscono delle sezioni "elettrostratigrafiche" ovvero sezioni che riportano variazioni delle proprietà dielettriche dei materiali; queste possono coincidere o meno con reali variazioni litologiche (sezioni litostratigrafiche) ma a volte dipendono soltanto da un diverso grado di umidità o di compattazione dei terreni stessi.

2.4.1.5 Indagini NDT attive: indagine geoelettrica

Le prospezioni geoelettriche consistono nel misurare in diversi punti del suolo o della muratura, mediante l'utilizzo di elettrodi, la resistività apparente. I risultati sono rappresentati come immagini tomografiche grazie ad un applicativo software. L'indagine si svolge immettendo corrente elettrica nel sottosuolo o nella muratura registrando la conseguente differenza di potenziale tra gli elettrodi. Il rapporto tra tensione e corrente, applicato un definito coefficiente correttivo, restituisce la resistività dell'oggetto d'indagine. Con tale tecnica è possibile indagare profondità costanti evidenziando eventuali variazioni laterali; incrementando la distanza tra gli elettrodi si possono indagare maggiori profondità. L'impiego di sistemi di acquisizione dati multi-elettrodi/multi-canali ha ampliato i possibili campi di indagine nonché qualità e attendibilità dei risultati [12].

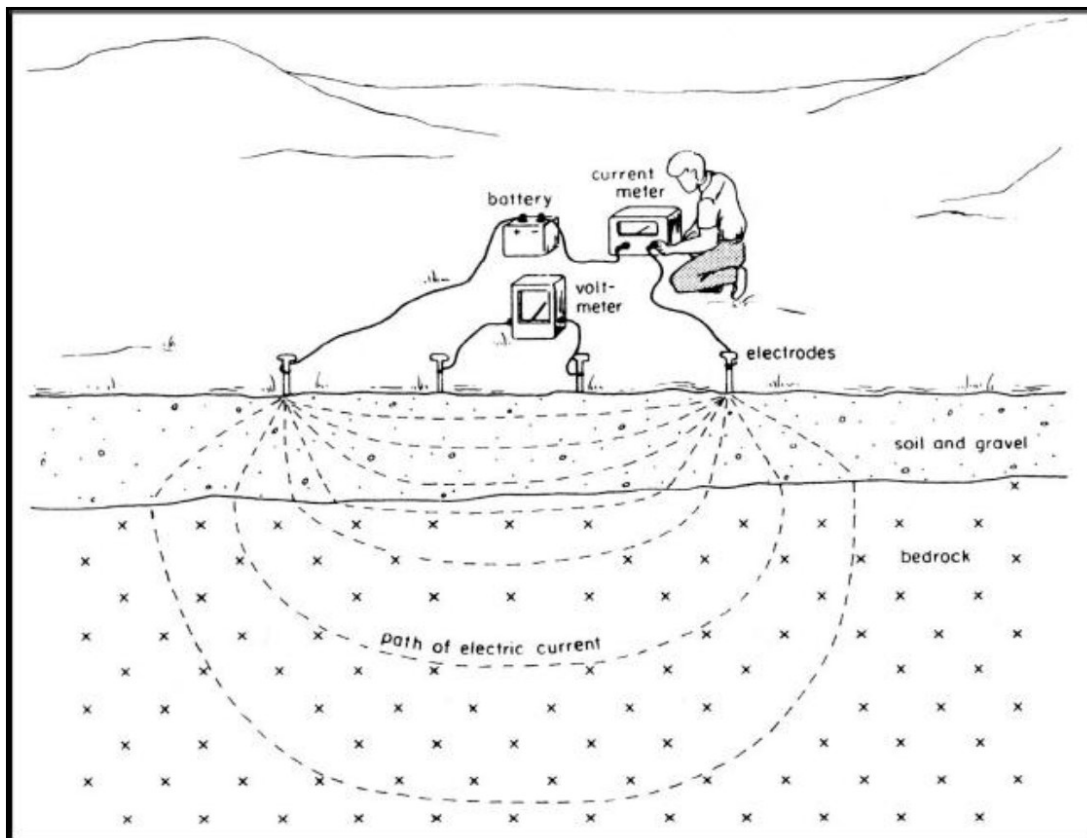


Fig. 2.3. Esempio di osservazione geoelettrica [68]

Nell'uso corrente gli strumenti provvedono a misurazioni automatiche multicanale e multi elettrodo, con dati controllati e rielaborati a mezzo software.

Le principali applicazioni di questa tecnica di indagine riguardano il campo geologico: il rilevamento di strutture interrato litologiche; la stima di profondità, spessore e proprietà di falde acquifere e strati impermeabili; determinazione spessore della zona alterata che copre una roccia non esposta a fattori atmosferici, individuazione di fratture e faglie in rocce cristalline; mappatura dei percorsi preferenziali di flusso delle acque sotterranee; localizzazione e delimitazione della portata orizzontale dei materiali di discarica; stima della profondità e dello spessore di discariche e rilevamento di disomogeneità all'interno di una discarica di rifiuti; mappatura di pennacchi di contaminazione; monitoraggio di cambiamenti delle proprietà elettriche del sottosuolo; individuazione di cavità sotterranee; classificazione del materiale coesivo e non coesivo in argini e dighe [78].

2.4.1.6 Indagini NDT attive: indagine termografica

L'indagine termografica rappresenta una tecnica di telerilevamento effettuata tramite l'acquisizione di immagini nel campo dell'infrarosso. In particolare si misura l'energia nell'infrarosso emessa da corpi a temperatura diversa dallo zero assoluto la quale viene correlata alla temperatura superficiale del corpo stesso. Tale analisi viene tradotta in una foto cromatica con una mappatura di colori che interpreta i diversi valori ottenuti.

Lo strumento con cui viene condotta la prova si definisce termocamera.

I principali vantaggi riguardano la non invasività della prova stessa, la possibilità di determinare la temperatura dei corpi oggetto d'indagine senza entrarne a contatto e di evidenziare disomogeneità materiali nascoste da strati superficiali nonché rilevare la presenza di umidità negli elementi costituenti il corpo oggetto d'indagine.

2.4.1.7 Indagini NDT attive: misura della durezza delle barre di armatura

La durezza può essere definita come la resistenza opposta dal materiale alla penetrazione di un corpo.

Il durometro digitale portatile misura la durezza di diversi materiali quali acciaio, leghe di alluminio, ghisa, ottone, leghe di rame.

La misura può essere effettuata con diverse inclinazioni.

Le durezze che il durometro digitale può misurare sono Rockwell HRC, Brinell HB, Vickers HV, Shore D HS, Leeb HLD.

Le prove di durezza sono eseguite su una superficie piana dopo opportuna preparazione della superficie tanto più accurata quanto minori sono i carichi applicati.

Le tabelle di conversioni esistenti forniscono valori approssimati (figura 2.4).

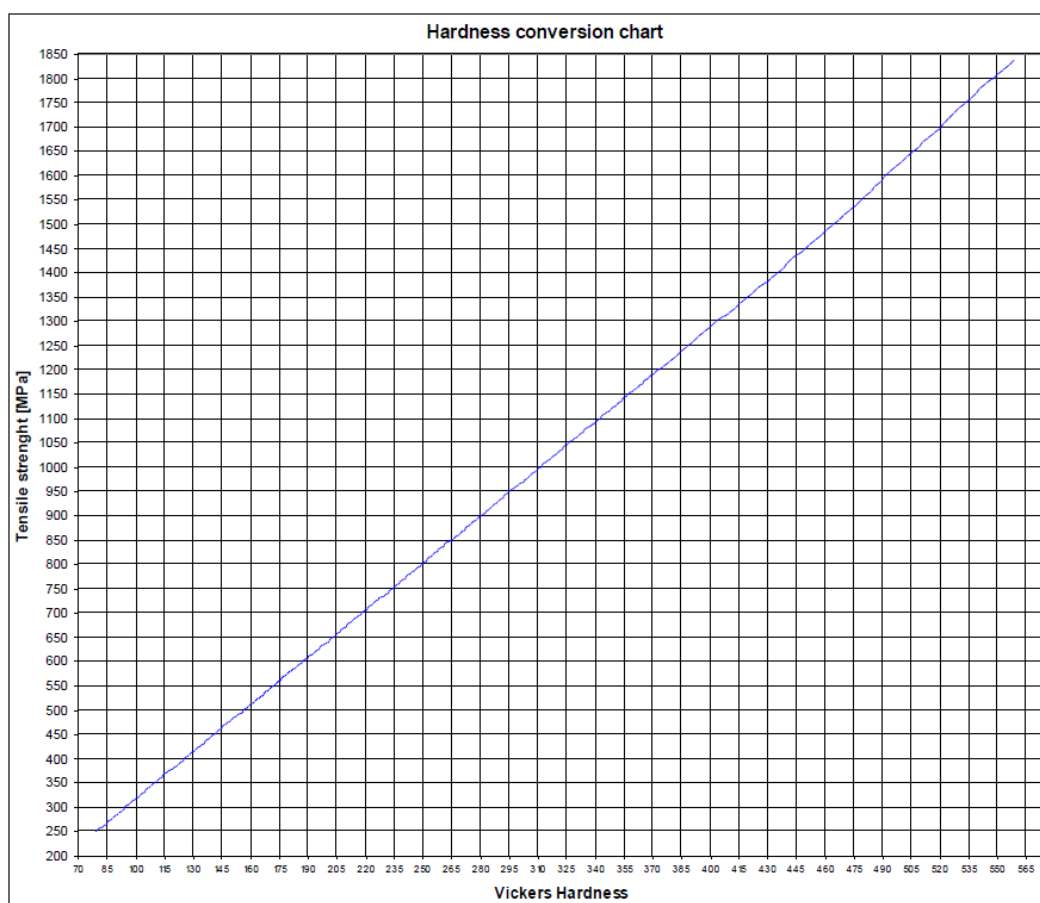


Fig. 2.4. Diagramma di conversione della durezza

2.4.1.8 Indagini NDT attive: Indice sclerometrico (UNI EN 12504-2:2001)

Lo sclerometro consiste in un maglio di acciaio caricato a molla che, quando rilasciato, colpisce un pistone di acciaio a contatto con la superficie del calcestruzzo. La distanza di rimbalzo del martello di acciaio dal pistone di acciaio deve essere misurata su una scala lineare applicata al telaio dello strumento (figura 2.5).

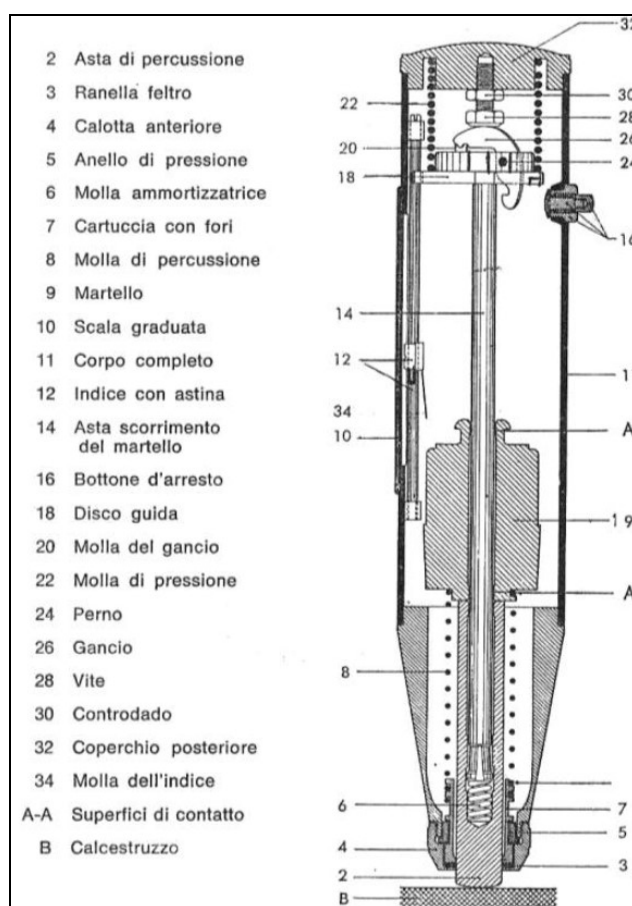


Fig. 2.5. Esempio di sclerometro e dei componenti

Prima di iniziare le battute sclerometriche la superficie del calcestruzzo dev'essere preparata utilizzando una pietra abrasiva, pietra al carburo di silicio con tessitura granulare media o materiale equivalente.

L'indice sclerometrico determinato mediante questo metodo può essere utilizzato per la valutazione dell'uniformità del calcestruzzo in sito, per delineare le zone o aree di calcestruzzo di scarsa qualità o deteriorato presenti nelle strutture.

Il metodo di prova non è inteso come una alternativa per la determinazione della resistenza alla compressione del calcestruzzo (EN 12390-3) ma, con una opportuna correlazione, può fornire una stima della resistenza in sito (figura 2.6).

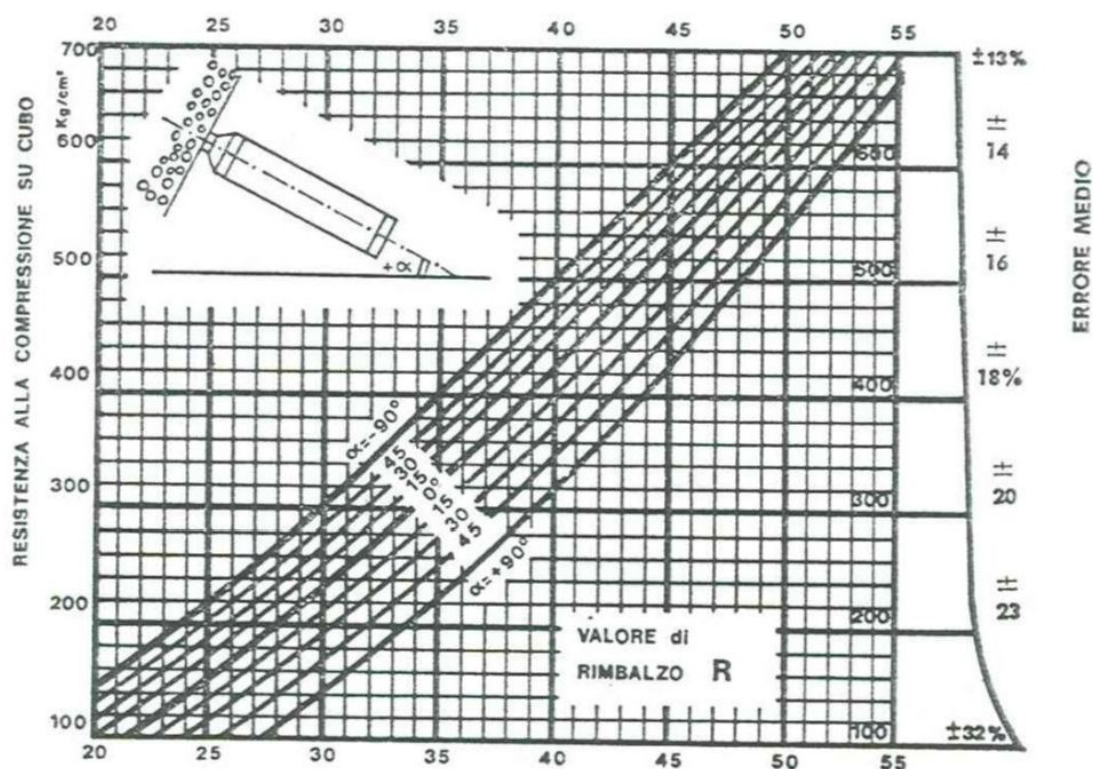


Fig. 2.6. Diagramma di correlazione per le prove sclerometriche

L'asta di percussione deve venire premuta contro la superficie del calcestruzzo da esaminare. Poco prima che essa rientri quasi completamente viene prodotto il colpo dal martello che si sgancia. Mantenendo l'apparecchio premuto contro la superficie in esame, si effettua la lettura del valore di rimbalzo per mezzo dell'indice su scala graduata.

Lo sclerometro è tarato per agire in posizione orizzontale, cioè per esaminare superfici verticali. Occorre effettuare una correzione della lettura per prove effettuate non in senso orizzontale, perché occorre tenere conto della componente di gravità agente sulla massa d'urto. Per prove con sclerometro orizzontale la curva di riferimento è rappresentata dal valore $\alpha = 0^\circ$ mentre per prove con strumento verticale verso il basso (pavimento) la curva è rappresentata dal valore $\alpha = -90^\circ$ e verso l'alto (soffitto) dal valore $\alpha = +90^\circ$.

2.4.1.9 Indagini NDT attive: Velocità impulsi ultrasonici (UNI EN 12504-4:2005)

Un treno d'onde longitudinali è prodotto mediante un trasduttore elettroacustico tenuto in contatto con una superficie del calcestruzzo sottoposto a prova. Dopo aver attraversato un percorso di lunghezza nota, all'interno del calcestruzzo, il treno d'onda è convertito in segnale elettrico mediante un secondo trasduttore, e dei circuiti di temporizzazione elettronica consentono di misurare il tempo di transito degli impulsi.

L'apparecchiatura consiste in un generatore di impulsi elettrici, una coppia di trasduttori, un amplificatore ed un dispositivo elettronico per la misurazione dell'intervallo di tempo che intercorre tra la partenza di un impulso generato dal trasduttore emittente e il suo arrivo al trasduttore ricevente.

Per misurare la velocità di propagazione degli impulsi è possibile posizionare i due trasduttori su (figura 2.7):

- a) facce opposte (trasmissione diretta);
- b) facce adiacenti (trasmissione semidiretta);
- c) stessa faccia (trasmissione indiretta).

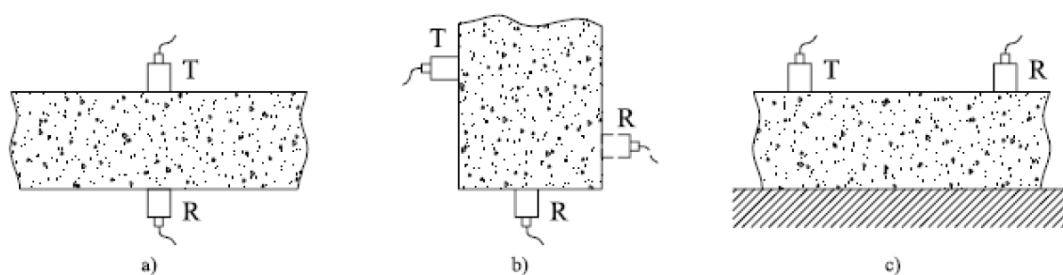


Fig. 2.7. Classificazione delle prove ultrasoniche

Per la trasmissione diretta, la lunghezza di percorso è la distanza più breve tra i due trasduttori; per la trasmissione semidiretta, generalmente si ritiene sufficientemente accurato considerare la lunghezza di percorso come la distanza misurata da centro a centro delle facce dei trasduttori.

Con la trasmissione indiretta, non si misura la lunghezza di percorso, bensì si effettuano una serie di misurazioni con i trasduttori a diverse distanze.

La disposizione di trasmissione indiretta è la meno sensibile e dovrebbe essere utilizzata quando solo una faccia del calcestruzzo è accessibile oppure quando interessa la qualità del calcestruzzo superficiale rispetto alla qualità complessiva (figura 2.8).

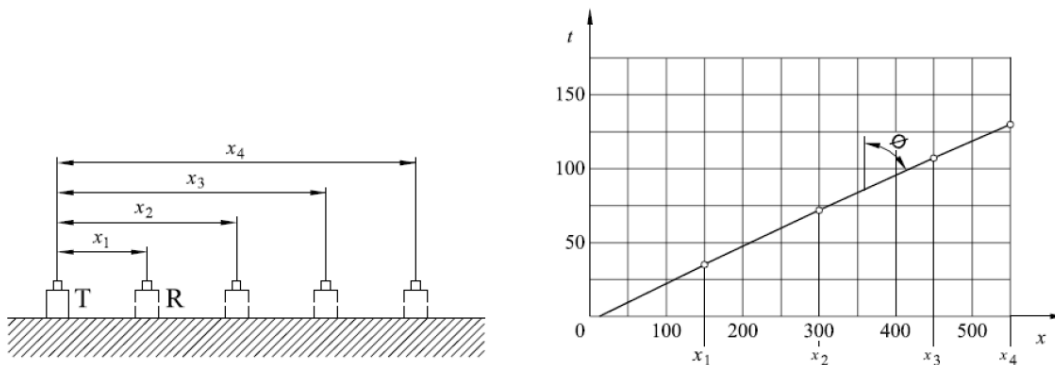


Fig. 2.8. Schema di prova indiretta

Gli strumenti con cui si effettua la prova sono composti da un'unità di emissione US a microprocessore e da sonde piezoelettriche da 40 kHz; sono progettati per il rilievo microsismico su strutture in calcestruzzo, conforme alle norme UNI 9524, o su altri materiali e possono utilizzati per determinare in sito:

- la resistenza meccanica del calcestruzzo;
- la profondità di fessure;
- l'uniformità di un getto;
- la degradazione superficiale e profonda in strutture sottoposte a cicli di gelo e disgelo, terremoti, incendio, stress a fatica, urti, aggressioni da agenti corrosivi;
- la presenza di entità di vuoti interni ad un manufatto;
- la maturazione del calcestruzzo nel tempo;
- determinazione del modulo di elasticità dinamico e statico.

Inoltre:

- è di supporto nella valutazione delle proprietà meccaniche ed elastiche del legno;
- è di supporto nel controllo dell'omogeneità ed assenza di difetti in blocchi di marmo provenienti dalle cave.

2.4.1.10 Indagini NDT attive: Metodo SONREB (SONic REBound)

Le odierne metodologie d'indagine sono decisamente orientate verso prove di tipo indiretto o non distruttivo, tali da ridurre al minimo prelievi di materiale dagli elementi strutturali, sia per problemi di salvaguardia nei confronti della staticità che per problemi di costo in relazione al numero di campioni necessari alle prove.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, uno dei metodi oggi più utilizzato è il metodo SONREB, basato sulla correlazione tra i dati emersi dalle prove ultrasoniche, che forniscono dati tramite la misura della velocità dell'onda all'interno del materiale, e quelli delle prove sclerometriche, derivati dalla misura dell'indice di rimbalzo.

La combinazione dei due risultati, ottenuti separatamente e mediati su un certo numero di saggi ricavati nella stessa area, conduce alla stima di un dato ritenuto sufficientemente attendibile.

Risulta essere opinione diffusa che le correlazioni tra le prove non distruttive e la resistenza a compressione del calcestruzzo non possano stabilirsi in generale, ma debbano definirsi di volta in volta in base ai dati relativi al caso specifico in esame.

La resistenza stimata con il metodo SONREB è, in forma generale, fornita dalla relazione:

$$R_c^{SONREB} = a \cdot S^b \cdot V^c \quad [2.2]$$

in cui le costanti a , b , c possono ricavarsi mediante una regressione non lineare correlando la resistenza a compressione R_c^{CAR} dedotta dalle prove a compressione delle carote prelevate in situ, con l'indice di rimbalzo medio S e la velocità ultrasonica media V , entrambe relative alla zona di estrazione della carota.

Le espressioni in letteratura più utilizzate sono:

- RILEM (NDT4, Compendium of RILEM T.R., London 1993) [56; 67]

$$R_c = 9,27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1,4} \cdot V^{2,6} \text{ con } R_c [MPa]; V [m/s] \quad [2.3.a]$$

$$f_c = 7,695 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1,4} \cdot V^{2,6} \text{ con } f_c [MPa]; V [m/s] \quad [2.3.b]$$

- R. Giacchetti, L. Lacquaniti (Nota tecnica 04, Ancona 1980) [20]

$$R_c = 7,546 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1,4} \cdot V^{2,6} \text{ con } R_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.4.a]$$

$$f_c = 6,263 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1,4} \cdot V^{2,6} \text{ con } f_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.4.b]$$

- J. Gasparik (Quaderno didattico A.I.P.N.D., Brescia 1992) [56]

$$R_c = 8,06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1,246} \cdot V^{1,85} \text{ con } R_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.5.a]$$

$$f_c = 6,69 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1,246} \cdot V^{1,85} \text{ con } f_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.5.b]$$

- A. Di Leo, G. Pascale

(Il giornale delle prove non distruttive n.4, Bologna 1994) [56]

$$R_c = 1,2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1,058} \cdot V^{2,446} \text{ con } R_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.6.a]$$

$$f_c = 9,96 \cdot 10^{-10} \cdot S^{1,058} \cdot V^{2,446} \text{ con } f_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.6.b]$$

- E. Del Monte, G. Lavacchini, A. Vignoli (2004) [27]

$$f_c = 3,7 \cdot 10^{-7} \cdot S^{1,127} \cdot V^{1,69} \text{ con } f_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.7]$$

- Y. Tanigawa, K. Baba, H. Mori (1984) [83]

$$f_c = 0,745 \cdot S + 0,951 \cdot V - 0,544 \text{ con } f_c \text{ [MPa]; } V \text{ [km/s]} \quad [2.8]$$

- Kheder 3 (1998) [48]

$$R_c = 1,904 \cdot 10^{-2} \cdot S^{1,1171} \cdot V^{0,4254} \text{ con } R_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.9.a]$$

$$f_c = 0,0158 \cdot S^{1,1171} \cdot V^{0,4254} \text{ con } f_c \text{ [MPa]; } V \text{ [m/s]} \quad [2.9.b]$$

- E. Arioglu, O. Manzak (1991) [7]

$$f_c = 18,6 \cdot e^{(0,019 \cdot S + 0,515 \cdot V)} \text{ con } f_c \text{ [kg/cm}^2\text{]; } V \text{ [km/s]} \quad [2.10]$$

2.4.1.11 Indagini NDT attive: Indagine pacometrica

Il pacometro è uno strumento che permette di rilevare, nelle strutture di calcestruzzo armato, la presenza o meno delle barre di armatura, le loro direzioni e diametri, nonché copriferri ed interferri. Il funzionamento si basa sul principio dell'induzione magnetica oppure sul principio operativo delle *eddy current* (correnti parassite); quest'ultimo presenta vantaggi di stabilità (non vi sono interferenze elettriche, magnetiche, termiche e non vi sono condizionamenti dovuti agli effetti ionici dell'umidità nel cls non stagionato), precisione e ripetibilità, cui si aggiungono prestazioni maggiormente performanti sotto tutti i profili.

In alcuni modelli di pacometro la sonda di ricerca delle barre è in grado di calcolare automaticamente ed immediatamente il diametro dei tondini secondo due diverse tecniche:

- *autosize*: che consente di misurare di continuo il copriferro su tondini di dimensioni ignote e, al contempo, il diametro dell'armatura;
- *ortogonale*: che consente di misurare con la massima precisione il diametro di una singola barra di armatura.

Le prove con pacometro sono normate dalla British Standard BS1881:204 mentre i campi di copriferro sono specificati in EC2, DIN 1045 e CP110.

2.4.1.11 Indagini NDT attive: Indagine radiografica

L'indagine radiografica viene condotta con l'ausilio dei raggi X che, grazie al loro alto potere penetrante, attraversano la materia selettivamente (l'assorbimento è maggiore all'aumentare del numero atomico dell'elemento presente) e impressionano una lastra piana trattata con doppia emulsione. Tale tecnica consente di ottenere un'immagine per trasparenza dell'oggetto; corpi che risultano opachi allo spettro delle onde elettromagnetiche visibili, possono essere del tutto o in parte trasparenti alle onde il cui spettro si identifica con quello dei raggi X.

Nel caso della radiografia digitale, l'immagine è acquisita in forma numerica, elaborata e trasferita su pellicola o su altro supporto. La radiografia digitale può essere ottenuta tramite degli châssis con schermi scintillatori a "fosfori di memoria". Questi schermi normalmente sono di dimensioni pari alle pellicole standard di tipo tradizionale e l'immagine digitale è ottenuta mediante un dedicato scanner a laser [43].

3. IL VIADOTTO A TRAVATA IN C.A. "SAN GIULIANO"

PROCEDURA D'INDAGINE E INTERVENTI DI RETROFITTING

Nel presente capitolo il caso studio di un viadotto in c.a. è presentato con lo scopo di esporre il processo di valutazione della sicurezza strutturale e del livello di prestazione per una tipologia ricorrente nelle infrastrutture viarie internazionali.

Nel corso del capitolo viene esposto il processo di indagine condotto, volto a valutare come l'esistenza di danni locali, ovvero fessurazioni, distacco del copriferro e corrosione delle armature, abbia modificato il comportamento strutturale originario del viadotto. Le frequenze fondamentali della struttura sono state determinate in via sperimentale prima e dopo i lavori di retrofit, al fine di stimare il cambio di rigidità indotto dagli interventi riabilitativi. Il confronto tra le prescrizioni di diverse normative internazionali è stato condotto; dati sperimentali e risultati analitici sono stati messi a confronto al fine di comprendere come il danneggiamento diffuso, prima, e i lavori di rinforzo, dopo, abbiano influenzato la rigidità flessionale del ponte.

3.1. INTRODUZIONE ALLO STUDIO

La riabilitazione e l'adeguamento delle infrastrutture viarie è un argomento di sempre maggiore interesse, specialmente a causa dell'elevato numero di tali manufatti costruiti negli ultimi secoli e ancora in uso, bisognosi di manutenzioni, riparazioni, rinforzi e adeguamento alle prestazioni richieste dalle vigenti normative.

Le prove in sito svolgono un ruolo essenziale in un progetto di adeguamento strutturale. In particolare le prove di identificazione dinamica possono essere utilizzate per perseguire diversi obiettivi e offrono numerosi vantaggi in quanto innocue e assolutamente non distruttive per l'opera indagata.

Nel presente caso di studio il viadotto è stato oggetto di estese campagne d'indagine composte sia di prove distruttive che non distruttive. Le prove dinamiche sono state utilizzate, tra l'altro, per stimare il "modulo elastico globale medio" [70] della campata in semplice appoggio sul "nuovo canal salso" con lo scopo di introdurre tale parametro rappresentativo nell'indagine di impalcati in c.a. analoghi. L'applicazione proposta può essere utilizzata per evidenziare importanti danni nascosti e per calibrare i modelli di calcolo sia pre-intervento di recupero che a lavori compiuti. Inoltre, in fase di collaudo, le prove dinamiche possono essere utilizzate per validare l'efficacia dei lavori di retrofitting permettendo un confronto diretto tra le proprietà dinamiche ottenute dal calcolo e quelle effettivamente riscontrate in sito dopo la messa in opera del progetto.

Il viadotto in oggetto è stato costruito nei primi anni cinquanta del ventesimo secolo ed è completamente composto di elementi in calcestruzzo armato, con armature di tipo liscio. Il sito di costruzione rientra nell'area della laguna di Venezia dove l'ambiente è particolarmente aggressivo a causa dei cloruri presenti nell'aria. Di conseguenza, la carbonatazione del calcestruzzo in concomitanza con l'azione dei cloruri hanno duramente esposto le armature a fenomeni di corrosione. Durante la vita di esercizio gli elementi in calcestruzzo non sono mai stati soggetti ad interventi di manutenzione ad esclusione di un parziale recupero delle rampe alla fine degli anni novanta. Di conseguenza un progetto globale di retrofitting è risultato necessario. Gli interventi di riabilitazione sono stati condotti con l'utilizzo di FRP (Fiber Reinforced Polymer), in forma di tessuti unidirezionali e lamine pultruse, trattamento delle armature parzialmente corrose e ripristino del calcestruzzo ammalorato e delle porzioni distaccate.

L'intero territorio italiano è attualmente classificato come zona sismica attiva e le prestazioni delle strutture esistenti sono, generalmente, non in linea con le prescrizioni imposte dalle vigenti normative in particolare in termini di duttilità [69]. Allo scopo di definire il comportamento dinamico del viadotto, prima e dopo l'adeguamento strutturale, la stima della rigidità flessionale dell'impalcato risulta imprescindibile. Il D.M. 14.01.2008, come numerose normative internazionali del settore, prescrive che durante l'analisi sismica di una struttura in c.a. la rigidità sia ridotta fino ad un massimo del 50% in funzione della tipologia dell'elemento

considerato e dello stato di sollecitazione a cui è sottoposto. Nei paragrafi successivi l'analisi della corretta riduzione della rigidità è stata stimata attraverso la valutazione del "modulo elastico globale medio" [70] attraverso l'applicazione del metodo di Rayleigh. Nell'articolo citato lo studio è stato applicato ad una torre campanaria in muratura mentre nel presente capitolo è stato applicato per verificare l'affidabilità dello stesso nella caratterizzazione di strutture in calcestruzzo armato con uno schema statico di trave su due appoggi. Il maggior vantaggio di tale applicazione consiste nella possibilità di ottenere, mediante semplici e veloci calcolazioni, un valore medio del modulo elastico del materiale che compone la costruzione partendo dai valori di frequenza ottenuti da prove di caratterizzazione dinamica in sito senza ricorrere ad analisi ad elementi finiti; tali valori permettono di stimare importanti informazioni preliminari sulle caratteristiche dei materiali e del loro stato di conservazione nonché di identificare singolarità che influiscono sul comportamento globale dell'elemento quali danneggiamenti.

3.2 IL CASO DI STUDIO: IL VIADOTTO "SAN GIULIANO"

Il cavalcavia di San Giuliano, nel comune di Venezia rappresenta il collegamento tra la SR11 e la SR14. Il viadotto è stato completato nel 1955 ed è completamente costituito da elementi in calcestruzzo armato; si compone di due ponti che superano, rispettivamente, il "vecchio canal salso" e il "nuovo canal salso" (figura 3.1): il primo ha una lunghezza di 46 m (figura 3.2) mentre il secondo ha una lunghezza di 105 m (figura 3.3). Al termine del ponte sopra il "nuovo canal salso", sopra la ferrovia, il viadotto si divide in due strade ciascuna connessa alla strada regionale S.R. 11 mediante due rampe.



Fig. 3.1. Vista generale del viadotto "San Giuliano"



Fig. 3.2. Vista del ponte sul "vecchio canal salso"

Il primo ponte presenta un'inclinazione planimetrica di 62° rispetto all'asse del canale che supera ed è composto da tre campate delle quali le due esterne hanno una luce di 12,5 m e quella centrale di 16,5 m. La parte centrale della campata di mezzeria è sostenuta da due selle Gerber posizionate a circa 4,0 m dalle pile. Le pile sono costituite ciascuna da tre colonne circolari in c.a. con diametro di 700 mm. L'impalcato è composto da travi principali in c.a. con sezione trasversale rettangolare

ad altezza variabile; le due travi laterali presentano una base di 600 mm mentre quella centrale è larga 300 mm e in prossimità degli appoggi è dotata di un'ala inferiore. I traversi sono costituiti da travi in c.a. a sezione rettangolare, disposti con interasse di circa 4 m e inclinati rispetto alle travi principali di 62° per essere allineati con le pile che sono disposte parallelamente all'asse del canale. L'impalcato del ponte è completato da una soletta in c.a. di 150 mm che si estende lateralmente a sbalzo per ospitare i marciapiedi.



Fig. 3.3. Vista del ponte sul “nuovo canal salso”

Il secondo ponte si raccorda al primo attraverso una parte in rilevato presente nell'isola di separazione tra i due canali; l'impalcato è costituito da due travi a cassone in c.a. con lato di 1,75 m e spessore di 250 mm. Ad interasse variabile da 3,8 m a 5,3 m sono disposti dei traversi rettangolari in c.a. con base di 200 mm e altezza variabile. Le strutture verticali sono composte da sei pile di forma variabile; sono disposte ad interassi variabili tra 11,0 m e 34,0 m dove il viadotto attraversa il canale. La campata al di sopra del canale è resa isostatica mediante l'inserimento di due selle Gerber ad una distanza di circa 5,3 m dalle pile che la sostengono (figura 3.4).

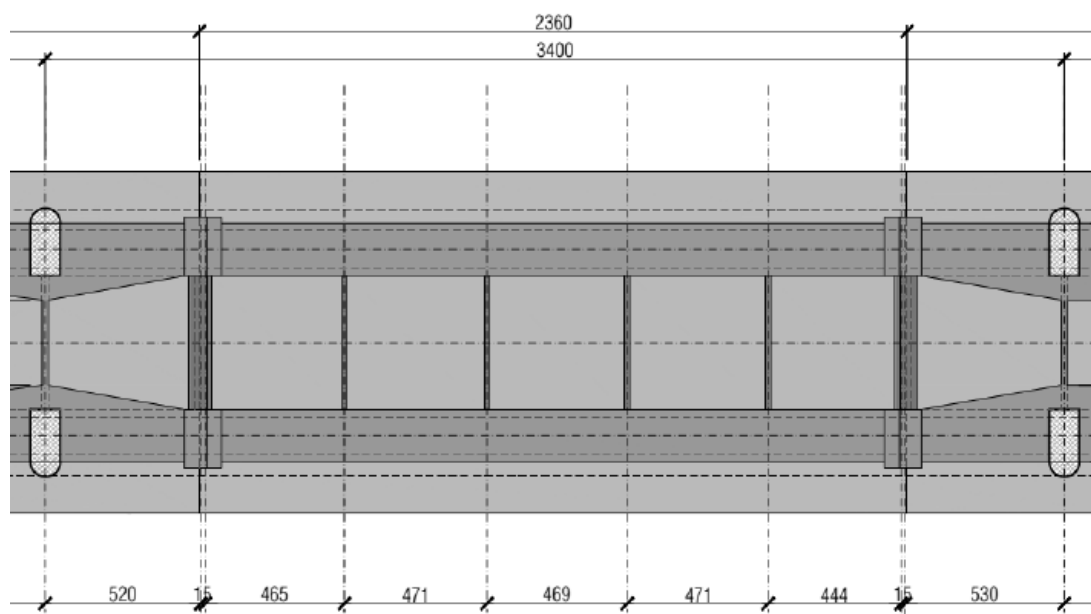


Fig. 3.4. Porzione di ponte sopra il "nuovo canal salso"

Oltre il canale, l'impalcato si estende oltre la sesta pila per fornire l'appoggio, mediante sella Gerber, alla parte successiva sopra la linea ferroviaria. Questa parte si compone di due impalcati con schema di travi in semplice appoggio, ruotati di un angolo di 37° rispetto all'asse del ponte, rispettivamente a sinistra e a destra. Gli impalcati sono realizzati con tre travi a cassone larghe 1,5 m e spessore 180 mm.

Il viadotto si completa con quattro rampe di cui due sono in curva e due rettilinee; queste ultime sono realizzate con una soletta di spessore variabile tra 150 mm e 180 mm. In ciascuna rampa l'impalcato è formato da due travi longitudinali con sezione ad L con l'ala inferiore rivolta verso il centro dell'impalcato; sono connesse da traversi in c.a. con sezione rettangolare 200x1050 mm. Le colonne presentano sezione circolare di diametro variabile da 620 mm a 1000 mm, alcune delle quali sono rinforzate con muri da 300 mm e larghezza variabile con l'altezza.

Le due rampe in curva non rientrano nel presente caso di studio in quanto oggetto di un precedente intervento di recupero, realizzato sull'impalcato con profili e piastre metalliche rese solidali alla struttura originaria con bullonature passanti; le colonne sono state rinforzate con incamiciatura in acciaio (figura 3.5).



Fig. 3.5. Interventi di rinforzo delle rampe

Tutti i collegamenti tra strutture verticali e orizzontali del viadotto sono sprovvisti di dispositivi di appoggio e sono stati realizzati mediante armature passanti verticali concentrate creando pertanto giunzioni schematizzabili come cerniere sferiche.

3.3 INDAGINE STORICO-DOCUMENTALE

La ricerca è stata rivolta in particolare al recupero della documentazione relativa alla progettazione originale (1953) e alla progettazione degli interventi di rinforzo sulle rampe (1997) cercando sia negli enti in qualche modo interessati alla realizzazione e gestione dell'opera, sia verificando la rintracciabilità dell'impresa costruttrice del tempo. L'indagine, altresì, si è indirizzata anche nella ricerca di fotografie o documentazione del tempo in archivi o biblioteche pubbliche del comune e di enti pubblici quali la Provincia di Venezia e l'ANAS. Documenti e tavole progettuali sono stati individuati solo nell'archivio della Provincia di Venezia. Il materiale

recuperato riguarda esclusivamente alcune parti del viadotto, in particolare la rampa di salita lato Venezia. Per le altre parti del manufatto le informazioni recuperate non sono complete e riguardano le armature di alcune parti (solette, travi longitudinali e trasversali) e/o le carpenterie d'insieme. In particolare, per i ponti sul nuovo e vecchio canal salso, non sono stati trovati i disegni delle armature, ma solo disegni parziali delle carpenterie.

Dall'indagine documentale sono state ricavate alcune proprietà dei materiali impiegati, in particolare:

- Acciaio di tipo liscio con tensione ammissibile pari a $\sigma_{t,amm} = 180 \text{ MPa}$;
- Calcestruzzo con $\sigma_{c,amm} = 8 \text{ MPa}$.

Con riferimento alla normativa in vigore al tempo (R.D. 16/11/1939 - XVIII, n. 2229), i materiali corrispondenti a tali tensioni ammissibili sono:

- acciaio semiduro o duro per le barre di armatura (carico di rottura per trazione pari a $50 \div 70 \text{ kg/mm}^2$, limite di snervamento non inferiore a 27 kg/mm^2);
- Calcestruzzo con resistenza cubica a 28 gg superiore a 225 kg/cm^2 ($270 \div 315 \text{ kg/cm}^2$).

3.4 PRIMA CAMPAGNA INDAGINI IN SITO E SPERIMENTALI

Lo stato di conservazione del viadotto è stato indagato con una procedura composta da tecniche distruttive e non distruttive al fine di valutare l'effettivo grado di sicurezza degli elementi costitutivi.

La prima campagna d'indagine è stata condotta esclusivamente mediante prove di tipo non distruttivo come metodo SonReb, georadar, misura della durezza delle barre di armatura, indagini pacometriche [4;13;28;41]. Il primo set di test è stato necessario alla valutazione dello stato di sicurezza della struttura e preliminare alla pianificazione del secondo set in cui sono state applicate anche prove di tipo distruttivo come ad esempio prelievo di campioni mediante carotaggi, test di penetrazione degli ioni cloruro, prove di carbonatazione, prove pull-off. Oltre a

queste nella seconda campagna d'indagine sono state implementate ulteriori prove non distruttive quali ad esempio prove di tipo dinamico.

La conduzione delle due campagne d'indagine ha fornito un'accurata valutazione delle caratteristiche dei materiali e della struttura indagata oltre alla definizione delle caratteristiche non riscontrabili dagli elaborati di progetto recuperati con l'indagine storico-documentale (posizione e numero delle armature, etc.).

3.4.1 ANALISI VISIVA E FOTOGRAFICA

La struttura in oggetto presenta un diffuso stato di degrado e danneggiamento che consiste in fessurazioni più o meno diffuse, distacco del copriferro ed esposizione delle armature con stato di corrosione variamente avanzato. Alcuni esempi sono riportati nelle immagini seguenti.



Fig. 3.6. Ammaloramenti delle selle del ponte sul vecchio canal salso



Fig. 3.7. Ammaloramenti delle selle del ponte sul nuovo canal salso



Fig. 3.8. Ammaloramenti delle selle della parte di viadotto connesso alla S.R. 11



Fig. 3.9. Ammaloramenti della soletta superiore sugli impalcati del viadotto

I danneggiamenti riscontrati sono localizzati principalmente all'intradosso delle selle Gerber e della soletta dove è evidente la percolazione dell'acqua dalla sovrastruttura. Le stesse problematiche sono riscontrabili anche in alcune pile.

3.4.2 PROVE SCLEROMETRICHE

Le prove sclerometriche sono normate dalla UNI EN 12504-2:2001.

Le prove sono state condotte sul calcestruzzo con asportazione dell'eventuale intonaco e successivo trattamento superficiale mediante pietra abrasiva in carborundum.

La prova consiste in un set di 12 battute per ciascun elemento, scartando il valore più alto e più basso e facendo la media aritmetica dei valori rimanenti. I risultati ottenuti sono riportati in tabella 3.1.

Tab. 3.1. Risultati prove sclerometriche

VECCHIO CANAL SALSO															
n.	Indici di rimbalzo												incl. [°]	media [10 batt.]	Rc (abaco) [Mpa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
S1	48	50	48	49	50	52	53	52	49	50	50	50	0	50,0	64±14%
S2	47	48	46	49	47	48	46	48	47	45	43	46	0	46,8	57±15%
S3	47	44	46	49	47	44	46	44	47	48	45	47	0	46,1	56±16%
S4	52	52	50	50	49	49	50	51	52	52	51	53	0	50,9	66±14%
S5	44	46	46	46	45	47	46	47	45	43	43	46	0	45,4	54±15%
S5b	45	48	50	50	40	47	47	46	47	47	44	42	0	46,3	57±15%
NUOVO CANAL SALSO															
n.	Indici di rimbalzo												incl. [°]	media [10 batt.]	Rc (abaco) [Mpa]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
S1	52	50	50	54	52	52	48	48	46	46	48	50	0	49,6	63±14%
S2	54	58	48	48	56	58	52	58	54	58	58	58	0	55,4	70±13%
S3	47	46	47	48	51	50	52	48	50	52	50	50	0	49,3	63±14%
S6	52	42	50	48	48	46	48	50	48	52	56	48	0	49,0	62±14%
S7	52	54	54	52	54	52	56	52	52	52	54	56	0	53,2	70±13%
S8	58	58	60	60	56	56	55	58	54	54	56	58	0	56,9	70±13%

3.4.3 PROVE ULTRASONICHE

L'apparecchiatura per la prova consiste in un generatore di impulsi elettrici, una coppia di trasduttori, un amplificatore ed un dispositivo elettronico per la misurazione dell'intervallo di tempo che intercorre tra la partenza dell'impulso generato dal trasduttore emittente e la sua captazione dal ricevente. Le prove ultrasoniche permettono la stima, in maniera indiretta, della resistenza meccanica del calcestruzzo.

3.4.3.1 Ponte sul vecchio canal salso

U5 – Ultrasuoni in corrispondenza di S5

Metodo di trasmissione: diretta
distanza sonde: 250 mm
velocità ultrasuoni: 2200 m/s

U5b – Ultrasuoni in corrispondenza di S5b

Metodo di trasmissione: diretta
distanza sonde: 250 mm
velocità ultrasuoni: 2800 m/s

3.4.3.2 Ponte sul nuovo canal salso

US1 – Spalla 1

Metodo di trasmissione: indiretto

Tab. 3.2. Prova US1

US1	
X Spazio [mm]	Y Tempo [μ s]
150	50,4
200	63,1
250	75,1
300	87,2
350	100,7
400	109,2
450	121,5
500	135,1

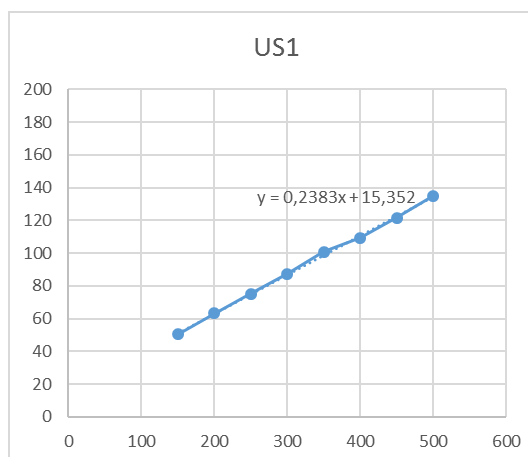


Fig. 3.10. Prova US1

Dalla regressione lineare si ottiene: velocità media (US1): 4196 m/s

US 2 – Trave spalla1-pila1

Metodo di trasmissione: indiretto

Tab. 3.3. Prova US2

US2	
X Spazio [mm]	Y Tempo [μ s]
100	45,5
150	54,0
200	48,6
250	79,7
300	70,6
350	98,0
400	106,0
450	114,4
500	127,4

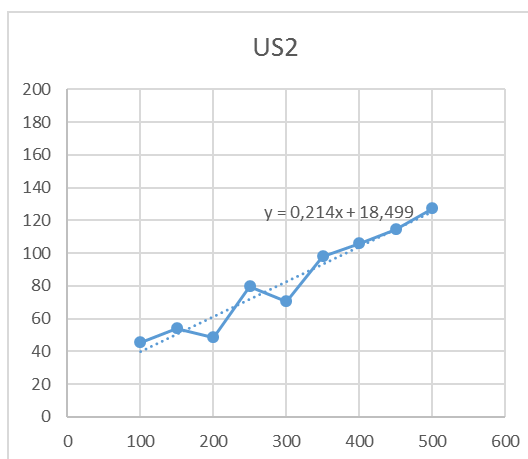


Fig. 3.11. Prova US2

Dalla regressione lineare si ottiene: velocità media (US2): 4673 m/s

US 3 – Pila 1

Metodo di trasmissione: diretta
 distanza sonde: 500 mm
 tempo di transito: 114,9 μ s
 velocità ultrasuoni: 4352 m/s

US 6 – Traverso di pila

Metodo di trasmissione: diretta
 distanza sonde: 185 mm
 tempo di transito: 43,7 μ s
 velocità ultrasuoni: 4233 m/s

US 7 – Trave di mezzo

Metodo di trasmissione: diretta
 distanza sonde: 250 mm
 tempo di transito: 63,4 μ s
 velocità ultrasuoni: 3943 m/s

US 8 – Trave fra pila 2 e pila 3

Metodo di trasmissione: indiretto

Tab. 3.4. Prova US3

US8	
X Spazio [mm]	Y Tempo [μ s]
100	59,0
150	62,7
200	70,4
250	82,2
300	94,0
350	105,1
400	118,6
450	130,1
500	143,1

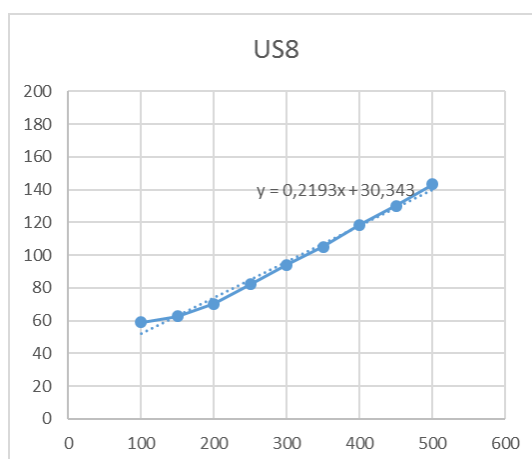


Fig. 3.12. Prova US3

Dalla regressione lineare si ottiene: velocità media (US2): 4560 m/s

3.4.4 METODO SONREB (SONicREBound)

Il metodo SONREB è basato sulla correlazione tra i dati emersi dalle prove ultrasoniche, che forniscono dati tramite la misura della velocità dell'onda all'interno del materiale, e quelli delle prove sclerometriche, derivati dalla misura dell'indice di rimbalzo. La combinazione dei due risultati, ottenuti separatamente e mediati, conduce alla stima di un dato ritenuto sufficientemente attendibile.

Riportiamo di seguito i risultati ottenuti con le varie formulazioni.

3.4.4.1 Ponte sul vecchio canal salso

Tab. 3.5. SNR5 – in corrispondenza di S5 e US5

DATI: S=45,4 v=2200 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	7,8
Giacchetti	6,4
Gasparik	11,8
Di Leo	8,4
Del Monte	12,1
Tanigawa	35,2
Kheder 3	29,5
Arioglu	13,6

Tab. 3.6. SNR5b – in corrispondenza di S5b e US5b

DATI: S=46,7 v=2800 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	15,3
Giacchetti	12,5
Gasparik	19,2
Di Leo	15,7
Del Monte	18,8
Tanigawa	36,9
Kheder 3	33,9
Arioglu	19,1

3.4.4.2 Ponte sul nuovo canal salso

Tab. 3.7. SNR1 – in corrispondenza di S1 e US1

DATI: S=49,6 v=4196 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	47,8
Giacchetti	38,9
Gasparik	43,7
Di Leo	45,0
Del Monte	40,0
Tanigawa	40,4
Kheder 3	43,0
Arioglu	41,4

Tab. 3.8. SNR2 – in corrispondenza di trave spalla1-pila1

DATI: S=55,4 v=4673 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	73,8
Giacchetti	60,1
Gasparik	61,2
Di Leo	65,9
Del Monte	54,3
Tanigawa	45,2
Kheder 3	51,0
Arioglu	59,1

Tab. 3.9. SNR3 – in corrispondenza di pila1

DATI: S=49,4 v=4351 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	52,2
Giacchetti	42,5
Gasparik	46,5
Di Leo	49,0
Del Monte	42,3
Tanigawa	40,4
Kheder 3	43,5
Arioglu	44,7

Tab. 3.10. SNR6 – in corrispondenza di traverso di pila

DATI: S=49,0 v=4226 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	47,9
Giacchetti	38,9
Gasparik	43,6
Di Leo	45,2
Del Monte	39,9
Tanigawa	40,0
Kheder 3	42,6
Arioglu	41,6

Tab. 3.11. SNR7– in corrispondenza di trave di mezzo

DATI: S=53,2 v=3943 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	44,8
Giacchetti	36,5
Gasparik	42,5
Di Leo	41,7
Del Monte	38,9
Tanigawa	42,8
Kheder 3	45,3
Arioglu	38,9

Tab. 3.12. SNR8 – in corrispondenza di trave fra pila 2 e pila 3

DATI: S=56,9 v=4560 m/s	Resistenza a compressione stimata f_c [MPa]
Rilem	71,9
Giacchetti	58,5
Gasparik	60,4
Di Leo	63,8
Del Monte	53,7
Tanigawa	46,2
Kheder 3	52,0
Arioglu	57,4

3.4.5 INDAGINI GEORADAR

Durante la campagna di indagini sono stati eseguiti un totale di 125 profili sia longitudinali che trasversali. Il dato si è mostrato di buona qualità anche se, in alcune situazioni, la presenza di ferri di armatura molto vicini ha impedito parzialmente la penetrazione del segnale. I risultati dell'indagine integrano le informazioni ottenute con pacometro e forniscono lo spessore delle solette nelle varie zone indagate, in particolare dove non sono stati eseguiti i carotaggi.

Si riportano di seguito alcuni profili ottenuti.

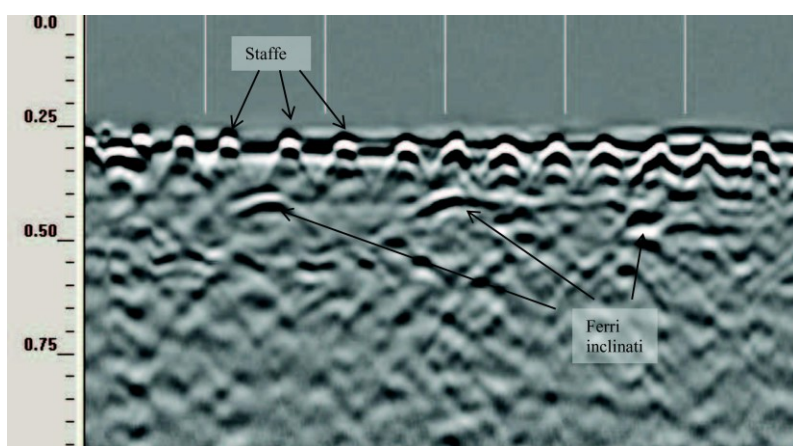


Fig. 3.13. Radargramma 94 – Ponte nuovo canal salso - Campata 1: trave laterale appoggio spalla

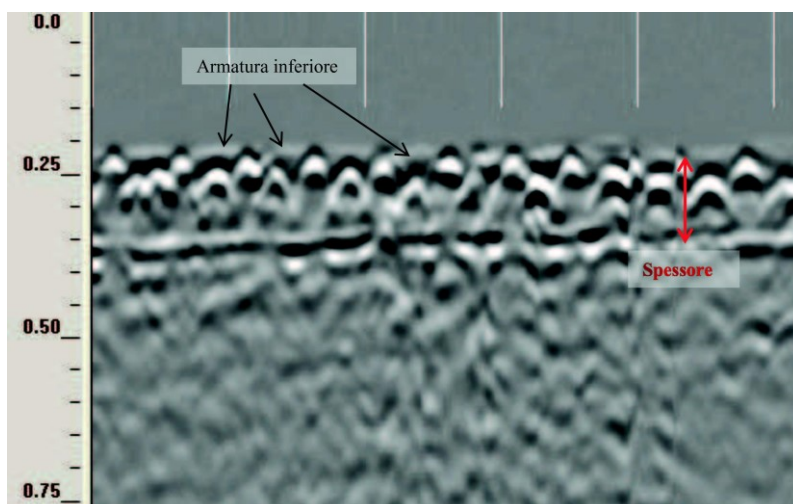


Fig. 3.14. Radargramma 107 - Ponte nuovo canal salso - Campata 1: trave laterale mezzeria

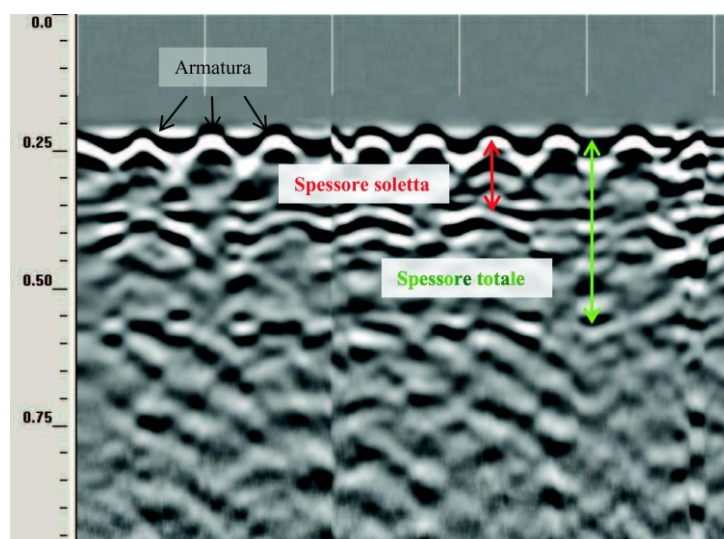


Fig. 3.15. Radargramma 153 - Ponte nuovo canal salso - Campata 3: soletta

3.4.6 INDAGINI CON PACOMETRO

Il pacometro permette di rilevare, entro certe profondità, la posizione, il diametro e il ricoprimento delle armature presenti negli elementi in calcestruzzo. Esistono strumenti che sfruttano il principio dell'induzione magnetica, o che si basano sul principio operativo delle correnti parassite, in ogni caso un'antenna trasmittente/ricevente viene fatta scorrere sulla superficie da investigare mentre sul monitor LCD sono indicati profondità e diametro della barra d'armatura [64].

Come per il georadar è stato possibile confermare in linea di massima le armature presenti negli elaborati progettuali per quanto riguarda le travi longitudinali, fatto salvo i casi in cui è stata rilevata la presenza di armatura aggiuntiva. Per quanto riguarda le solette invece è stata riscontrata in generale un'armatura inferiore a quella prevista.

3.4.7 MISURA DELLA DUREZZA DELLE BARRE D'ARMATURA

La durezza è stata misurata con un durometro digitale portatile. Le prove di durezza sono state eseguite solo sui ferri già scoperti, dopo opportuna preparazione della superficie. Mediante correlazioni di tipo sperimentale è poi stato possibile risalire da queste alla resistenza a trazione delle armature.

Ad esempio per il ponte sul nuovo canal salso è stato ottenuto:

D1:	corrente	HV=101	$f_t = 320 \text{ MPa}$
D2:	staffa	HV=99	$f_t = 315 \text{ MPa}$
D3:	corrente	HV=96	$f_t = 305 \text{ MPa}$
D4:	staffa	HV=97	$f_t = 310 \text{ MPa}$

3.5 SECONDA CAMPAGNA INDAGINI IN SITO E SPERIMENTALI

Il principale obiettivo della seconda campagna d'indagine è stato quello di definire le condizioni delle armature e la resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo nonché il suo stato di conservazione e degrado. Infine, sono state condotte delle prove dinamiche con lo scopo di avere informazioni sul comportamento globale della struttura, necessario alla verifica delle ipotesi assunte in fase di modellazione e calcolo del ponte.

3.5.1 ANALISI COMBINATA PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE E A TRAZIONE DEL CLS

La resistenza a compressione R_c del calcestruzzo esistente è stata stimata con una serie di prove a compressione. Tre campioni di carotaggio del calcestruzzo sono stati

prelevati dalla soletta del ponte. La posizione di prelievo e i risultati dei test di compressione sono riportati in tabella 3.13. Inoltre, sono state condotte prove sclerometriche e SonReb (tabella 3.13).

L’elaborazione dei risultati ha evidenziato che il calcestruzzo utilizzato nel ponte sul “nuovo canal salso” è equivalente ad un calcestruzzo C28/35 con $f_{cd} = 17 \text{ MPa}$ e con $E_m = 32300 \text{ MPa}$.

Le prove inoltre hanno portato a definire che l’acciaio utilizzato nella costruzione del ponte sul “nuovo canal salso” è equiparabile ad uno di classe FeB32K, con $f_{yd} = 270 \text{ MPa}$.

In osservanza del §11.2.6 del D.M. 14.01.2008 [57] e della relativa Circolare esplicativa n. 617 del 02.02.2009 [58], per le indagini in oggetto è stato fatto riferimento alle “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive” redatte dal CC.SS.LL.PP. [24], di cui si riporta un estratto del §10.3.

10.3 Elaborazione dei risultati

Un’indagine, mirata alla stima della resistenza, comporta genericamente l’esame di risultati provenienti da prove di resistenza meccanica su carote e/o di dati ottenuti da metodi non distruttivi. Se la numerosità (complessiva) dei risultati relativi ad un’area di prova è pari a tre, numero minimo accettabile, si può stimare solamente la resistenza media.

Nel caso sia disponibile una numerosità superiore si può stimare la resistenza caratteristica dell’area di prova, valore che rappresenta il limite inferiore oltre al quale ci si aspetta di trovare il 5 % di tutte le possibili determinazioni.

Per stimare la resistenza caratteristica $f_{cil,ca}$, si può fare riferimento al procedimento riportato qui di seguito [30].

Se la numerosità è maggiore o eguale a 15, la resistenza cilindrica caratteristica $f_{c,k}$ è il valore inferiore tra:

$$f_{c,k} = \min(f_{c,m} - 1,48 \cdot s; f_{c,\min} + 4) \quad (3.1)$$

dove:

$f_{c,m}$ valore medio della resistenza cilindrica

$f_{c,min}$ valore minimo della resistenza cilindrica

s scarto quadratico medio

Se la numerosità è compresa tra 4 e 14, la resistenza caratteristica $f_{cil,ca}$ è il valore inferiore tra:

$$f_{c,k} = \min(f_{c,m} - k; f_{c,min} + 4) \quad (3.2)$$

dove:

$k = 4$ per n (numerosità dei campioni) compreso tra 10 e 14

$k = 5$ per n compreso tra 7 e 9

$k = 6$ per n compreso tra 4 e 6

Nell'applicare, comunque, metodi statistici all'elaborazione dei risultati delle prove, è comunque opportuno verificare l'applicabilità dei metodi stessi alle specifiche tipologie di prova, con particolare riferimento alle prove non distruttive di diversa natura.

Tab. 3.13. Prove di compressione e SonReb per il ponte sul "nuovo canal salso"

Prova	Id.	Elemento	R_c [MPa]	$f_c = 0,83R_c$ [MPa]
Prova compressione	C2	Soletta	53.9	44.7
Prova compressione	C6	Soletta	73.8	61.3
Prova compressione	C7	Soletta	54.6	45.3
SonReb	12B-S	Soletta	25.0	20.8
SonReb	26B-S	Soletta	54.5	45.2
SonReb	33B-S	Soletta	25.9	21.5
Prova compressione	4B-T	Travi principali e trasversi	46.6	38.7
Prova compressione	9B-T	Travi principali e trasversi	45.8	38.0

Prova compressione	19B-T	Travi principali e traversi	35.4	29.4
Prova compressione	27B-T	Travi principali e traversi	36.4	30.2
SonReb	2B-T	Travi principali e traversi	43.5	36.1
SonReb	3B-T	Travi principali e traversi	57.0	47.3
SonReb	4B-T	Travi principali e traversi	48.3	40.1
SonReb	6B-T	Travi principali e traversi	46.1	38.3
SonReb	8B-T	Travi principali e traversi	45.9	38.1
SonReb	9B-T	Travi principali e traversi	42.1	34.9
SonReb	13B-T	Travi principali e traversi	54.1	44.9
SonReb	15B-T	Travi principali e traversi	46.0	38.2
SonReb	19B-T	Travi principali e traversi	36.6	30.4
SonReb	21B-T	Travi principali e traversi	56.4	46.8
SonReb	23B-T	Travi principali e traversi	27.2	22.6
SonReb	27B-T	Travi principali e traversi	37.2	30.9
SonReb	28B-T	Travi principali e traversi	50.3	41.7
SonReb	34B-T	Travi principali e traversi	48.7	40.4

Con riferimento alla tabella 1 e alle formule (3.1) e (3.2):

- Soletta del ponte

numero di provini: $n = 6$

$$k = 6$$

$$f_{c,m} = 39,8 \text{ MPa}$$

$$f_{c,\min} = 20,8 \text{ MPa}$$

$$f_{c,k} = 24,8 \text{ MPa}$$

- Travi principali e traversi del ponte

numero di provini: $n = 18$

$$k = 6$$

$$f_{c,m} = 37,1 \text{ MPa}$$

$$f_{c,\min} = 22,6 \text{ MPa}$$

$$s = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{c,k} = 26,6 \text{ MPa}$$

Il calcestruzzo individuato dalla sigla C28/35 è caratterizzato da $f_{c,k} = 28 \text{ MPa}$ valore che deve essere moltiplicato per un coefficiente $\alpha = 0,85$ per i carichi di lunga durata da cui $f_{c,k}^{\alpha} = 23,8 \text{ MPa}$. Analogamente, per il calcestruzzo C32/40 vale $f_{c,k}^{\alpha} = 27,2 \text{ MPa}$. Pertanto, risulta appropriato assimilare il calcestruzzo rilevato in opera con un calcestruzzo C28/35 e non di classe superiore.

Nelle figure 3.16, 3.17 e 3.18 sono riportate le immagini dei provini C2, C6 e C7.

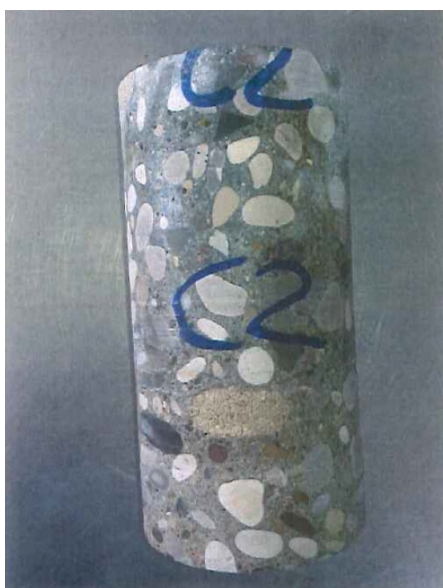


Fig. 3.16. Provino C2



Fig. 3.17. Provino C6



Fig. 3.18. Provino C7

3.5.2 ANALISI PULL-OFF

Le prove pull-off sono state condotte al fine di verificare l'adesione FRP-cls, la qualità della preparazione del supporto e l'impregnazione degli FRP.

Allo scopo di valutare tali parametri sono state applicate una striscia di tessuto unidirezionale di carbonio da 600 gr/mq su un traverso della rampa, due strisce di tessuto unidirezionale di carbonio da 600 gr/mq sulla soletta della rampa e una lamina pultrusa di 50x1,4mm all'intradosso della soletta.

Sulla lamina sono stati praticati tre intagli circolari di diametro 50 mm e 10 mm di profondità nel calcestruzzo; sul tessuto sono stati praticati nove intagli circolari di diametro 50 mm e profondità nel calcestruzzo variabili in 10 – 25 – 40 mm.

Negli intagli sono stati applicati dei tasselli circolari in acciaio di diametro 50 mm, per mezzo di pasta epossidica. Le prove a strappo sono state condotte con un misuratore digitale dell'aderenza superficiale (figura 3.19).



Fig. 3.19. Contrassegno dei campioni e modalità di crisi

Dalle prove è stato ottenuto un valore medio della tensione di rottura pari a 1,7 MPa, con prevalente crisi nel calcestruzzo, da cui deriva, indicativamente, una resistenza a compressione del calcestruzzo di 15÷20 MPa, molto inferiore a quella ottenuta con le

prove di compressione e SonReb esposte al §3.5.1. Inoltre il valore medio della resistenza a trazione risulta notevolmente inferiore a quello associato al calcestruzzo di tipo C28/35, pertanto il calcolo dei rinforzi in FRP dovrà tenere in conto del valore di resistenza a trazione medio riscontrato con le prove di pull-off. Inoltre, la differenza tra la tensione media di strappo ottenuta sulle lamine e quella ottenuta sulla fibra induce a ritenere che il tessuto non sia ben impregnato.

L'intervento di rinforzo con FRP deve essere applicato ad un supporto sano e durevole per avere una garanzia in termini di resistenza e durata dell'intervento. Durante le prove, sulle superfici appena strappate, è stata spruzzata una soluzione di fenolftaleina in etanolo allo 0,1%; a pH inferiori a 8,2 è incolore, a pH superiori a 9,8 gli ossidrili perdono i loro idrogeni e la molecola impartisce un intenso color porpora alla soluzione [45]. Solo due carote con profondità di intaglio pari a 40 mm hanno rilevato un modesto cambiamento di colore, ovvero presenza di calcestruzzo alcalino, mentre tutti gli altri casi non hanno presentato modifiche cromatiche. Da questa prova deriva la valutazione di un calcestruzzo fortemente carbonatato: nella soletta le armature si trovano completamente non passivate in quanto protette da un copriferro di 15-20 mm (figura 3.20).



Fig. 3.20. Riscontro di calcestruzzo alcalino

Per garantire la durabilità dell’opera si deve procedere ad una scarifica generalizzata in tutte quelle zone dove la profondità di carbonatazione ha già uguagliato il copriferro.

Per quanto riguarda la valutazione dell’impregnazione si è fatto riferimento alla CNR-DT 200/2004, di cui si riporta un estratto:

“..... Tuttavia, per ottenere un composito ad elevata resistenza meccanica, non è sufficiente utilizzare fibre “resistenti”: è anche indispensabile garantire una buona adesione tra la matrice ed il rinforzo. L’adesione viene di solito promossa mediante l’impiego di un terzo componente, che, applicato in strato molto sottile sulla superficie delle fibre, la rende compatibile con la matrice organica. Tale trattamento superficiale del rinforzo comporta la presenza di una terza fase intermedia tra la matrice e le fibre, detta interfaccia o interfase (Figura 2-2). L’interfaccia consiste normalmente in uno strato molto sottile (spesso monoatomico), localizzato alla superficie del rinforzo, le cui caratteristiche, pur non contribuendo direttamente alle proprietà meccaniche globali del composito, sono tuttavia fondamentali per il successo del sistema complessivo nelle applicazioni strutturali.

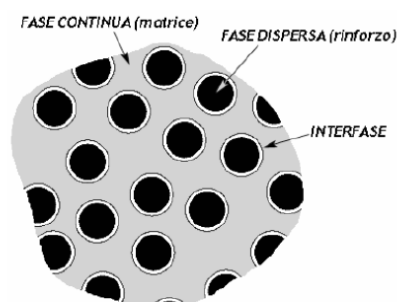


Figura 2-2 – Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito.

Anche se il dettaglio dei meccanismi chimico-fisici che determinano l’adesione tra fibra e matrice è delegato al produttore del materiale, non va dimenticato che la mancanza di adesione tra fibre e matrice è una delle cause principali di cedimento strutturale dei materiali compositi.”

Da quanto sopra risulta evidente che non è sufficiente realizzare l’adesione resina-calcestruzzo ma deve essere garantita anche l’adesione resina-fibre altrimenti i rinforzi non assolveranno alle funzioni per cui sono stati progettati.

L’esame più immediato per la verifica dell’impregnazione è l’osservazione dei bordi del taglio della prova di pull-off; a questo scopo, con una punta metallica, si solleva la resina superficiale da quella del supporto per verificare la bagnatura dei filamenti di carbonio ivi compresi.

Su tutti i campioni è stata osservata presenza di filamenti ancora secchi, ovvero non impregnati. In figura 3.21 sono riportate due situazioni tipiche in cui la scarsa impregnazione si rende evidente qualora il carico di trazione diventi elevato; ad

esempio il campione N ha mostrato la crisi interlaminare ad un carico di 4,5 kN cui corrisponde una tensione media di 2,3 MPa.



Fig. 3.21. Campioni di tessuto male impregnati di polimero

Nei provini con lamina pultrusa il problema della scarsa impregnazione non si verifica perché il processo di pultrusione è realizzato in stabilimento con procedimenti controllati; a prova di ciò il campione G ha raggiunto una forza di trazione pari a 6,7 kN senza presentare rotture interlaminari. In figura 3.22 sono confrontati due provini, a sinistra con lamina pultrusa e a destra con tessuto laminato in sito.



Fig. 3.22. Provini zona di taglio

Per ridurre il fenomeno della cattiva impregnazione si possono adottare i seguenti provvedimenti: utilizzare tessuti a grammatura inferiore (ad es. 300 gr/mq), resine a maggiore fluidità, tecniche di impregnazione sottovuoto, estendere l'operazione di rullatura o, dove possibile, impiegare lamine pultruse in sostituzione del tessuto.

3.5.3 PENETRAZIONE DEGLI IONI DI CLORURO

I cloruri, provenienti dall'impasto cementizio o dall'esterno, agiscono da catalizzatori nella reazione di ossidazione del ferro e possono determinare un cambiamento dell'ambiente basico che ricopre il metallo favorendo, quindi, la corrosione delle armature. La misura della propagazione degli ioni cloruro si conduce su campioni di calcestruzzo lunghi almeno il doppio dello spessore del copriferro; vengono tagliati ad interassi di 10 mm e ciascun sotto-campione viene analizzato frantumandolo e disciogliendolo successivamente in acqua o acido nitrico. Il tenore di cloruri è stabilito in percentuale rispetto alla massa di cemento (non a quella complessiva del calcestruzzo) ed è definito critico oltre lo 0,20% fino ad un massimo dello 0,30 ÷ 0,50% [19;67]. Nelle prove condotte il quantitativo di cemento è stato assunto pari a 300 kg/mc di calcestruzzo. In tabella 3.14 sono riportati i profili di penetrazione ottenuti per ciascun ponte.

Tab. 3.14. Profili di penetrazione più gravosi per ciascuna zona

	% cloruri 0-1 cm	% cloruri 1-2 cm	% cloruri 2-3 cm	% cloruri 3-4 cm
Ponte sul vecchio canal salso	0,704	0,664	0,632	-
Ponte sul nuovo canal salso	0,125	0,075	0,042	-

Nel ponte sul nuovo canal salso non si supera il tenore critico dello 0.2%, che è comunque da ritenersi conservativo, viste le condizioni ambientali in cui inserito. Infatti, con riferimento al contenuto di cloruri, se si trattasse di calcestruzzo nuovo la classe più restrittiva sarebbe la classe Cl 0.20 (0.20% rispetto alla massa di cemento),

secondo UNI EN 206-1:2006. Trattandosi di calcestruzzo esistente e di cloruri presenti per esposizione ambientale, anche il documento del RILEM ("International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures") - Rilem draft recommendation – 124 – "SRC Repair strategies for concrete structures damaged by steel corrosion", afferma che tenori di cloruro all'interno del range 0.3-0.5% o inferiori, riferiti al contenuto di cemento, possono essere correlati ad un basso rischio di corrosione.

Per il ponte sul vecchio canal salso, in condizioni più critiche (maggiore vicinanza all'acqua salmastra), il profilo di penetrazione più gravoso mostra valori percentuali del cloruro superiori allo 0.2%. I profili di penetrazione dello ione cloruro rilevati negli altri punti dello stesso punto vengono riportati in tabella 3.15.

Tab. 3.15. % Cl su massa cemento (300 kg/mc di calcestruzzo)

Id.	% Cl (0-1 cm)	% Cl (1-2 cm)	% Cl (2-3 cm)
1A-T	0,072	0,040	0,032
2A-T	0,056	0,040	0,040
4A-T	0,520	0,552	0,544
5A-T	0,200	0,128	0,072
7A-T	0,176	0,120	0,072
8A-T	0,160	0,144	0,104
9A-T	0,704	0,664	0,632
11A-T	0,048	0,048	0,032
12A-T	0,056	0,040	0,032

Dai risultati sopra esposti si riscontra che solo in due campioni le percentuali di ione cloruro sono superiori ai limiti imposti; i provini in oggetto sono stati prelevati in corrispondenza di una trave principale laterale e di una sella Gerber, rispettivamente. Essendo queste zone molto esposte e ammalorate tali valori sono imputabili a danneggiamenti locali aggravati dalla percolazione di acque dall'impalcato; in figura 3.23 si riporta, a titolo di esempio, l'area di prelievo del campione 4A-T.

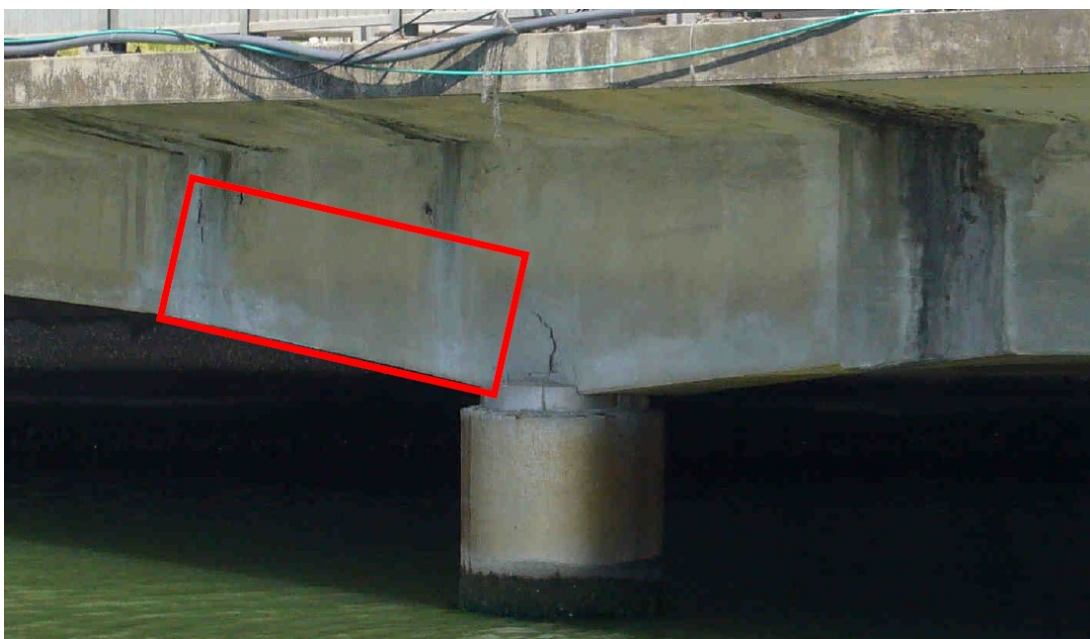


Fig. 3.22. Individuazione area di prelievo campione 4A-T

Da quanto sopra, anche il calcestruzzo del ponte sul vecchio canal salso è considerato in accettabile stato di conservazione ad esclusione delle zone ammalorate che dovranno essere trattate individualmente per il ripristino del calcestruzzo a condizioni di accettabilità.

3.5.4 MISURA DEL PONTEZIALE DELLE ARMATURE

La misura del potenziale delle armature fornisce indicazioni sullo stato di corrosione, in quanto a diversi stadi (immunità, corrosione localizzata o generale) corrispondono diversi intervalli di potenziale delle stesse.

Da tale indagine sono state escluse a priori le zone palesemente ammalorate e con segni evidenti, già ad un'indagine visiva, di corrosione delle armature. I valori di potenziale rilevati si sono presentati nell'intervallo $-10 \div -174$ mV.

Assunte le condizioni di esposizione dell'opera e la vita di esercizio condotta, i valori rilevati non sono tali da far rilevare un attivo processo di ossidazione delle armature. Dallo studio della letteratura di settore si riscontra che, per ambienti e vita di

esercizio come quelli del caso in oggetto, l'acciaio può ritenersi in condizioni passive se il potenziale risulta non inferiore a -250 mV (tabella 3.16).

Tab. 3.16. Dati in letteratura dei valori di potenziale per la verifica alla corrosione delle armature

Primo autore	Anno	Zona	Materiale	Tipo di elemento	Luogo di esposizione	Condizione di esposizione	Età	Periodo di monitoraggio	Potenziale minimo (mV/SCE)	Potenziale massimo (mV/SCE)	Velocità di corrosione (mA/m ²)
González	2004		Malta	Piastra	Laboratorio	Atmosfera asciutta	10 anni	Misura singola	250	300	< 1
González	2004		Malta	Piastra	Laboratorio	Calcestruzzo umidificato	10 anni	< 1 mese	100	150	< 1
Alhozaimy	2012		Calcestruzzo	Prisma	Laboratorio	Atmosfera - UR $\leq 85\%$	NR	1.5 anni	-250	-170	NR
González	2004	Atmosfera	Malta	Piastra	Laboratorio	Calcestruzzo molto umido	10 anni	1 mese	-200	-100	< 10
Montemor	2002		Malta	Blocco	Laboratorio	Acqua nebulizzata	1 mese	Fino a 1 mese	-250	0	NR
Frolund	2003		Calcestruzzo	Parcheggio interrato	Ambiente	Atmosfera	NR	Misura singola	-400	150	< 10 nella posizione di minimo potenziale
Pech-Canul	2002		Calcestruzzo	Cilindro	Ambiente	Atmosfera	< 1 mese	3 mesi	-100	-50	< 1
Sosa	2011		Calcestruzzo	Cilindro	Ambiente	Atmosfera	3 anni	1 anno	-200	0	< 1
Pacheco	2010		Malta	Cilindro	Laboratorio	Cicli di asciutto-bagnato	1 mese	1 - 3 mesi	-100	0	< 1
Dong	2011		Malta	Cilindro	Laboratorio	Cicli di asciutto-bagnato	1 mese	4 mesi	-350	-250	< 1
Xu	2011		Calcestruzzo	Cilindro	Laboratorio	Cicli di asciutto-bagnato	3 mesi	4 mesi	-80	-30	< 1
Akira	2010		Calcestruzzo	Cilindro	Laboratorio	Cicli di asciutto-bagnato (acqua di mare reale)	1 mese	0.5 anni	-300	-150	Generalmente < 1, sempre < 10
Pradhan	2009	Marea	Calcestruzzo	Trave	Laboratorio	Cicli di asciutto-bagnato	1 mese	3 mesi - 1.5 anni	-100	-50	NR
Poupard	2006		Calcestruzzo	Trave precompressa	Ambiente	Marea	40 anni	Misura singola	-	-170	1 - 20
Frolund	2003	Marea	Calcestruzzo	Fondazione di un ponte	Ambiente	Marea	NR	Misura singola	-500	0	NR (assenza di corrosione)
Lau	2005		Calcestruzzo	Ponti	Ambiente	Marea	40 anni	Misura singola	-575	261	NR
Choi	2006		Calcestruzzo	Cilindro	Laboratorio	Immerso	NR	< 1 mese	-250	-150	NR
Pakshir	1998		Calcestruzzo	NR	Laboratorio	Immerso	< 1 mese	Fino a 2 mesi	-30	-30	NR
Loto	1989		Calcestruzzo	Blocco	Laboratorio	Immerso	< 1 mese	2 mesi	-130	-30	NR
Bekir Topcu	2010	Immersa	Calcestruzzo	Cilindro	Laboratorio	Immerso	1 - 3 mesi	Misura singola	-180	-70	NR
Sosa	2011		Calcestruzzo	Cilindro	Laboratorio	Immerso (acqua di mare reale)	3 anni	1 anno	-	-300	1 - 20
Lau	2005		Calcestruzzo	Ponti	Ambiente	Immerso	40 anni	Misura singola	-623	-291	NR

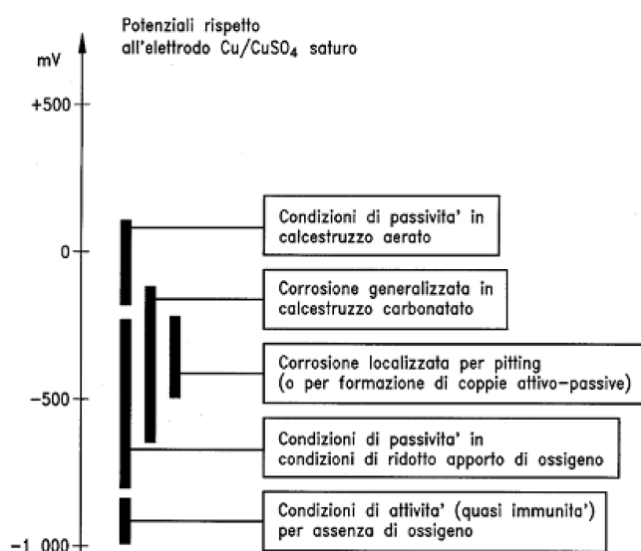


Fig. 3.24. Valori del potenziale di acciaio al carbonio in funzione dello stato di corrosione [87]

3.5.5 TEST DI CARBONATAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo si presenta come un ambiente basico con un pH generalmente con valori di 12,6÷13,8 in cui le armature si passivano, per mezzo di un sottile strato di ossido che impedisce corrosioni più profonde; se l'ambiente tende a diventare più acido, ovvero se il pH tende ad abbassarsi, l'ossidazione non è più contrastata.

L'interazione dell'idrossido di calcio, naturalmente presente cemento, con l'anidride carbonica, che riesce a penetrare nel calcestruzzo, genera la formazione di carbonato di calcio: tale fenomeno è noto con il termine di carbonatazione ed intacca l'ambiente basico presente nel calcestruzzo, diminuendone il pH.

La misura della profondità di carbonatazione viene eseguita per mezzo di una soluzione di fenolftaleina in etanolo allo 0,1%; a pH inferiori a 8,2 è incolore, a pH superiori a 9,8 gli ossidrili perdono i loro idrogeni e la molecola impartisce un intenso color porpora alla soluzione [45].

Nelle figure 3.25.a e 3.25.b vengono riportate le foto dei campioni significativi analizzati per il ponte sul nuovo canal salso (prove identificate con la lettera N) e sul vecchio canal salso (prove identificate con la lettera V).

Dalle prove si sono ottenuti i seguenti risultati: profondità di carbonatazione variabile da 35 a 55 mm nel ponte sul vecchio canal salso; profondità di carbonatazione variabile da 1 mm a 30-35 mm nel viadotto sul nuovo canal salso.

Considerando che le condizioni di esposizione delle varie zone del viadotto sono pressoché confrontabili, la diversa profondità di carbonatazione è da correlare a diverse qualità del calcestruzzo e/o del trattamento superficiale protettivo applicato nelle fasi di manutenzione.

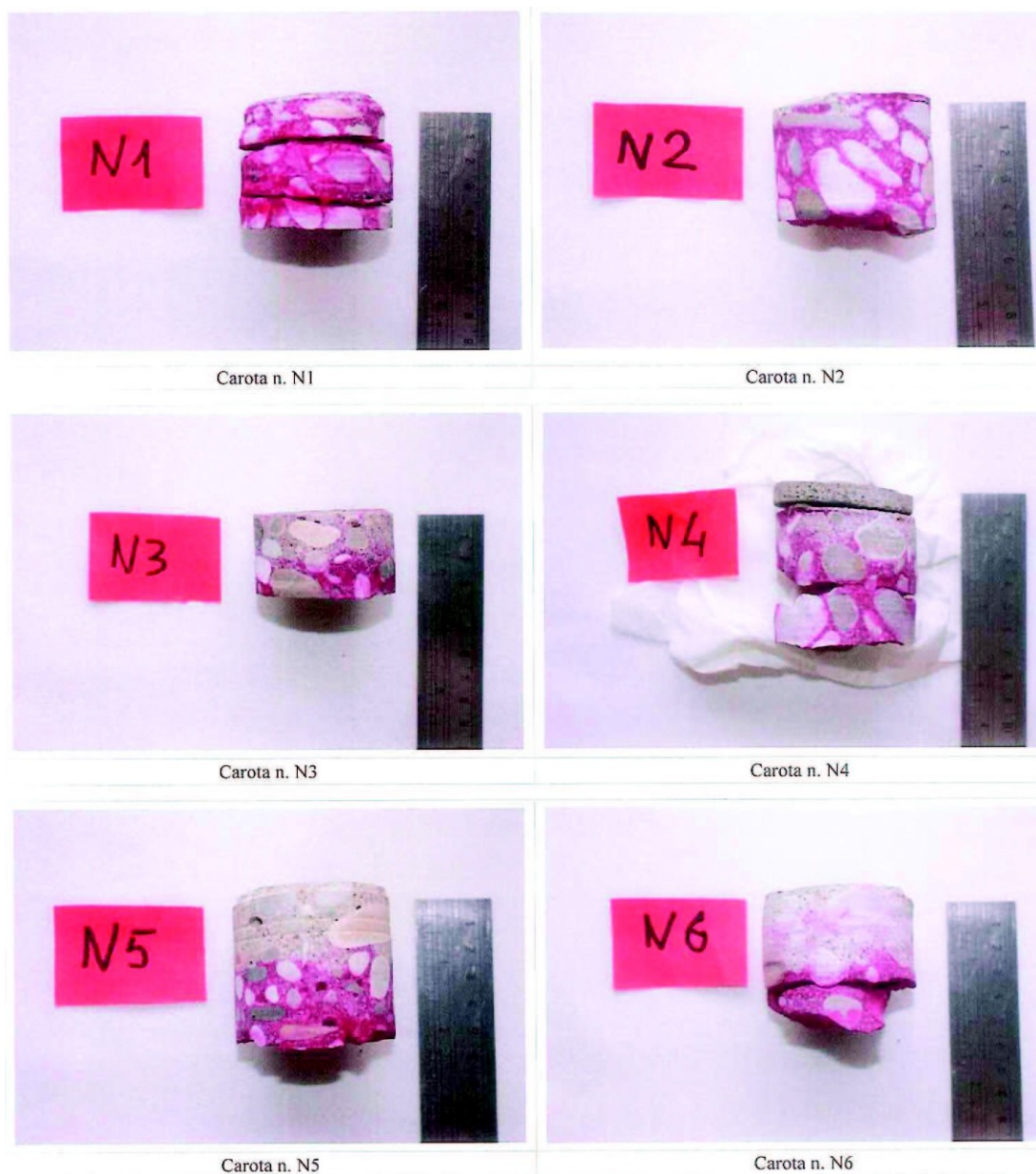


Fig. 3.25.a. Prove di carbonatazione sul nuovo canal salso

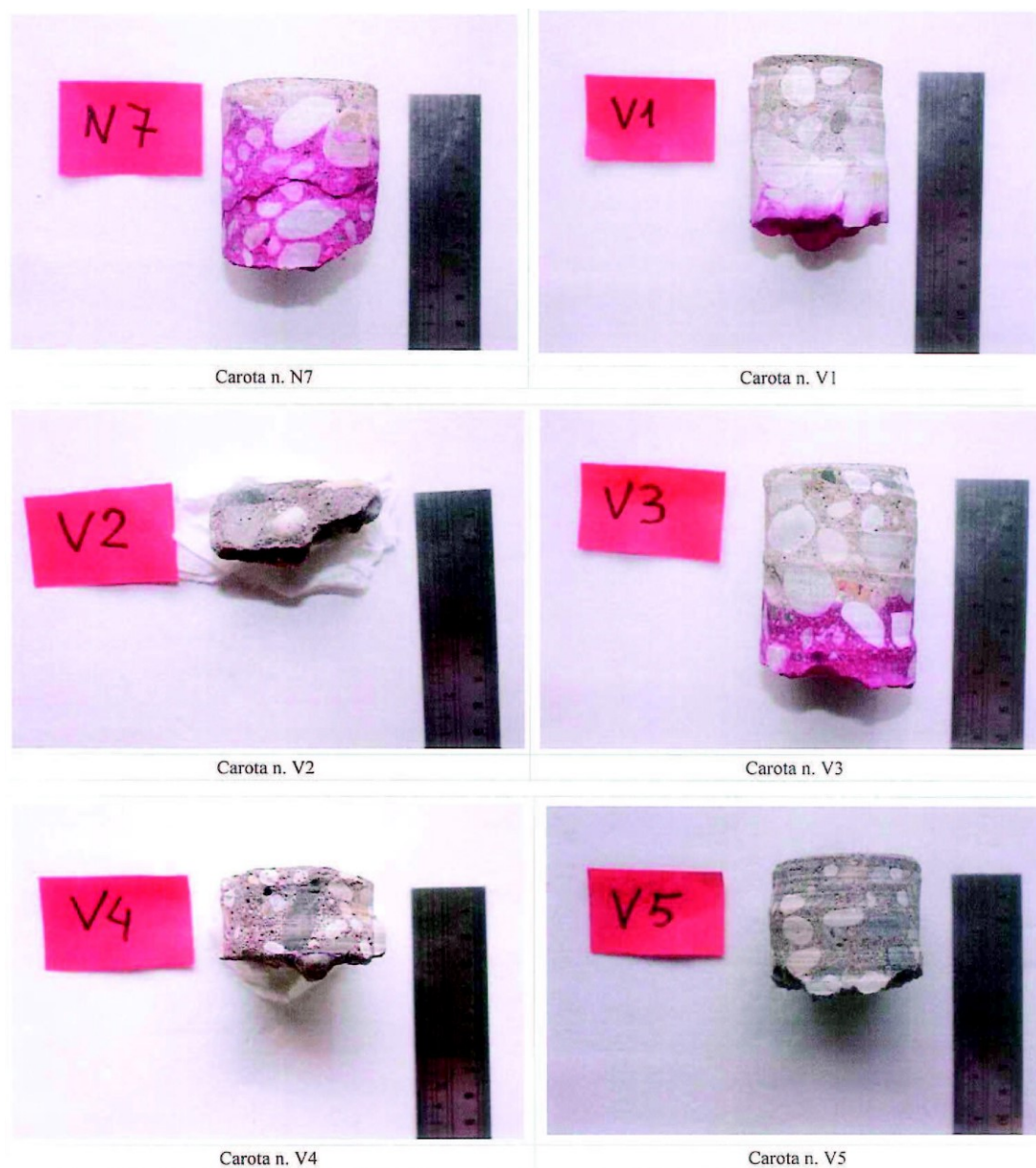


Fig. 3.25.b. Prove di carbonatazione sul vecchio canal salso

3.5.6 PROVE DINAMICHE

Per descrivere il comportamento globale del ponte sul nuovo canal salso due prove dinamiche sono state condotte per indentificare la frequenza fondamentale pre e post-retrofitting.

Le misure sono state effettuate in prossimità della mezzeria della campata, messa in vibrazione da una forzante impulsiva agente perpendicolarmente al piano stradale e applicata all'estradosso dell'impalcato. La forzante impulsiva è stata adottata per sollecitare l'impalcato con il più ampio spettro di frequenze possibile. La forza impulsiva esercitata è stata rilevata da una cella di carico collegata all'analizzatore multicanale.

Durante ciascuna prova è stata effettuata almeno un'acquisizione di risposta dinamica misurando le oscillazioni indotte sulla struttura tramite tre accelerometri collegati ad un analizzatore multicanale interfacciato con un computer. Gli accelerometri sono stati posizionati in mezzeria e alle estremità della campata oggetto di prova e orientati in direzione verticale; gli strumenti sono stati resi solidali alla struttura mediante un supporto in metallo di massa sufficiente a creare l'accoppiamento sensori struttura.

Il segnale dell'impulso registrato è stato utilizzato per il calcolo della FRF e quindi per la determinazione della frequenza fondamentale di vibrazione della campata.

L'individuazione dei punti di misura è riportata nella figura 3.26.

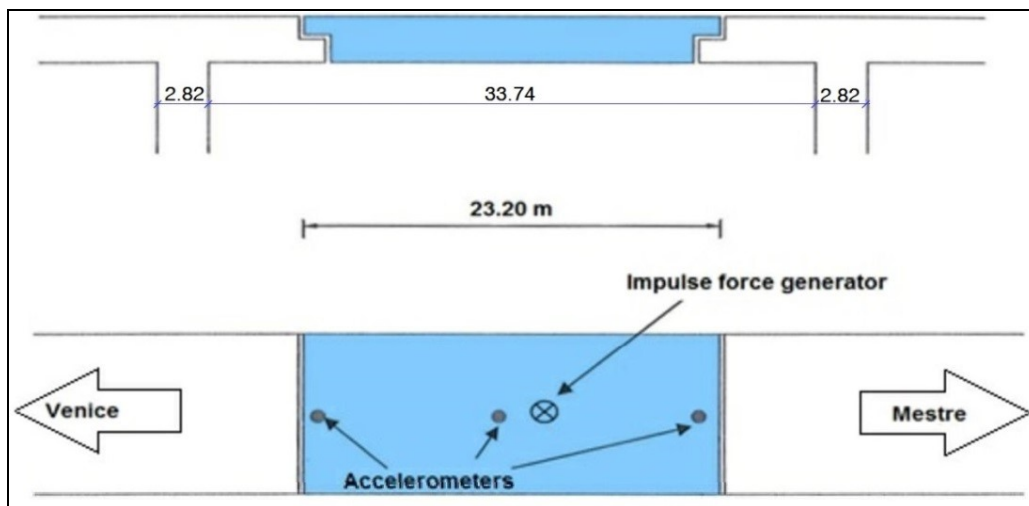


Fig. 3.26. Individuazione strumentazione delle prove dinamiche

Sollecitata la struttura, l'analizzatore multicanale rileva la forza applicata dall'energizzatore e le accelerazioni indotte nella struttura; tramite software dedicato restituisce le frequenze di vibrazione tramite la PSD (Power Spectral Density) o la funzione di trasferimento FRF (Frequency Response Function):

- PSD: quantità di energia per secondo emessa da 1 cm^2 della sorgente, in un angolo solido, tra la lunghezza d'onda λ e $\lambda + \Delta\lambda$. Permette di ottenere informazioni di come la potenza si distribuisce in funzione della frequenza.
- FRF: è il rapporto tra la trasformata di Fourier della risposta e quella della sorgente. Permette di normalizzare il segnale che si vuole analizzare rispetto al segnale generato dalla forzante:

$$H(j\omega) = \frac{X(j\omega)}{F(j\omega)} \quad (3.3)$$

Di seguito sono riportate le analisi del PSD dei segnali acquisiti dalle quali si possono ricavare le frequenze caratteristiche.

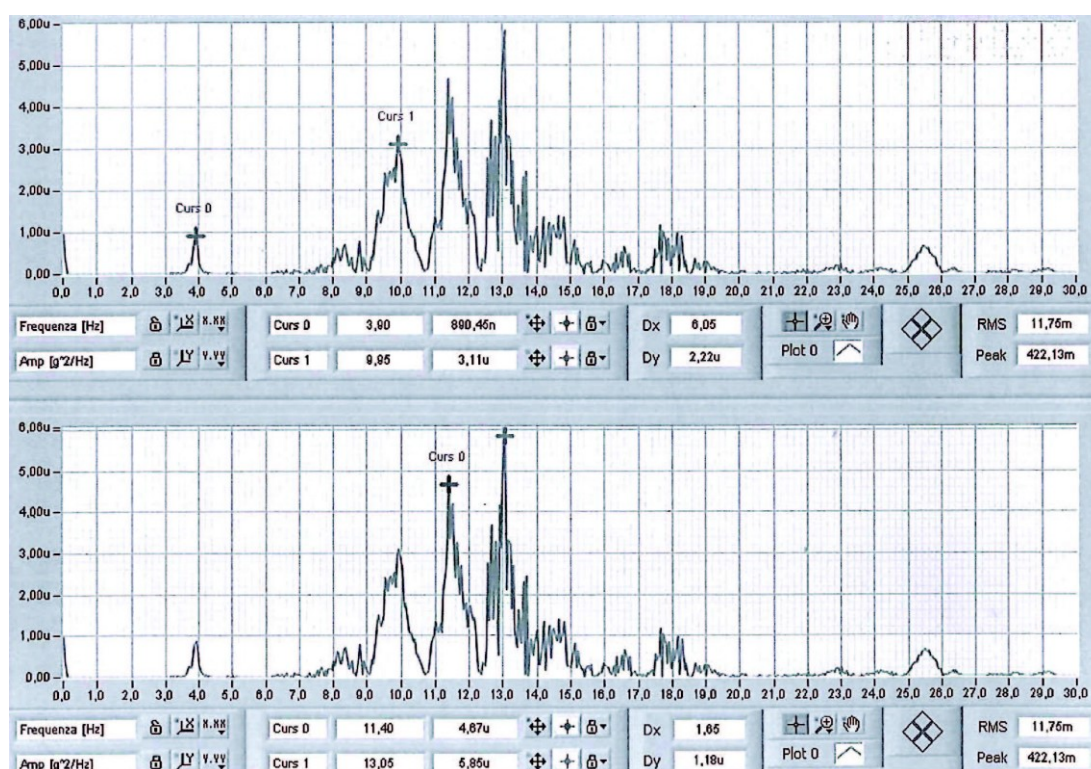


Fig. 3.27. Risposta analisi dinamica pre-retrofitting

Dai diagrammi si possono ottenere le frequenze principali, riportate in tabella 3.17.

Tab. 3.17. Frequenze proprie pre-retrofitting

Frequenze [Hz]	3,90	9,95	11,40	13,05
----------------	------	------	-------	-------

Analogamente, la prova è stata condotta anche dopo i lavori di retrofitting. I risultati sono riportati in figura 3.28 e in tabella 3.18.

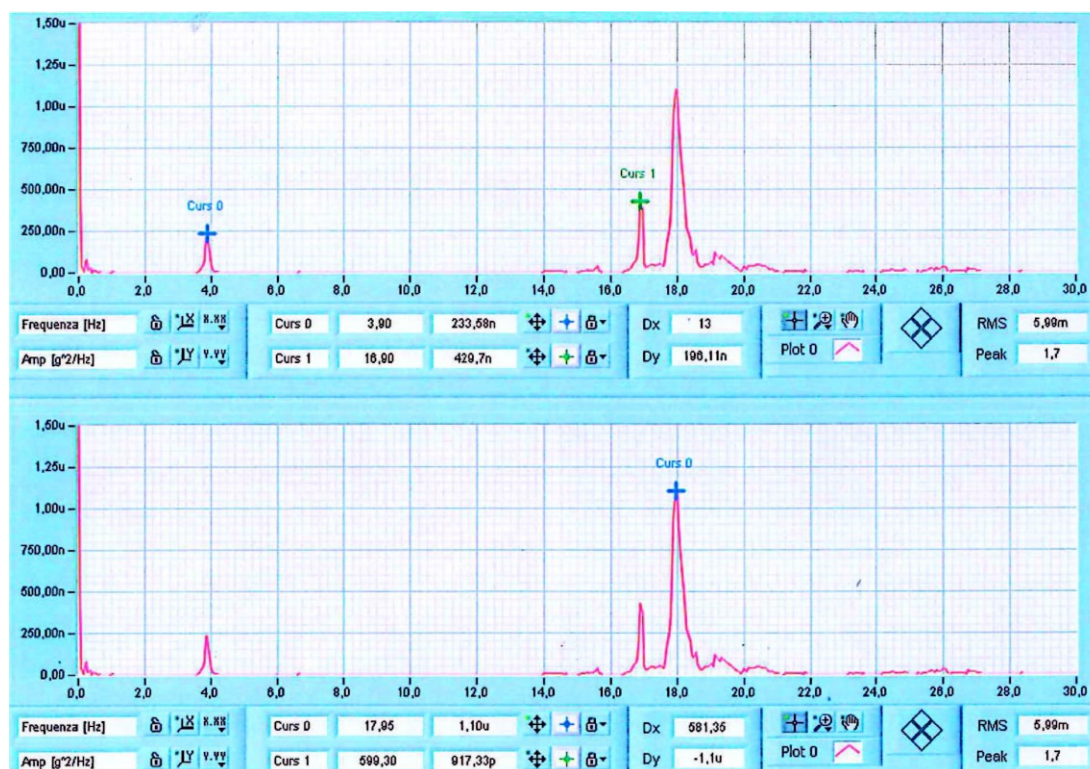


Fig. 3.28. Risposta analisi dinamica post-retrofitting

Tab. 3.18. Frequenze proprie post-retrofitting

Frequenze [Hz]	3,90	16,90	17,95	-
----------------	------	-------	-------	---

3.6 INTERVENTI DI RETROFITTING

In questo paragrafo vengono riportati sinteticamente gli interventi di retrofitting progettati e messi in opera nel ponte sul nuovo canal salso, oggetto del proseguo dello studio.

Vista la rispondenza delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo presente in opera, con il calcestruzzo considerato in fase di progettazione esecutiva e l'assenza di condizioni critiche con riferimento al tenore rilevato di cloruri e al potenziale delle

armature, si ritiene che il calcestruzzo di copriferro presente in tale zona, sia per le travi-traversi che per la soletta, possa essere mantenuto, dove non fessurato o danneggiato, applicando la metodologia di ripristino come di seguito esplicitato:

1. Idroscarifica superficiale (0÷5 mm) di tutte le superfici esterne del calcestruzzo al fine di asportare lo strato di rivestimento protettivo presente (incluso eventuali intonaci presenti) ed eliminare eventuali parti disgregate e/o non coese;
2. Solo nelle zone dove il calcestruzzo di copriferro si presenta fessurato o danneggiato, asportazione completa del calcestruzzo di copriferro corrispondente, se presente, mediante scalpellatura a mano o meccanica o con altri mezzi idonei quali l'idroscarifica;
3. Completa pulizia e rimozione delle ruggini, se presenti, sulle superfici dei ferri di armatura presenti nelle zone in cui si era precedentemente provveduto alla rimozione del calcestruzzo danneggiato di copriferro; la pulizia potrà essere eseguita tramite sabbiatura o idrosabbiatura delle barre di armatura (SA2);
4. Trattamento dei ferri d'armatura mediante applicazione a pennello di doppia mano di malta cementizia anticorrosiva monocomponente per impedire la formazione di ossido;
5. Le superfici oggetto di ripristino dovranno essere pulite e saturate a rifiuto con acqua;
6. Dove necessario, ripristino strutturale del calcestruzzo mediante malta cementizia tixotropica, reoplastica, strutturale, fibrorinforzata, a ritiro controllato con spessori da 1 a 5cm per strato (caratteristiche meccaniche non inferiori al calcestruzzo considerato in fase di progetto esecutivo);
7. Applicazione del sistema di rinforzo in FRP; nelle zone più degradate (selle di connessione dei vari impalcati), in fase costruttiva si definirà la soluzione puntuale di rinforzo più idonea in funzione del reale stato di conservazione delle armature presenti e delle superfici o parti accessibili ai fini delle lavorazioni;
8. Dopo l'applicazione del sistema di rinforzo tramite sistema FRP, trattamento protettivo delle superfici del calcestruzzo tramite applicazione di rivestimento impermeabile anticarbonatazione.

La metodologia di ripristino sopra indicata risulta essere migliorativa anche rispetto al metodo di ripristino W indicato dal RILEM per calcestruzzo privo di corrosione indotta da cloruri.

In accordo a quanto indicato per tale metodologia di ripristino, il calcestruzzo occorre sia rimosso solo nelle zone dove la corrosione ha già causato fessurazioni ed espulsioni. Ciò significa che le armature in cui è iniziata la corrosione ma per le quali non si è ancora verificata la fessurazione del calcestruzzo, rimangono inalterate e non trattate. Il sistema di rinforzo tramite FRP intende sopperire alla eventuale perdita di sezione resistente.

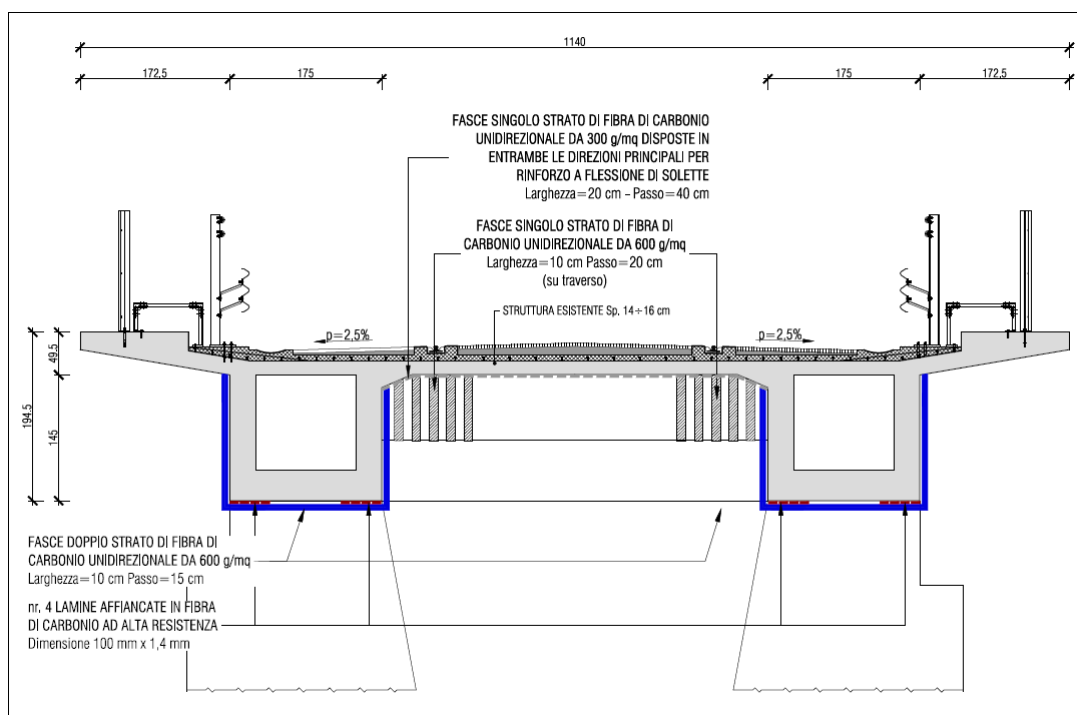


Fig. 3.29. Esempio di rinforzo con FRP applicato al ponte sul nuovo canal salso

3.7 ANALISI DEL PONTE SUL NUOVO CANAL SALSO

L'analisi del ponte sul nuovo canal salso è stata condotta con l'ausilio di modelli fem con i quali si sono rappresentate le condizioni pre e post-retrofitting.

Il modello fem dell'impalcato è stato realizzato con l'ausilio di 2066 elementi plate a quattro nodi per complessivi 2028 nodi, con la quale si è descritta la geometria lorda delle sezioni di calcestruzzo. In funzione dei risultati ottenuti dalle indagini sono state assunte di base le proprietà caratterizzanti un calcestruzzo di classe C28/35 secondo quanto prescritto dal D.M. 14.01.2008 ovvero $E_c = 32308 \text{ MPa}$.

La modellazione post-retrofitting è stata realizzata mantenendo la geometria del ponte iniziale, che di fatto non è variata, introducendo i carichi permanenti effettivamente presenti dopo il completamento delle opere ed introducendo un modificato valore del modulo elastico tale da tenere in conto della variazione di rigidità introdotta dagli estesi interventi di rinforzo con FRP.

3.7.1 ANALISI DEL MODULO ELASTICO GLOBALE MEDIO

Il metodo approssimato di Rayleigh è basato sull'assunzione a priori di una deformata, che rispetti le condizioni al contorno, sulla base della quale si esprimono energia cinetica e potenziale del sistema oscillatorio. Dalle equazioni del moto, scritte sulla base delle ipotesi di cui sopra, si ricavano frequenze proprie e modi di vibrare del sistema.

Si consideri il moto libero di vibrazione dell'oscillatore non smorzato di figura 3.30. Con appropriata scelta dell'origine, figura 3.30.b, lo spostamento può essere scritto come

$$u(t) = u_0 \sin(\omega t) \quad (3.4)$$

mentre la velocità, figura 3.30.c, è data da

$$v(t) = u_0 \omega \cos(\omega t) \quad (3.5)$$

L'energia potenziale di questo sistema è rappresentata completamente dall'energia di deformazione della molla:

$$V = \frac{1}{2} k u^2 = \frac{1}{2} k u_0^2 \sin^2(\omega t) \quad (3.6)$$

mentre l'energia cinetica della massa vale

$$T = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} m u_0^2 \omega^2 \cos^2(\omega t) \quad (3.7)$$

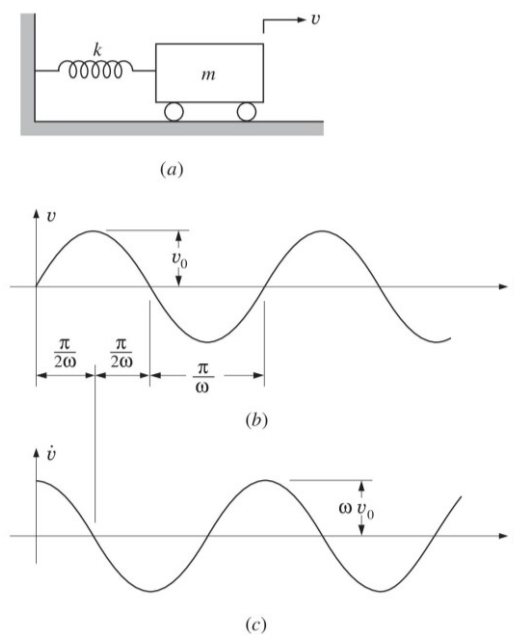


Fig. 3.30. Vibrazioni libere di un struttura ad un grado di libertà senza smorzamento:
a) Struttura ad un grado di libertà; b) spostamenti; c) velocità [22]

Consideriamo l'istante $t = \pi/2\omega$; dalla figura 3.30 e dalle equazioni (3.6) e (3.7) risulta evidente che, in tale istante, l'energia cinetica risulta nulla e l'energia potenziale ha raggiunto il suo massimo:

$$V_{\max} = \frac{1}{2} k u_0^2 \quad (3.8)$$

Analogamente, all'istante $t = \pi/\omega$ l'energia potenziale si annulla mentre l'energia cinetica raggiunge il suo massimo:

$$T_{\max} = \frac{1}{2} m u_0^2 \omega^2 \quad (3.9)$$

Quindi, se l'energia totale del sistema vibrante rimane costante, come essa dev'essere nel caso di oscillazioni libere non smorzate, è evidente che la massima energia potenziale deve essere uguale alla massima energia cinetica $V_{\max} = T_{\max}$, ovvero

$$\frac{1}{2} k u_0^2 = \frac{1}{2} m u_0^2 \omega^2 \quad (3.10)$$

da cui

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad (3.11)$$

Il vantaggio dell'applicazione della formulazione di Rayleigh sopra esposta consiste nel suo utilizzo per approssimare la stima delle frequenze in sistemi a più gradi di libertà. Per applicare il metodo di Rayleigh è necessario introdurre nelle ipotesi la deformata che la struttura assumerà nel suo modo fondamentale di vibrare ovvero, introducendo la variazione armonica delle coordinate generalizzate nelle vibrazioni libere

$$u(x,t) = \psi(x) Z_0 \sin(\omega t) \quad (3.11)$$

dove $\psi(x)$ è la funzione di forma, che rappresenta il rapporto tra lo spostamento in un punto x e lo spostamento di riferimento o coordinata generalizzata $Z(t)$. L'equazione (3.11) esprime l'ipotesi che la forma con cui la struttura vibra non cambia nel tempo, ma solo l'ampiezza del moto cambia e, in un sistema libero, questa varia armonicamente.

L'assunzione a ipotesi della funzione di forma di fatto riduce un sistema a più gradi di libertà ad un sistema con un solo grado di libertà. Quindi la frequenza di

vibrazione può essere determinata uguagliando la massima energia potenziale alla massima energia cinetica sviluppate durante il moto.

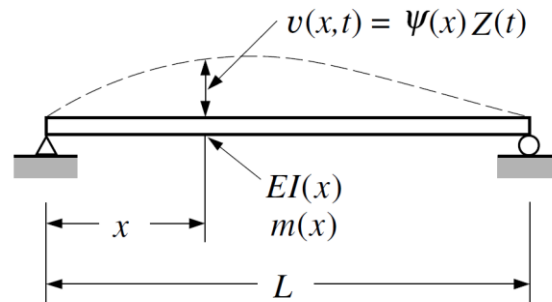


Fig. 3.31. Vibrazione di una trave non uniforme [22]

Nel caso di una trave su due appoggi con rigidezza e massa variabili, figura 3.31, l'energia potenziale vale

$$V = \frac{1}{2} \int_0^L EI(x) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (3.12)$$

quindi, sostituendo la funzione di forma assunta nella (3.11) e posizionandoci in corrispondenza dello spostamento massimo si ottiene

$$V_{\max} = \frac{1}{2} Z_0^2 \int_0^L EI(x) [\psi''(x)]^2 dx \quad (3.13)$$

L'energia cinetica, nel caso di massa non uniformemente distribuita, vale

$$T = \frac{1}{2} Z_0^2 \int_0^L m(x) [\dot{v}(t)]^2 dx \quad (3.14)$$

quindi, quando l'equazione (3.11) è derivata rispetto il tempo per ottenere la velocità e l'ampiezza è massima

$$T = \frac{1}{2} Z_0^2 \omega^2 \int_0^L m(x) [\psi(x)]^2 dx \quad (3.15)$$

Infine, eguagliando la massima energia cinetica e la massima energia potenziale è possibile ricavare

$$\omega^2 = \frac{\int_0^L EI(x) [\psi''(x)]^2 dx}{\int_0^L m(x) [\psi(x)]^2 dx} \quad (3.16)$$

Nel caso di studio, l'oggetto da analizzare è rappresentato dalla campata del ponte sul nuovo canal salso; tale porzione di impalcato si configura come una trave in semplice appoggio, su due selle Gerber, con sezione e massa costanti. Sarà di seguito esposta una breve trattazione per sfruttare la relazione (3.16) al fine di esplicitare il modulo elastico E con l'intento, nota la prima frequenza propria misurata in sito, di ottenere in modo diretto e immediato un valore medio globale del modulo elastico da implementare nelle analisi.

Da quanto sopra risulta immediato $m(x) = \text{cost.}$ e $EI(x) = \text{cost.}$, e rinominando E_{gm} il modulo elastico globale medio si ottiene

$$E_{gm} = \omega^2 \frac{m \int_0^L [\psi(x)]^2 dx}{I \int_0^L [\psi''(x)]^2 dx} \quad (3.17)$$

Se definiamo la prima frequenza fondamentale misurata in sito con prova dinamica $f_{1,\text{exp}}$ (Hz) il "modulo elastico globale medio" si ottiene dalla equazione seguente:

$$E_{gm} = (2\pi f_{1,\text{exp}})^2 \frac{m \int_0^L [\psi(x)]^2 dx}{I \int_0^L [\psi''(x)]^2 dx} \quad (3.18)$$

Nel caso di studio sono state applicate due diverse funzioni di forma, una polinomiale e una sinusoidale e i risultati ottenuti sono stati confrontati.

La funzione di forma polinomiale viene assunta a partire dalla formulazione della linea elastica per una trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito [64]:

$$\begin{cases} -EI \frac{d^4 u(x)}{dx^4} + q = 0 & (3.19) \\ u(0) = u(L) = u''(0) = u''(L) = 0 & (3.20) \end{cases}$$

da cui

$$u(x) = \frac{q}{EI} \frac{x^4}{24} + C_1 x^3 + C_2 x^2 + C_3 x + C_4 \quad (3.21)$$

diventa

$$u(x) = \frac{q}{24EI} x^4 - \frac{qL}{12EI} x^3 + \frac{qL^3}{24EI} x \quad (3.22)$$

Il massimo spostamento verticale si individua in mezzeria della trave:

$$u\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = Z_0 \quad (3.23)$$

da cui

$$\psi(x) = \frac{u(x)}{Z_0} = \frac{16}{5L^4} x^4 - \frac{32}{5L^3} x^3 + \frac{16}{5L} x \quad (3.24)$$

che, con riferimento alla (3.11), porta ad ottenere

$$u_{pol}(x,t) = \psi_{pol}(x) Z_0 \sin(\omega t) = \left(\frac{16x^4}{5L^4} - \frac{32x^3}{5L^3} + \frac{16x}{5L} \right) \frac{5qL^4}{384EI} \sin(\omega t) \quad (3.25)$$

Analogamente per la funzione di forma sinusoidale

$$u_{sin}(x,t) = \psi_{sin}(x) Z_0 \sin(\omega t) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) Z_0 \sin(\omega t) \quad (3.26)$$

Le funzioni di forma assunte sono pertanto riportate in (3.27) e (3.28):

$$\psi_{sin}(x) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (3.27)$$

$$\psi_{pol}(x) = \frac{16}{5L^4} x^4 - \frac{32}{5L^3} x^3 + \frac{16}{5L} x \quad (3.28)$$

La formulazione di Rayleigh rappresenta una stima dall'alto della frequenza propria di vibrazione.

Sviluppando quanto sopra riportato si ottiene:

$$\psi'_{sin}(x) = \frac{\pi}{L} \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (3.29)$$

$$\psi''_{sin}(x) = -\frac{\pi^2}{L^2} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (3.30)$$

$$\int_0^L [\psi_{sin}(x)]^2 dx = \int_0^L \frac{1}{2} dx - \int_0^L \frac{1}{2} \cos\left(\frac{2\pi}{L} x\right) dx = \left[\frac{x}{2} \right]_0^L - \left[\frac{L}{4\pi} \sin(t) \right]_0^{2\pi} = \frac{L}{2} \quad (3.31)$$

$$\int_0^L [\psi''_{sin}(x)]^2 dx = \frac{\pi^4}{L^4} \left\{ \left[\frac{x}{2} \right]_0^L - \left[\frac{L}{4\pi} \sin(t) \right]_0^{2\pi} \right\} = \frac{\pi^4}{2L^3} \quad (3.32)$$

da cui, sostituendo nella (3.18) si ottiene:

$$E_{gm,sin} = (2\pi f_{1,exp})^2 \frac{m \int_0^L [\psi(x)]^2 dx}{I \int_0^L [\psi''(x)]^2 dx} = f_{1,exp}^2 \frac{4mL^4}{I\pi^2} \quad (3.33)$$

Analogamente

$$\psi'_{pol}(x) = \frac{64}{5L^4}x^3 - \frac{96}{5L^3}x^2 + \frac{16}{5L} \quad (3.34)$$

$$\psi''_{sin}(x) = \frac{192}{5L^4}x^2 - \frac{192}{5L^3}x \quad (3.35)$$

$$\int_0^L [\psi_{pol}(x)]^2 dx = \frac{1}{25} \left[\frac{256x^9}{9L^8} + \frac{1024x^7}{7L^6} + \frac{256x^3}{3L^2} - \frac{1024x^8}{8L^7} + \frac{512x^6}{6L^5} - \frac{1024x^5}{5L^4} \right]_0^L = \frac{3968}{7875}L \quad (3.36)$$

$$\int_0^L [\psi''_{pol}(x)]^2 dx = \left(\frac{192}{5L^4} \right)^2 \left[\frac{x^5}{5} - \frac{2Lx^4}{4} + \frac{L^2x^3}{3} \right]_0^L = \frac{6144}{125L^3} \quad (3.37)$$

$$E_{gm,pol} = \left(2\pi f_{1,exp} \right)^2 \frac{m \int_0^L [\psi(x)]^2 dx}{I \int_0^L [\psi''(x)]^2 dx} = f_{1,exp}^2 \frac{31\pi^2 mL^4}{756I} \quad (3.38)$$

Le caratteristiche pre-retrofitting di geometria e massa del ponte sul nuovo canal salso (figura 3.32), ottenute con opportuni rilievi geometrici e analisi dei carichi [64], sono le seguenti:

$$L = 22,99 \text{ m}$$

$$I = 1,267 \text{ m}^4$$

$$m = 14162 \text{ kg/m}$$

dove L è la luce libera d'inflessione del ponte, I è il momento d'inerzia della sezione trasversale dell'impalcato rispetto all'asse principale orizzontale e m è la massa media per unità di lunghezza.

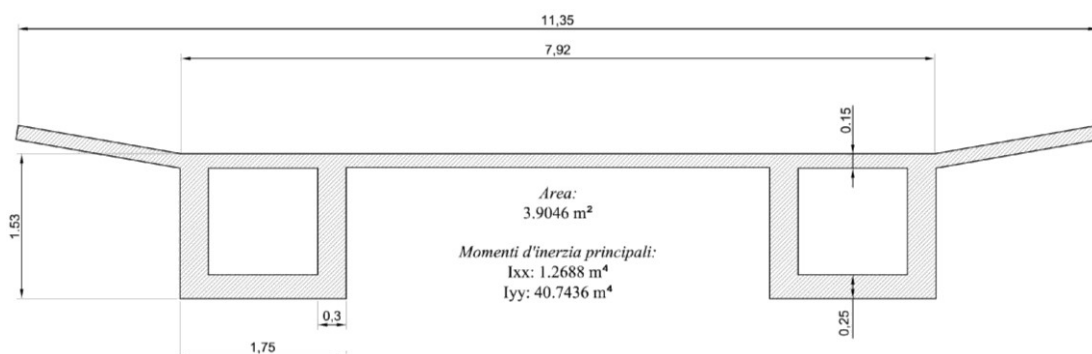


Fig. 3.32. Sezione trasversale ponte sul nuovo canal salso pre-retrofitting [64]

Analogamente le caratteristiche post-retrofitting (figura 3.33):

$$L = 22,99 \text{ m}$$

$$I = 1,552 \text{ m}^4$$

$$m = 16081 \text{ kg/m}$$

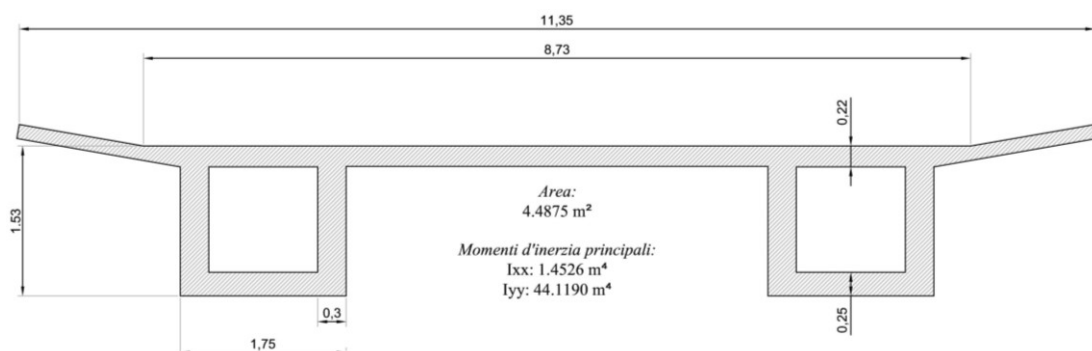


Fig. 3.33. Sezione trasversale ponte sul nuovo canal salso post-retrofitting

Nel calcolo del momento d'inerzia principale rispetto all'asse orizzontale post-retrofitting, il contributo delle lamine e dei tessuti in FRP è stato trascurato data l'esiguità delle aree di tali materiali che, anche tenuto conto del maggiore modulo elastico e della loro posizione geometrica, non influiscono sensibilmente sulla rigidità complessiva della sezione lorda di calcestruzzo.

Dalle relazioni (3.33) e (3.38), con riferimento alle frequenze proprie fondamentali registrate in sito pre e post-retrofitting, riportate al §3.5.6 e ai dati di geometria e massa sopra riportati, si ottiene rispettivamente:

$$E_{gm,\sin}^{pre} = f_{1,\exp}^2 \frac{4mL^4}{I\pi^2} = 3,90^2 \frac{4 \cdot 14162 \cdot 22,99^4}{1,267 \cdot \pi^2} \cdot 10^{-6} = 19248 MPa$$

$$E_{gm,pol}^{pre} = f_{1,\exp}^2 \frac{31\pi^2 mL^4}{756 I} = 3,90^2 \frac{31 \cdot \pi^2 \cdot 14162 \cdot 22,99^4}{756 \cdot 1,267} \cdot 10^{-6} = 19221 MPa$$

Come si vede le due funzioni di forma scelte approssimano in modo quasi uguale la risposta del ponte, dato che forniscono valori quasi sovrapponibili.

Analogamente, per il ponte post-retrofitting, definita la massa [64], si ottiene:

$$E_{gm,\sin}^{post} = f_{1,\exp}^2 \frac{4mL^4}{I\pi^2} = 3,90^2 \frac{4 \cdot 16255 \cdot 22,99^4}{1,4526 \cdot \pi^2} \cdot 10^{-6} = 19270 MPa$$

$$E_{gm,pol}^{post} = f_{1,\exp}^2 \frac{31\pi^2 mL^4}{756 I} = 3,90^2 \frac{31 \cdot \pi^2 \cdot 16255 \cdot 22,99^4}{756 \cdot 1,4526} \cdot 10^{-6} = 19243 MPa$$

Come si osserva sopra, il rapporto tra incremento della massa e della rigidezza a seguito dei lavori di retrofitting è tale da comportare risultati analoghi, in termini di modulo elastico medio, a quelli ottenuti nel caso pre-retrofitting.

Tale risultato conferma che le lavorazioni eseguite non hanno influenzato sensibilmente il modulo elastico medio dell'impalcato, risultato in effetti atteso. L'uguaglianza tra le frequenze ottenute dalle misure in sito prima e dopo gli interventi è dovuta esclusivamente al rapporto tra massa e rigidezza dei lavori eseguiti che determina la coincidenza delle stesse.

I valori del modulo elastico ottenuti sono sensibilmente inferiori a quelli previsti dalla normativa per il calcestruzzo rilevato dalle indagini, e questo è dovuto alla riduzione della rigidezza flessionale a seguito della fessurazione intervenuta durante la vita di esercizio (avendo mantenuto il momento d'inerzia riferito alla sezione lorda del calcestruzzo l'effetto della fessurazione si scarica sul modulo elastico del calcestruzzo). Tale argomento verrà approfondito nei prossimi paragrafi.

3.7.2 ANALISI FEM PRE-RETROFITTING

La valutazione delle condizioni di sicurezza del ponte sul nuovo canal salso allo stato pre-retrofitting è stata condotta con l'ausilio di alcuni modelli ad elementi finiti in cui è stata riprodotta fedelmente la geometria dell'impalcato mediante l'ausilio di 8064 elementi plate 8 nodi e 24051 nodi (figura 3.34) e in cui sono state inserite le masse relative ai pesi strutturali e ai carichi permanenti portati presenti all'atto delle prove in sito. I vincoli, in corrispondenza delle selle Gerber, sono stati schematizzati come: vincoli alla traslazione nelle tre direzioni nella riga inferiore di nodi componenti il traverso di sella iniziale; vincoli alla traslazione verticale e trasversale all'asse del ponte nella riga inferiore di nodi componenti il traverso di sella finale.

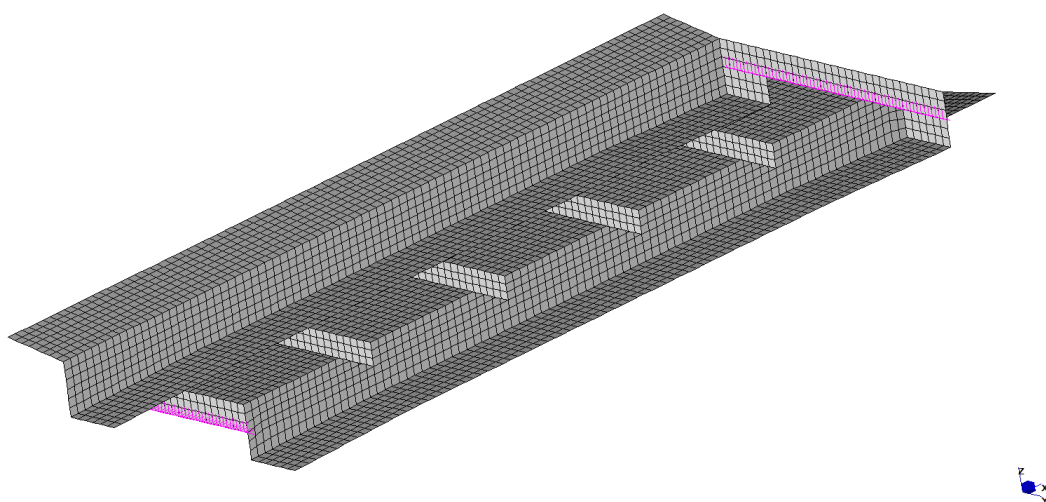


Fig. 3.34. Vista generale modello fem impalcato sul nuovo canal salso

In primo approccio il modulo elastico è stato calcolato con riferimento a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 ovvero

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.39)$$

con valori espressi in MPa.

Considerando un calcestruzzo C28/35 si ottiene un valore $E_{cm} = 32300MPa$.

L'analisi delle frequenze proprie, con riferimento ai dati riportati sopra, ha mostrato un primo modo proprio di vibrare di tipo flessionale verticale (figura 3.35) con una frequenza di 5,02 Hz e una massa partecipante del 77%; risulta evidente che quello rappresentato è il modo di vibrare predominante dell'impalcato.

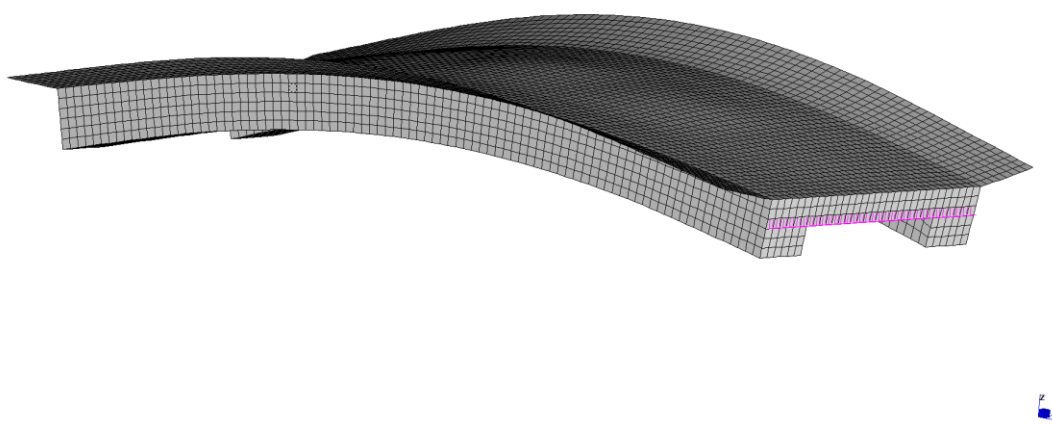


Fig. 3.35. Primo modo di vibrare impalcato sul nuovo canal salso

Rispetto a quanto ottenuto con le prove in sito riportate al §3.5.6 la frequenza calcolata con il modello fem risulta sensibilmente maggiore. Tale condizione è generata dalla fessurazione incorsa durante la vita di servizio del ponte che riduce la rigidezza flessionale dello stesso. Pertanto, si ricorre ad una calibrazione del modello fem secondo il metodo del modulo elastico globale medio presentato al paragrafo precedente.

3.7.3 VALUTAZIONE RIGIDEZZA FLESSIONALE E TARATURA MODELLO FEM

Il modulo elastico medio calcolato secondo quanto riportato al §3.7.1 è stato utilizzato nel modello fem cambiando le proprietà del materiale calcestruzzo congruentemente [2;8;69] ovvero ponendo $E_{gm}^{pre} = 19235MPa$.

Il modello fem, così modificato, ha mostrato risultati in buona corrispondenza con quanto ottenuto in sito rispetto al primo modo fondamentale; rispetto ai principali modi successivi c'è una corrispondenza ma con minore precisione sulle frequenze (tabella 3.19) (figure 3.36, 3.37 e 3.38).

Tab. 3.19. Frequenze di vibrazione e masse partecipanti modello fem pre-retrofitting

Modo	Frequenza	Massa X	Massa Y	Massa Z
n.	Hz	%	%	%
1	3,87	0,2	0,0	77,3
2	5,79	0,0	1,5	1,0
3	10,85	0,1	0,0	0,0
4	10,86	0,0	0,2	0,0
5	11,32	0,0	0,0	0,0
6	12,18	0,1	4,5	0,2
7	12,45	0,0	2,1	2,4
8	12,92	0,0	13,6	0,2
9	13,27	0,0	0,0	0,0
10	13,66	0,0	0,0	0,0
11	15,08	0,0	3,1	0,0
12	15,25	0,8	1,3	0,0
13	15,34	0,0	25,1	0,0
14	15,52	0,0	26,2	0,0
15	17,08	0,0	0,0	0,0
16	17,41	0,0	0,0	0,0
17	19,20	63,1	0,0	0,1
18	19,39	9,0	0,0	0,0
19	19,49	4,8	0,0	0,5
20	19,81	1,1	0,0	0,0
21	19,99	0,6	0,0	0,0
22	20,23	9,3	0,0	0,4
23	20,72	0,9	0,0	0,7
24	21,41	2,7	0,0	1,7
25	22,10	0,0	0,0	0,0

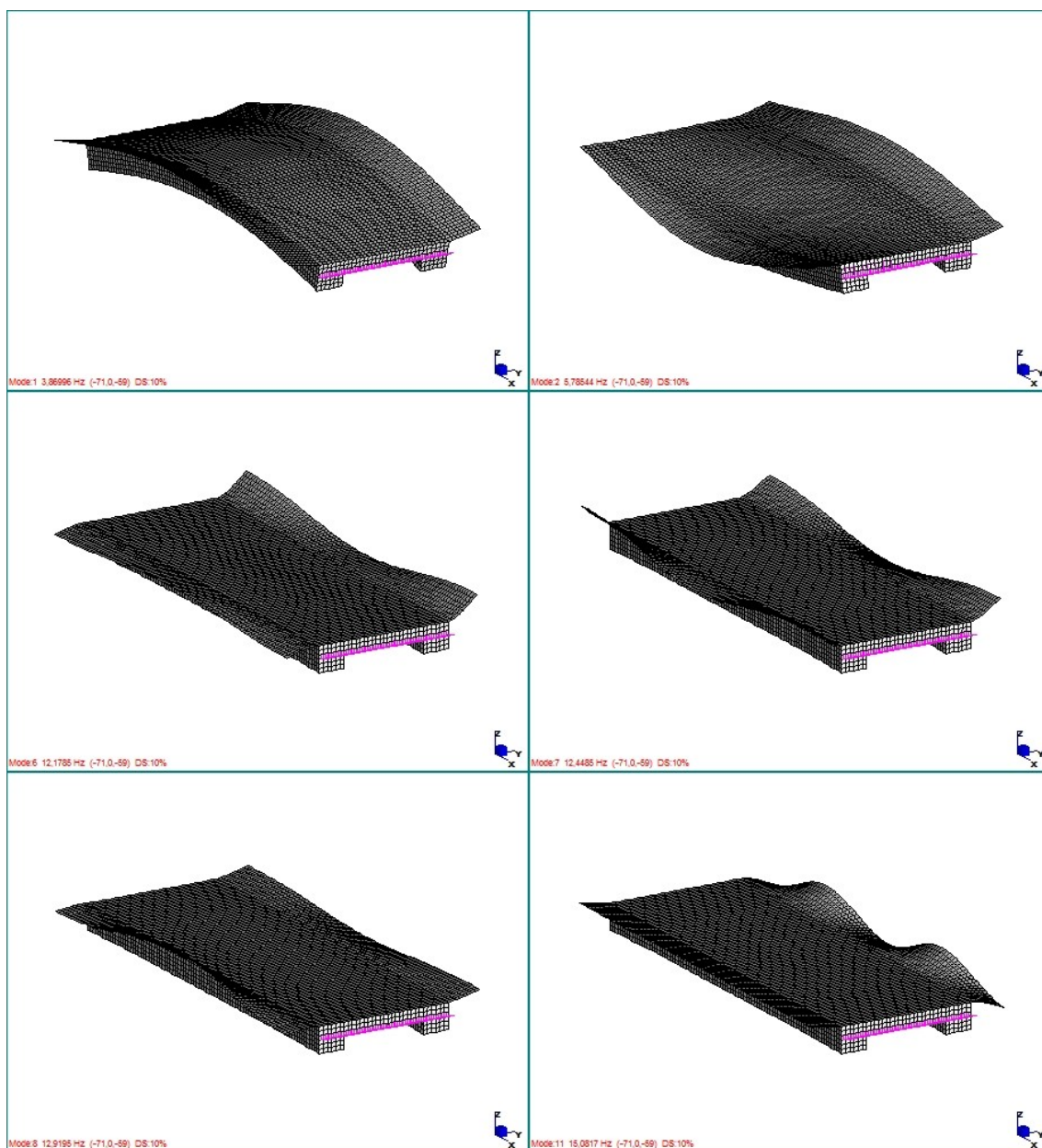


Fig. 3.36. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso pre-retrofit – parte 1

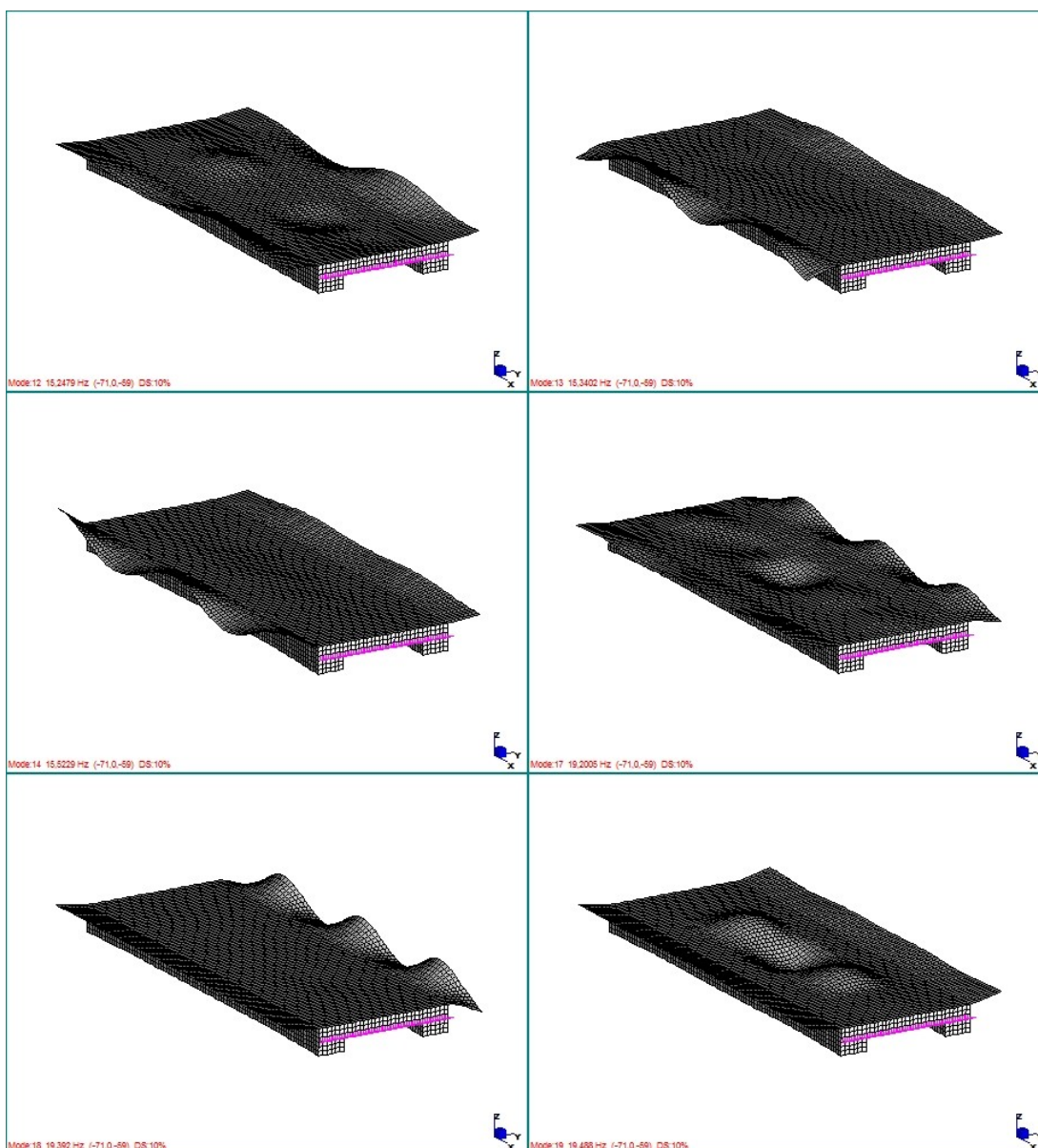


Fig. 3.37. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso pre-retrofit– parte 2

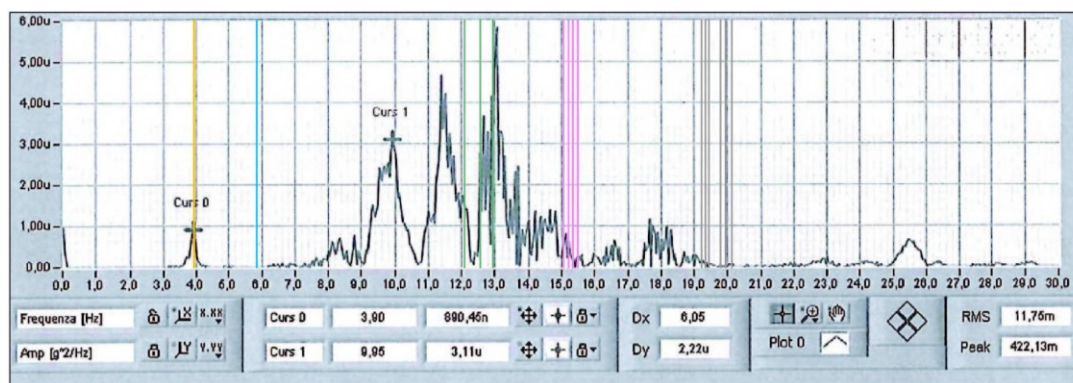


Fig. 3.38. Sovrapposizione frequenze proprie sperimentali e fem pre-retrofit

La valutazione della rigidità flessionale, nell'applicazione di analisi lineari, secondo letteratura e normative internazionali deve tenere in conto di una opportuna riduzione a causa dei fenomeni fessurativi che avvengono nel calcestruzzo durante la vita di esercizio ed in particolare durante l'azione sismica. L'utilizzo di fattori di riduzione, come nel D.M. 14.01.2008, è un approccio comune alla maggior parte degli strumenti internazionali.

La normativa italiana, al §7.2.6 riguardante l'analisi sismica, sancisce che: "Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente."

La stessa prescrizione si trova nell'Eurocodice 8, parte 1, §9.4 [32]; un approccio simile è prescritto nelle FEMA 356 §6.4.1.2 [6] e nelle ACI-318 [5]. Paulay and Priestley [65] suggeriscono, per elementi inflessi, una riduzione del 60%.

Un confronto tra le diverse prescrizioni è riportato in tabella 3.20.

Tab. 3.20. Confronto sulla riduzione della rigidità flessionale

		D.M. 14.01.2008 Eurocodice 8 FEMA 356 ACI 318	T. Paulay M.J.N. Priestley
		$(E_c I_g)_{crack} = 0,5 E_c I_g$	$(E_c I_g)_{crack} = 0,4 E_c I_g$
E_c	[MPa]	32300	32300
I_g	[m ⁴]	1.2671	1.2671
$E_c I_g$	[Nm ²]	$4.0927 \cdot 10^{10}$	$4.0927 \cdot 10^{10}$
$(E_c I_g)_{crack}$	[Nm ²]	$2.0463 \cdot 10^{10}$	$1.6371 \cdot 10^{10}$

3.7.4 ANALISI FEM POST-RETROFITTING

I lavori di retrofitting non hanno sensibilmente modificato le proprietà del calcestruzzo esistente bensì hanno interessato il ripristino delle parti ammalorate e il rinforzo mediante FRP degli elementi in cui era presente carenza di resistenza a taglio o flessione oltre alla realizzazione di una soletta all'estradosso dell'impalcato di 70 mm.

La situazione post-retrofitting è stata studiata con un nuovo modello fem costruito a partire dal precedente e modificando le proprietà della soletta dell'impalcato per adattare al nuovo spessore. Inoltre sono state sostituite le masse presenti nelle condizioni della prima prova con quelle effettivamente insistenti sul ponte all'atto della seconda prova. Alla luce di quanto esposto in precedenza il modulo elastico non è stato variato.

I principali modi di vibrare, con le relative frequenze e masse partecipanti, sono riportati in tabella 3.21 e figure 3.39, 3.40 e 3.41.

Tab. 3.21. Frequenze di vibrazione e masse partecipanti modello fem post-retrofitting

Modo	Frequenza	Massa X	Massa Y	Massa Z
n.	Hz	%	%	%
1	3,95	0,4	0,0	78,5
2	6,07	0,0	1,4	0,0
3	13,45	2,0	0,0	0,0
4	13,70	0,0	0,0	0,0
5	14,99	0,0	3,8	0,0
6	15,62	0,0	67,2	0,0
7	18,58	0,0	5,3	0,0
8	18,99	59,2	0,0	0,1
9	19,38	17,7	0,0	0,4
10	19,80	13,9	0,0	3,9
11	19,98	0,0	0,6	0,0
12	21,35	0,0	0,0	0,0
13	22,39	0,1	0,0	0,0
14	24,11	0,0	0,0	0,0
15	24,15	0,5	0,0	1,0
16	24,96	0,0	0,0	0,0
17	25,60	0,1	0,0	1,7
18	27,84	0,1	0,0	0,3

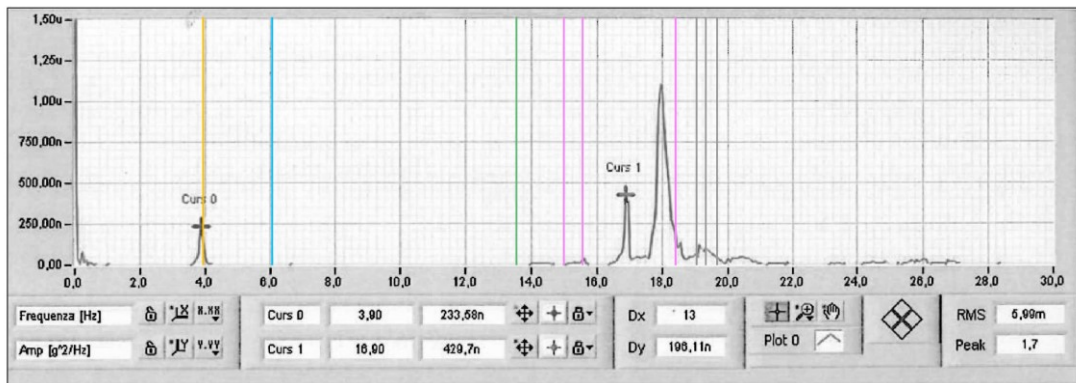


Fig. 3.39. Sovrapposizione frequenze proprie sperimentali e fem post-retrofit

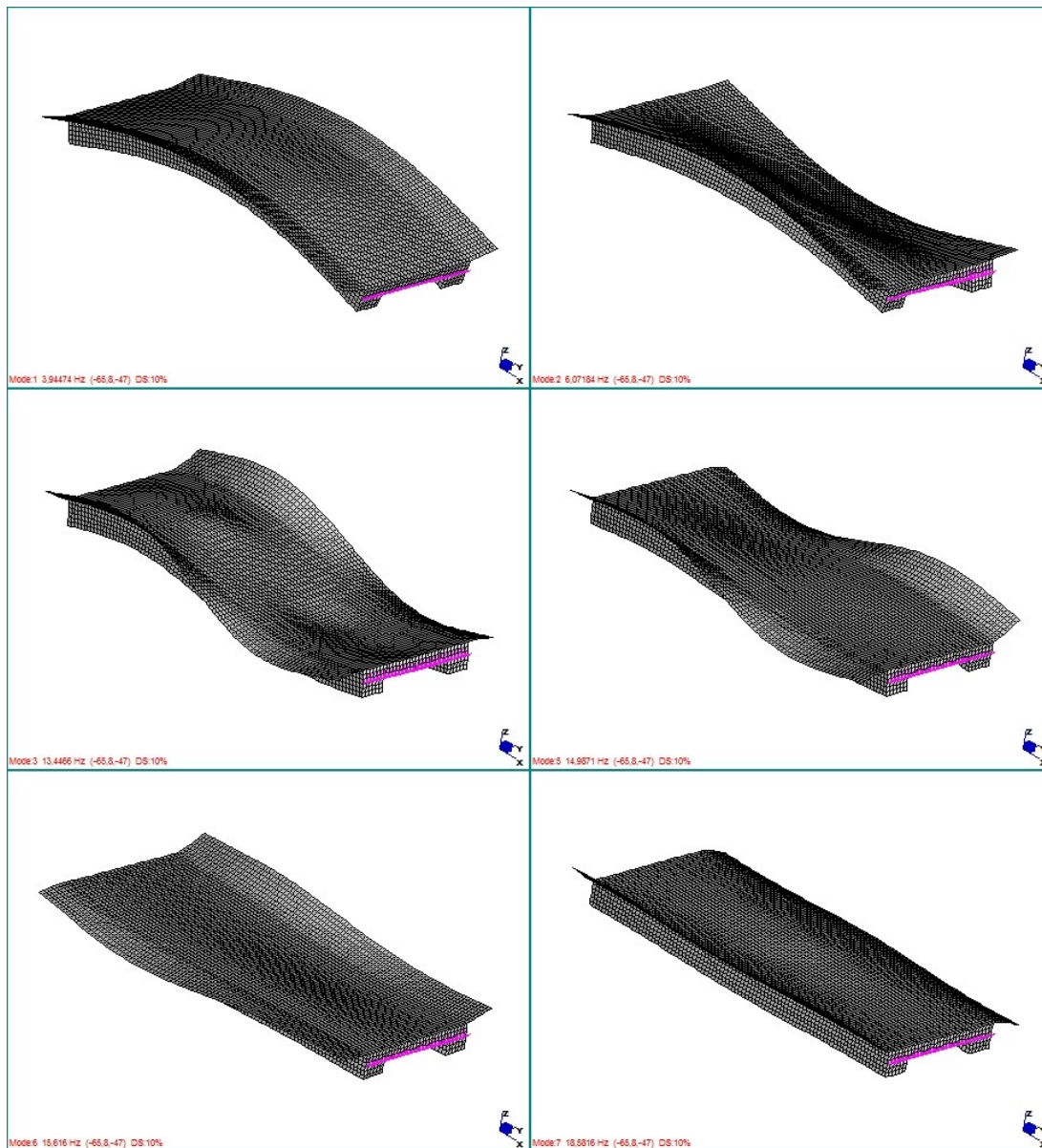


Fig. 3.40. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso post-retrofit – parte 1

Una buona corrispondenza è stata ottenuta, in termini di frequenze proprie, con riferimento al primo modo; rispetto ai principali modi successivi c'è una corrispondenza ma con minore precisione sulle frequenze.

Come si evince dalle deformate, l'introduzione della soletta all'estradosso dell'impalcato ha reso le deformate più regolari in quanto si evitano delle vibrazioni locali che si riscontravano maggiormente nella situazione pre-retrofitting.

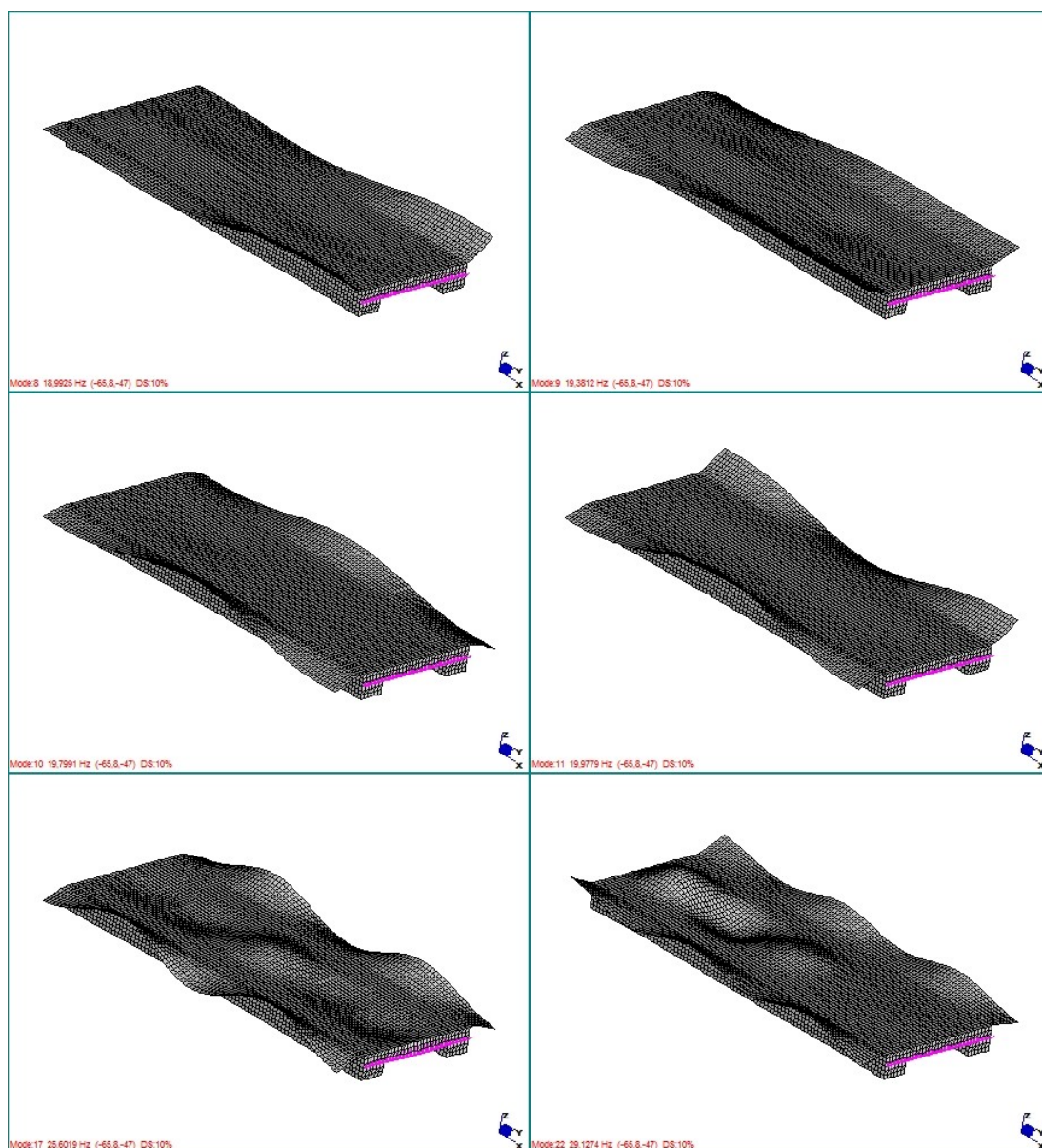


Fig. 3.41. Modi di vibrare ponte sul nuovo canal salso post-retrofit – parte 2

3.8 CONCLUSIONI

I modelli fem, dopo un'opportuna valutazione della riduzione della rigidità flessionale dell'impalcato, hanno evidenziato una buona corrispondenza con le prove in sito. Si può osservare che il tema della riduzione della rigidità flessionale degli elementi strutturali in calcestruzzo è trattata analogamente in letteratura e nelle normative internazionali.

I rinforzi in FRP presentano massa trascurabile rispetto alla massa dell'impalcato mentre questo non è vero per la soletta di rinforzo. Gli interventi di ripristino delle zone ammalorate, i rinforzi con FRP e la soletta integrativa in c.a. hanno incrementato sensibilmente la rigidità flessionale dell'impalcato, in particolare per la presenza della soletta; tuttavia, l'incremento delle masse agenti sul ponte ha determinato l'uguaglianza della frequenza fondamentale, riferita ad una deformata flessionale dell'impalcato, pre e post-retrofitting.

Il primo modo di vibrare mostra una prevalente deformata flessionale che coinvolge la soletta e le travi principali. Si può osservare che i lavori di riabilitazione non hanno modificato significativamente il rapporto massa/rigidità dell'impalcato; comunque le deformate modali dei modi superiori evidenziano che è coinvolta principalmente la soletta. Le deformate riferite al ponte riabilitato mostrano che l'influenza della soletta integrativa è evidente.

In generale, il progetto di recupero di un ponte richiede un elevato numero di informazioni riguardanti le condizioni strutturali come la caratterizzazione dei materiali, la consistenza, la presenza di danneggiamenti locali e/o globali, proprietà dei terreni e assenza o presenza di cedimenti fondazionali.

In questo capitolo è stato utilizzato il metodo del modulo elastico globale medio, basato sul metodo di Rayleigh, quale semplice tecnica di analisi dell'influenza dello stato fessurativo del calcestruzzo nella definizione della rigidità flessionale dell'impalcato. Un caso di studio è stato analizzato.

L'oggetto del capitolo è un impalcato di ponte a travata in calcestruzzo semplicemente appoggiato su due travi Gerber. Due campagne d'indagini in sito sono state condotte per definire le proprietà dei materiali e stabilire lo stato di consistenza e di danneggiamento. Infine, dai risultati ottenuti con le prove di

caratterizzazione dinamica il modulo elastico globale medio è stato calcolato partendo dalle caratteristiche geometriche e di massa dell'impalcato.

Le normative internazionali e la letteratura fissano la percentuale di riduzione della rigidità flessionale di elementi inflessi ad un massimo del 60% ma non ne definiscono un valore preciso. La stima del modulo elastico del calcestruzzo che compone una struttura è un'operazione molto complessa in quanto ci sono un elevato numero di parametri che possono influenzare tale valore, come peraltro, più in generale, si può affermare per la stima della rigidità.

La definizione di un modulo elastico globale medio, su cui scaricare l'influenza di tutti i parametri in gioco mantenendo l'inerzia di calcolo riferita alla sezione lorda di calcestruzzo, rappresenta un metodo efficace per lo studio di impalcati da ponte esistenti in c.a. in semplice appoggio. La definizione delle frequenze proprie mediante prove dinamiche e l'applicazione del metodo di Rayleigh permettono di ottenere un valore realistico e affidabile di tale parametro. Questo metodo può essere efficacemente utilizzato anche per validare l'affidabilità dei lavori di retrofitting a conclusione degli stessi.

**4. IL PONTE AD ARCO IN MURATURA “PALEOCAPA”
UNA PROCEDURA DI INDAGINI NON DISTRUTTIVE IN SITO COME
PARTE INTEGRANTE DEL PROGETTO DI RETROFITTING**

L’opera d’arte oggetto del presente capitolo è un ponte del diciannovesimo secolo con struttura ad arco in muratura.

Il presente caso di studio verrà preso ad esempio per illustrare il ruolo e l’importanza delle indagini non distruttive in sito nell’analisi del ponte e nell’impostazione del progetto di retrofitting.

Le tecniche presentate verranno discusse e argomentate al fine di evidenziare vantaggi e svantaggi di ciascuna con lo scopo di identificare una procedura ottimizzata per lo studio dei ponti ad arco in muratura.

Nella presente trattazione sono state condotte prove penetrometriche standard, prova con martinetto piatto singolo e doppio, indagine termografica e indagine georadar. Inoltre per analizzare gli effetti dovuti al traffico veicolare sono state svolte anche delle prove vibrometriche.

Le indagini sperimentali condotte hanno evidenziato il grado di affidabilità di ciascuna di esse nella valutazione delle singole caratteristiche ma anche nella riproduzione del comportamento globale della struttura.

4.1 INTRODUZIONE ALLO STUDIO

Un elevato numero di strade italiane ed europee sono dotate di ponti ad arco in muratura. Nel corso dei secoli i carichi da traffico sono incrementati esponenzialmente erodendo drasticamente i margini di sicurezza di tali strutture. La valutazione della sicurezza strutturale dei ponti storici rappresenta un punto cruciale per la manutenzione e la funzionalità del patrimonio infrastrutturale nazionale ed internazionale.

In Italia ed in Europa, numerosi ponti del XIX secolo sono ancora parte integrante del sistema viario e, quindi, in uso, come ad esempio il ponte "della Castagnara" in Padova costruito nel 1848 [14], il ponte "di pietra" in Verona, il ponte "de Cernadela" in Mondariz nel nord-ovest della Spagna, etc.. La sola provincia di Venezia, ad esempio, conta circa 480 ponti ad arco in muratura attualmente in funzione, ma dai registri storici si evince che il numero di tali strutture nel passato era più del doppio.

L'ambiente della laguna veneziana e le caratteristiche dei terreni di tale area non sono adatti alla conservazione del patrimonio costruito storico. Infatti, il terreno dell'area veneziana è in gran parte terreno di bonifica idraulica e composto principalmente da spessi strati argillosi con bassa capacità portante distribuiti a varie profondità. Solo in alcune aree della zona lagunare è presente una particolare argilla sovraconsolidata, denominata "caranto", che si è formata durante una regressione del mare avvenuta circa tra i seimila e i diecimila anni fa; in queste aree la Repubblica Serenissima ha edificato le sue costruzioni.

L'esperienza fondata sull'analisi degli eventi storici ha dimostrato che i ponti e gli edifici in muratura, al contrario di quelli in calcestruzzo armato, in acciaio o isolati sismicamente [71;74;86], sono stati spesso costruiti senza tenere in conto dei possibili effetti dell'azione sismica e pertanto, come recenti avvenimenti hanno dimostrato, sono destinati al crollo parziale o totale. Oltre alle azioni esterne, le costruzioni in muratura sono soggette all'invecchiamento del materiale che continuamente erode i coefficienti di sicurezza sia nei confronti dello stato limite di esercizio che di quello ultimo, rispetto allo stato iniziale. In ogni caso, le principali cause del danneggiamento dei ponti ad arco in muratura sono legate a problemi idraulici o geotecnici [70]. Gli elevati stati di tensione trasmessi dalle fondazioni al terreno possono essere causa di elevati cedimenti globali e/o differenziali delle spalle del ponte stesso. Questi fenomeni sono particolarmente pericolosi per le strutture ad arco perché determinano una riduzione dei vincoli alla traslazione e alla rotazione alla base dell'arco che possono portare alla formazione di cerniere lungo l'arco e, in condizioni ultime, al collasso. Ciò dimostra che la comprensione delle reali cause generatrici del danneggiamento, e quindi lo svolgimento di una adeguata campagna

di indagini in sito, è un passo fondamentale e basilare per lo sviluppo del progetto di retrofitting dell’opera d’arte [51].

Il recente collasso del ponte ad arco in muratura del 1870 “Ponte Verdura” a Sciacca, in Sicilia, avvenuto il 4 febbraio 2013, dovuto ad una rotazione rigida della pila, è legato principalmente a problemi idraulici di scalzamento della pila (figura 4.1).



Fig. 4.1. Il collasso del “Ponte Verdura” a Sciacca (AG)

L’oggetto dello studio condotto è il “Ponte Paleocapa”, dal nome del famoso ingegnere che lo aveva progettato e costruito, un ponte ad arco in muratura lungo 43 metri. Un’immagine è riportata in (figura 4.2).



Fig. 4.2. Il ponte di Paleocapa in Baruchella (RO)

La ridotta capacità portante del terreno e l’elevata compressibilità degli strati di fondazione unitamente all’incremento dei carichi del traffico e al peso del pacchetto stradale sembrano aver generato uno stato fessurativo importante nel ponte.

La valutazione strutturale dei ponti ad arco in muratura è usualmente condotta con l’ausilio di indagini visive e un ridotto numero di prove in sito, di tipo distruttivo e non distruttivo; dall’altro lato le indagini su strutture in calcestruzzo armato e in acciaio sono generalmente molto più estese con l’impiego di svariate prove non distruttive. In questo studio sono stati condotti svariati tipi di prove non distruttive come indagini georadar, analisi termografiche e prove vibrometriche.

Lo scopo di questo capitolo è quello di indagare vantaggi e svantaggi di ciascuna metodologia d’indagine e di provare a definire una campagna d’indagine ottimizzata da considerare parte integrante del progetto di recupero e riabilitazione dei ponti ad arco in muratura [4].

4.2 IL CASO DI STUDIO: IL PONTE “PALEOCAPA”

Il ponte in questione rappresenta una delle strutture che l’ingegnere Pietro Paleocapa concepì nell’area veneziana attorno al 1840 con lo scopo di riorganizzare il sistema fluviale dell’Adige. In figura 4.3 è riportato un estratto dell’area in questione.





Fig. 4.3. Vista dell'area e del ponte

L'importanza storica del ponte è sottolineata da un'iscrizione sul parapetto sul fronte sud, riportata in figura 4.4, dove si legge:

*ARTE
CONCORDE VOLERE
POTENZA DEL CREDITO
VASTE PALUDI
IN UBERTOSE CAMPAGNE
MUTARONO
1865*



Fig. 4.4. Specchiatura in pietra sul parapetto sud del ponte

Il ponte è stato costruito in diversi stadi ed è stato completato verso la fine del XIX secolo. In una specchiatura presente nel parapetto opposto, sul fronte nord, si legge che il ponte è stato terminato nel 1874.

La vista in pianta del ponte è rappresentata in figura 4.5.

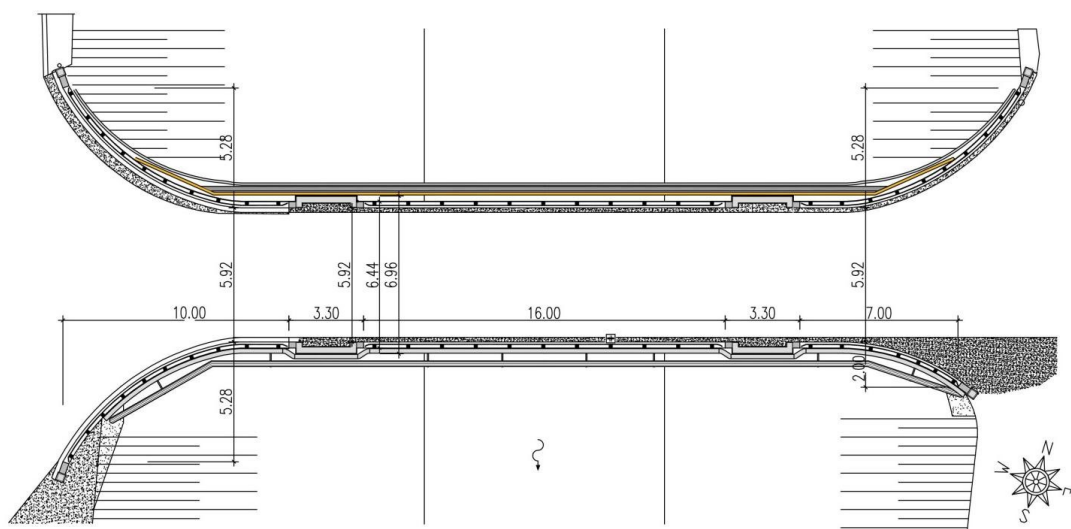


Fig. 4.5. Pianta del ponte

Le principali caratteristiche geometriche del ponte sono le seguenti (figura 4.6 e 4.7):

- luce netta dell'arco: 15,00 m
- spessore dell'arco in chiave: 0,80 m
- freccia: 2,15 m
- angolo al centro: 64°
- larghezza fuori tutto: 6,96 m
- larghezza della carreggiata: 5,50 m
- lunghezza del manufatto: 43,00 m

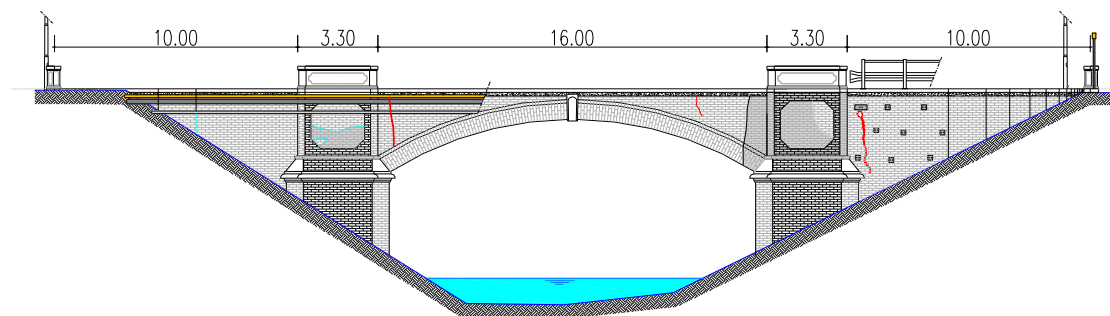


Fig. 4.6. Prospetto nord del ponte

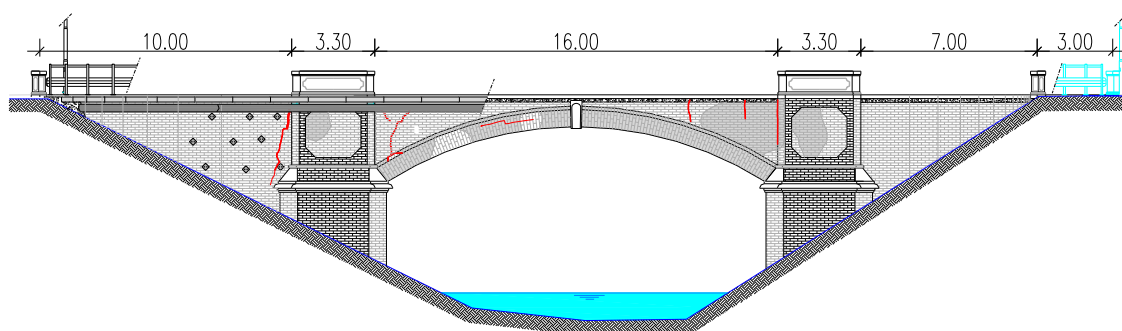


Fig. 4.7. Prospetto sud del ponte

Tutti gli elementi del ponte sono costruiti in muratura di malta e mattoni e il peso complessivo è significativo. L’impalcato è composto da un riempimento inerte al di sotto del pacchetto stradale. Come riportato in figura 4.8 ci sono anche alcuni complementi in pietra naturale.



Fig. 4.8. Elementi in pietra naturale del ponte

4.3 INDAGINE STORICA

Una preliminare indagine storica è stata condotta per conoscere le radici dell’opera d’arte. Come anticipato al paragrafo precedente il ponte è stato concepito nell’ambito di una pianificazione idraulica del corso dell’Adige nell’area veneziana da parte

dell'ingegnere Pietro Paleocapa all'incirca nel 1840. Il ponte è stato inaugurato nel 1874 ed è di costruzione austroungarica.

La prima informazione, quindi, riguarda l'area su cui sorge il manufatto ovvero un'area di bonifica in cui i terreni sono composti principalmente da banchi argillosi e quindi con elevata compressibilità, responsabili di cedimenti sensibili delle opere di fondazione.

Attualmente il ponte è parte integrante della S.R. 482 e i carichi da traffico sono notevolmente maggiori, assolutamente non equiparabili e imprevedibili, con quelli previsti in fase di progettazione. Questa rappresenta una seconda importante informazione ottenibile dalla semplice analisi della vita di servizio del ponte.

4.4 INDAGINI IN SITO E ANALISI SPERIMENTALI

Allo scopo di valutare la consistenza strutturale del ponte sono state condotte una serie di indagini non distruttive (georadar, termografia, prove vibrometriche) e parzialmente distruttive (martinetti piatti singoli e doppi) [70;82]. Sono state implementate inoltre la costante sorveglianza della larghezza delle fessure e dell'angolo del ponte.

4.4.1 ANALISI VISIVA, FOGRAMMETRICA E MAPPATURA DEL DEGRADO

Il rilievo geometrico del ponte è stato realizzato mediante l'utilizzo di strumentazione ad alta precisione, una stazione totale Trimble S6 GR 300. Il rilievo è stato integrato con un esteso rilievo visivo per ricercare e catalogare tutti i danneggiamenti e gli ammaloramenti rilevabili.

Il rilievo fotogrammetrico monoscopico è stato condotto con il software PhOX il quale calcola automaticamente le coordinate dei punti di osservazione, distribuiti

uniformemente su tutto il campo inquadrato, e la distorsione dell'obiettivo della fotocamera. Ai prospetti così ottenuti è stata sovrapposta la mappatura del degrado. Il ponte presenta numerosi danneggiamenti tra cui due profonde fessure nei muri d'ala della spalla ovest e sui muri di contenimento sopra l'arco in prossimità della stessa. I muri della spalla in questione presentano inoltre dei marcati fuori piombo con la sommità che tende ad allontanarsi dall'asse del ponte (figure 4.9 e 4.10).



Fig. 4.9. Fessura nel muro di contenimento nord verso la spalla ovest



Fig. 4.10. Fessura nel muro nord della spalla ovest

Nel corso degli anni sono stati eseguiti vari interventi di riparazione quali ricucitura delle lesioni, esecuzione di tiranti metallici per legare i muri che si fronteggiano e getto di cordoli in c.a. sommitali per tutta la lunghezza del ponte. Questi interventi non si sono rivelati efficaci in quanto è stato riscontrato un allargamento delle fessure

esistenti e la rottura dei cordoli in calcestruzzo. I danni sono imputabili a un cedimento della spalla in oggetto che, con il tempo, ha ridotto notevolmente le prestazioni strutturali e la resistenza complessiva del manufatto.

Il collasso del ponte potrebbe accadere a seguito di un evento sismico o altri carichi eccezionali, ma anche sotto il peso proprio e dei carichi permanenti. Le fessure sono state infatti rilevate in varie aree del ponte come riportato in figura 4.11 [52;90].



Fig. 4.11. Principali punti di danneggiamento

I principali danneggiamenti riscontrati sono di seguito elencati e riportati nelle figure 4.12, 4.13 e 4.14.

- Prospetto nord della spalla ovest: marcate fessurazioni; presenza di alghe verdi, muschi e licheni (patina biologica) specialmente vicino all'acqua; degrado della malta; distacchi della muratura; fuori piombo dei muri;
- Prospetto nord della spalla est: presenza di vegetazione arbustiva con apparato radicale; degrado della malta; distacchi della muratura; degrado degli elementi in pietra naturale;
- Prospetto sud della spalla ovest: marcate fessurazioni; degrado della malta; distacchi della muratura; presenza di vegetazione arbustiva con apparato radicale in alcune zone; degrado degli elementi in pietra naturale;
- Prospetto sud della spalla est: degrado della malta; distacchi della muratura; zone di muratura ricucita; degrado degli elementi in pietra naturale;
- Prospetto nord dell'arco: marcate fessure verticali nella parte ovest dell'arco; al lato est degrado della malta e distacco della muratura con presenza di vegetazione arbustiva con apparato radicale;
- Prospetto sud dell'arco: marcate fessure verticali e zone con degrado della malta e distacco della muratura; aree con presenza di vegetazione arbustiva con apparato radicale;
- Intradosso dell'arco: degrado della malta e distacco della muratura. Presenza di zone ad elevata umidità.



Fig. 4.12. Mappatura del degrado. Prospetto nord del ponte

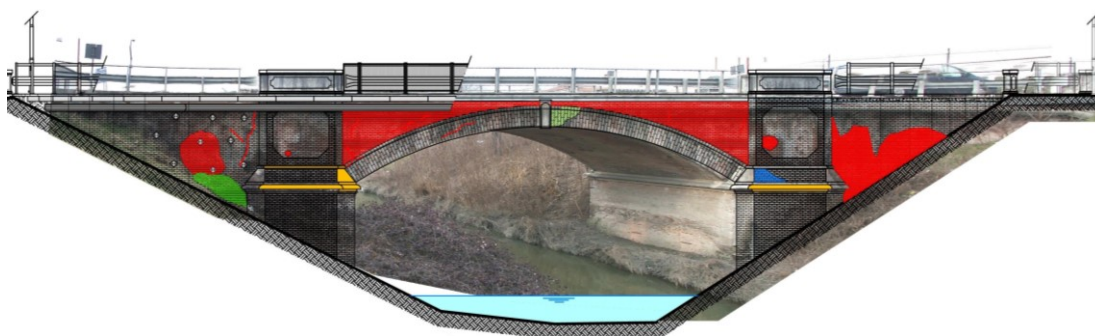


Fig. 4.13. Mappatura del degrado. Prospetto sud del ponte

MAPPATURA DEL DEGRADO DELLA MURATURA	
LEGENDA	
	1. Aree di muratura con presenza di alghe verdi, muschi, licheni (patina biologica).
	2. Aree di muratura con presenza di vegetazione arbustiva aventi apparato radicale.
	3. Aree di muratura che presentano interventi di sostituzione o integrazione del giunto con malta cementizia.
	4. Elementi metallici inseriti nella muratura.
	5. Elementi in pietra naturale degradati.
	6. Aree di muratura con perdita del giunto, con polverizzazione e conseguente decoesione sia in superficie che in profondità.
	7. Aree di muratura con distacchi e perdita di materia sulla superficie (mattoni e giunti), fino ad una testa del paramento murario.
	8. Lesioni principali.

Fig. 4.14. Mappatura del degrado. Legenda

4.4.2 PROVE PENETROMETRICHE STANDARD

Le indagini storico e visiva hanno suggerito che la principale probabile causa del danneggiamento del ponte sia dovuta ai cedimenti del terreno al di sotto della spalla ovest. Per approfondire tale aspetto sono state condotte quattro prove penetrometriche standard. Tali prove sono state condotte con l'utilizzo di un penetrometro tipo Pagani con spinta massima pari a 200 kN fino a 30 metri di profondità dal piano campagna. I risultati delle prove sono riportati nella figura 4.15.



Fig. 4.15.a. Individuazione prove penetrometriche

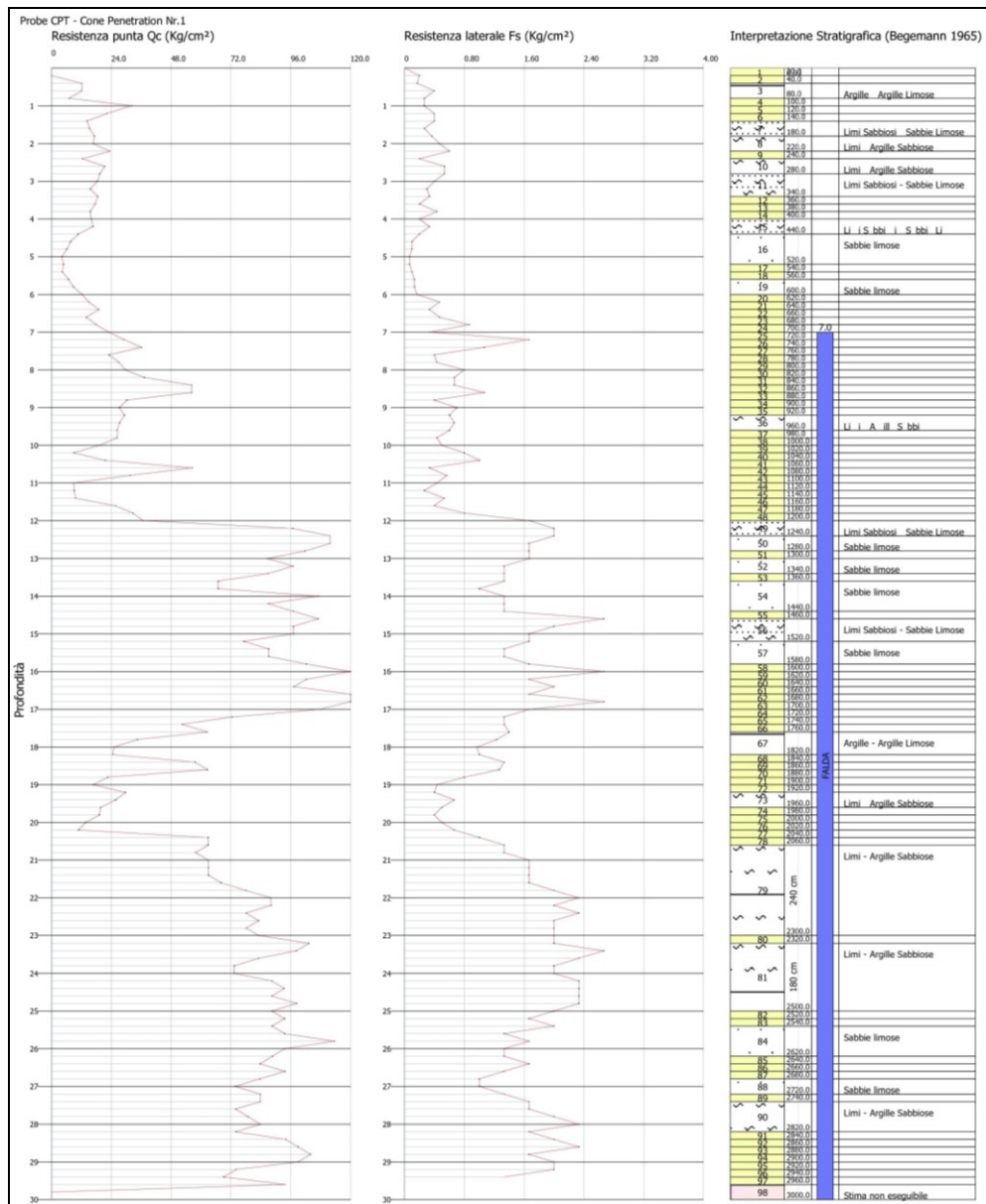


Fig. 4.15.b. CPT1

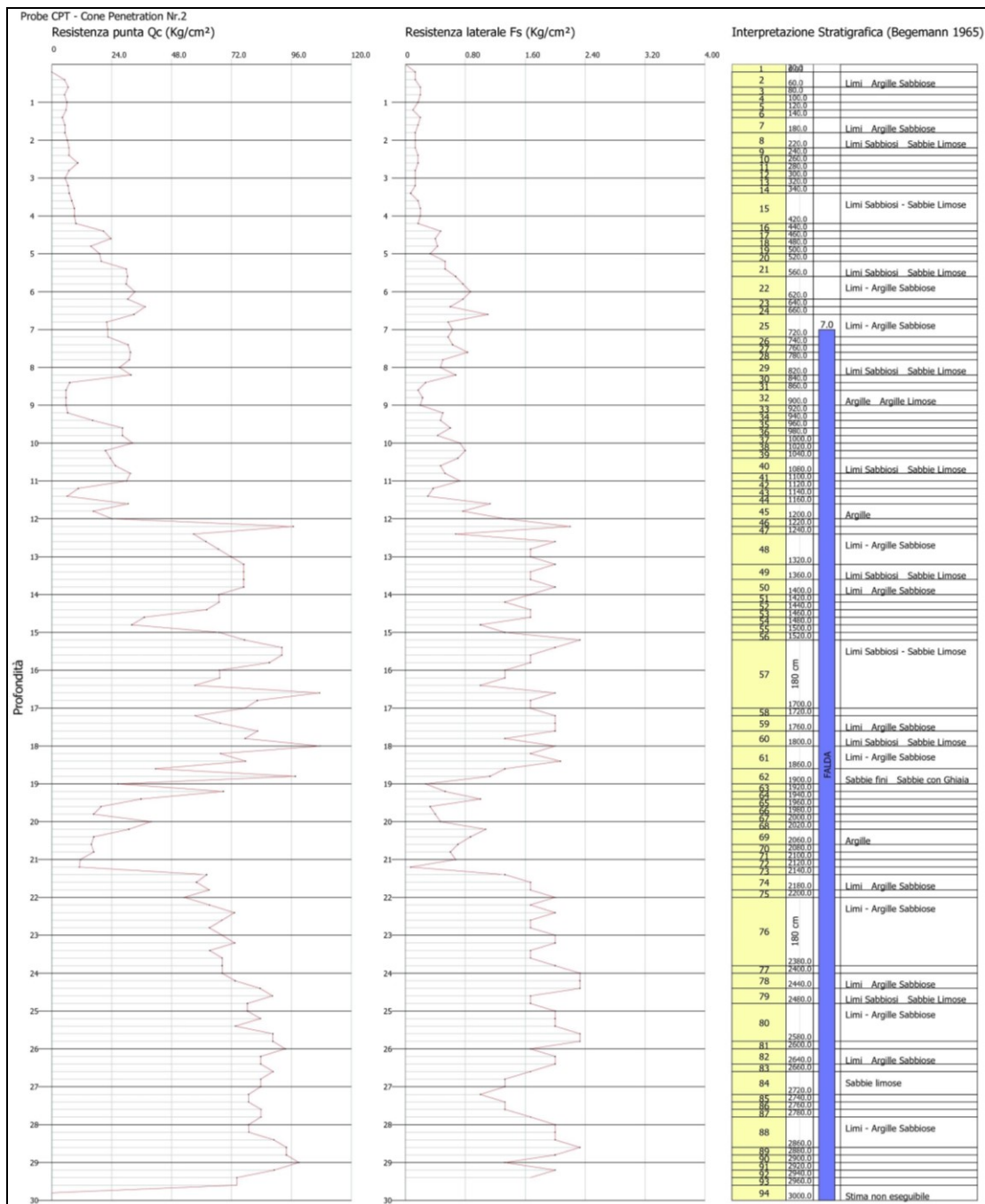


Fig. 4.15.c. CPT2

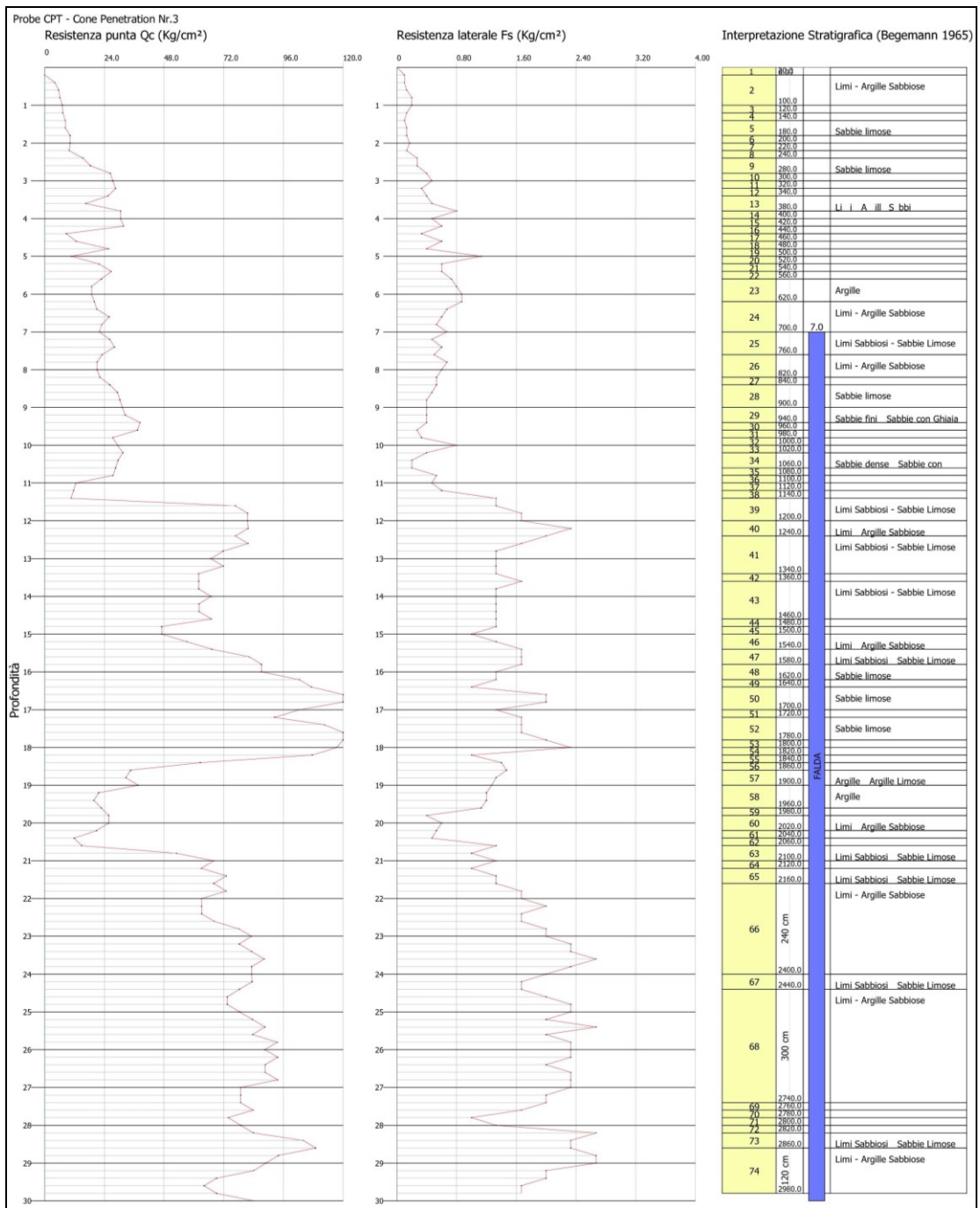


Fig. 4.15.d. CPT3

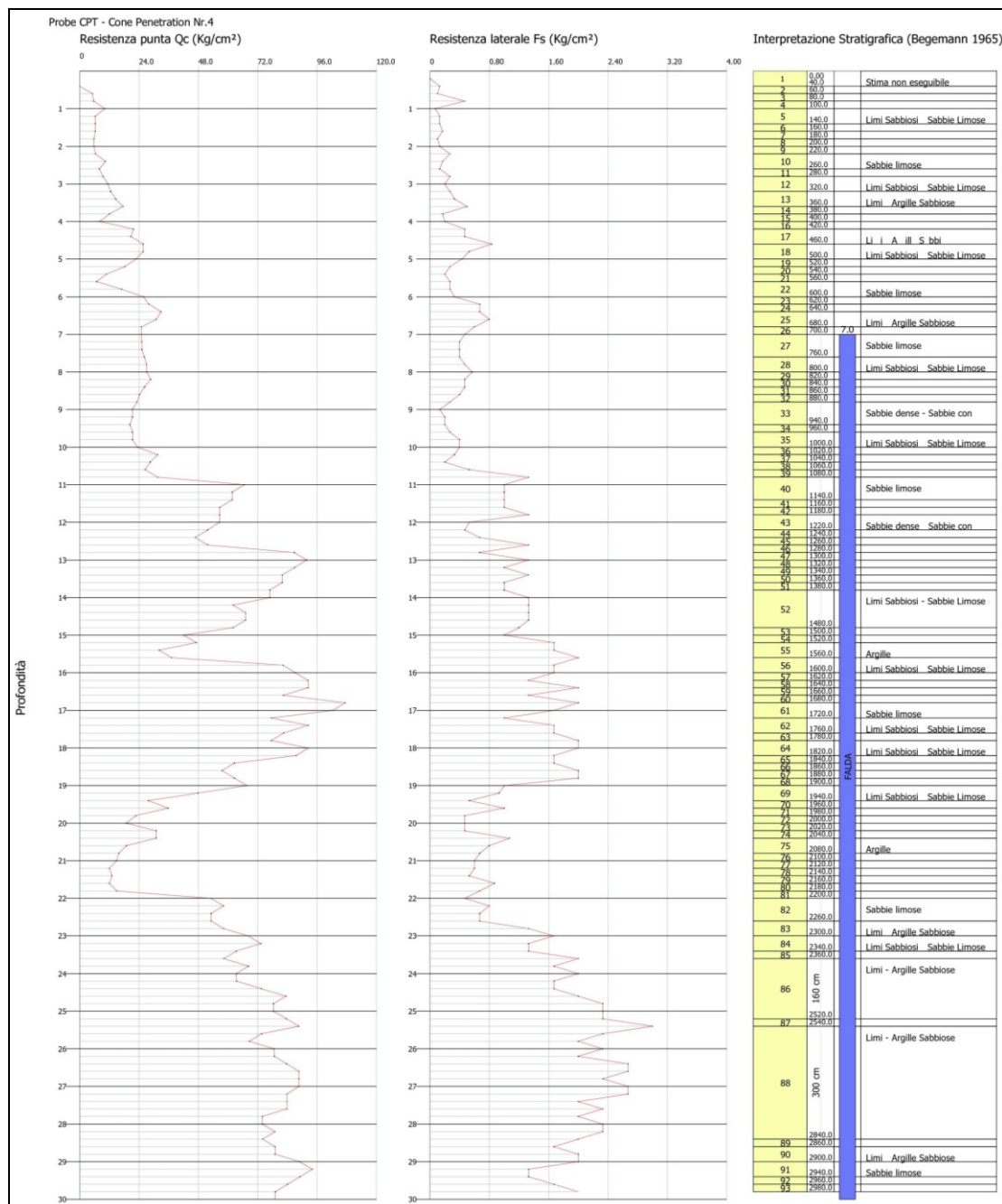


Fig. 4.15.e. CPT4

Come ipotizzato, le prove hanno rilevato la presenza di importanti strati di terreno con caratteristiche scadenti. La stratigrafia desumibile è risultata la seguente: un primo strato di circa 12 m costituito da argille con basse caratteristiche geotecniche; un secondo strato spesso circa 5 m di sabbie e sabbie-limose con buone proprietà; un terzo strato di circa 2 m di carattere argilloso o argillo-sabbioso; un ultimo strato si

sabbie e sabbie-limose di buone caratteristiche. La falda è stata rilevata a 7 metri dal piano campagna.

Tutte e quattro le verticali confermano la presenza di uno strato di argilla compressibile spesso circa 12-13 metri. Le fondazioni delle spalle sono attestate a circa 10 metri di profondità per cui al di sotto di esse è presente uno strato di argilla con scarse proprietà geotecniche di circa 2 metri di spessore. Inoltre bisogna osservare che il riempimento a tergo delle spalle è parimenti compreso nello strato argilloso. Pertanto, si prospettano più scenari: possono essersi verificati cedimenti verticali della spalla sotto i carichi verticali, cedimenti orizzontali della spalla dovuti alla spinta dell'arco, oppure una combinazione di entrambi che sembrerebbe rappresentare il caso più realistico. Tale aspetto sarà approfondito con l'ausilio di modelli di calcolo.

Alla luce di quanto sopra, l'intervento più idoneo a dare una soluzione definitiva è rappresentato dal consolidamento delle fondazioni delle spalle mediante l'utilizzo di micropali attestati negli strati a maggiore portanza e minore compressibilità [29;69].

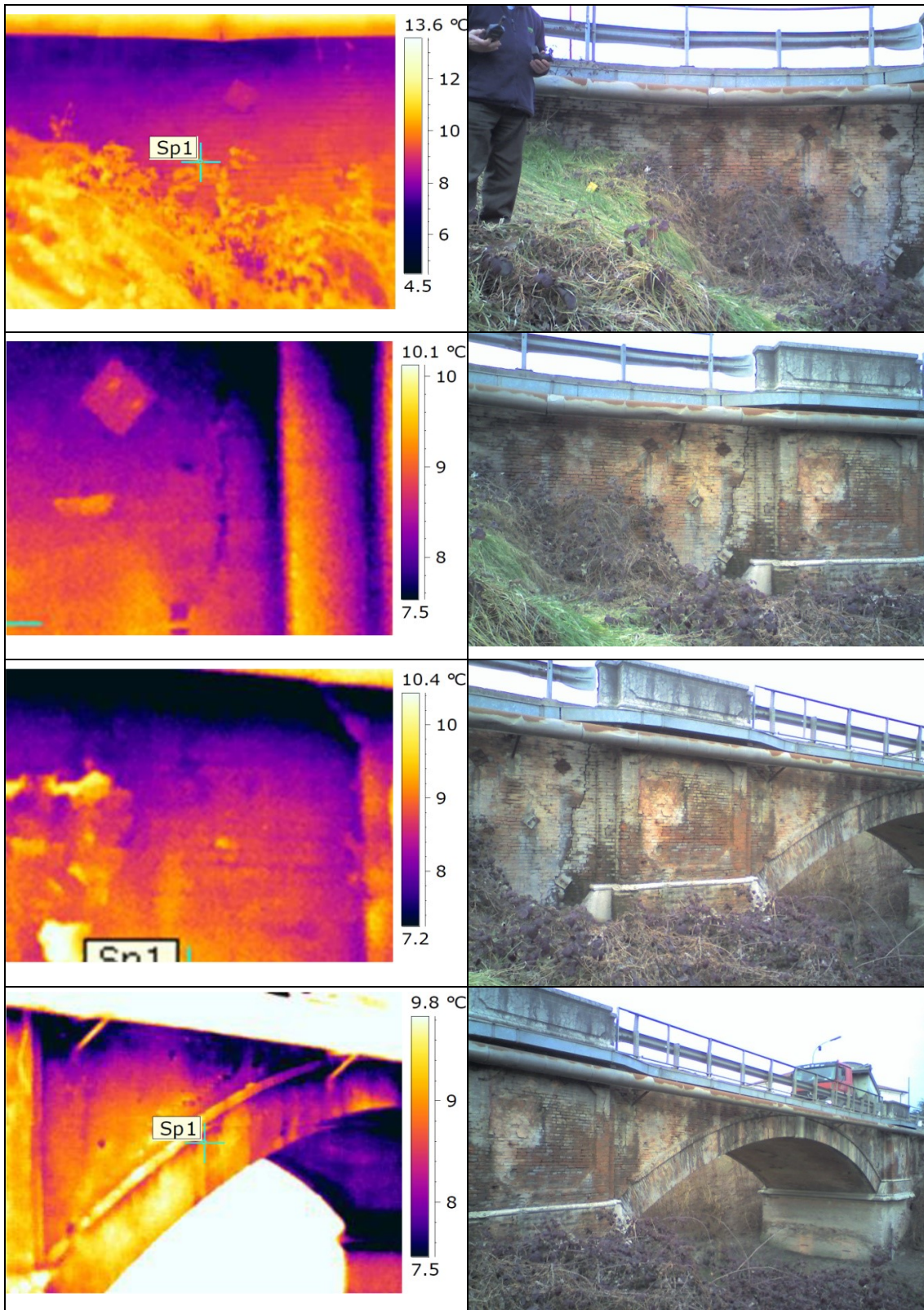
4.4.3 INDAGINE TERMOGRAFICA

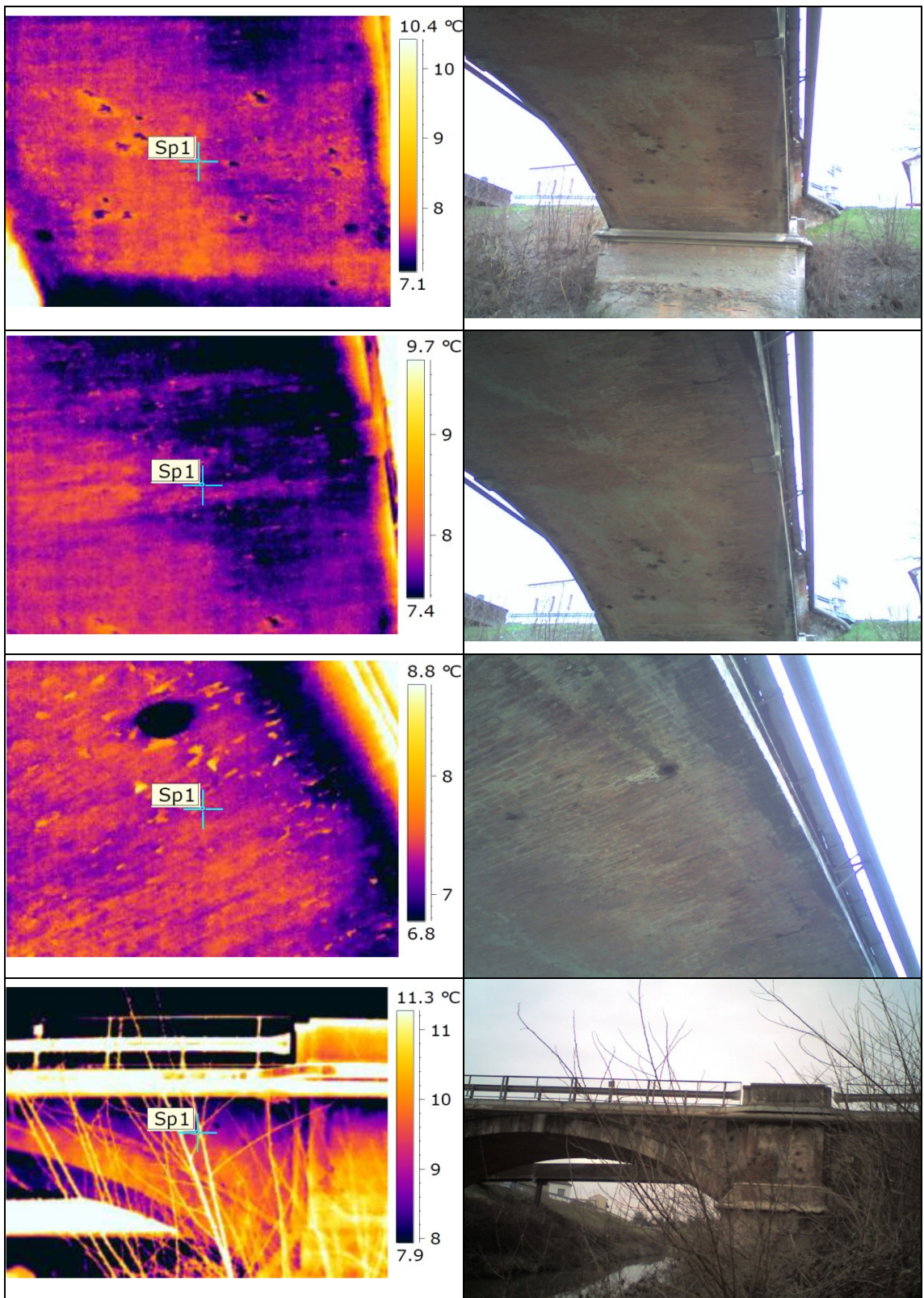
L'indagine termografica è stata condotta con lo scopo di evidenziare danneggiamenti nascosti o interventi di riparazione non direttamente identificabili [23;41;55].

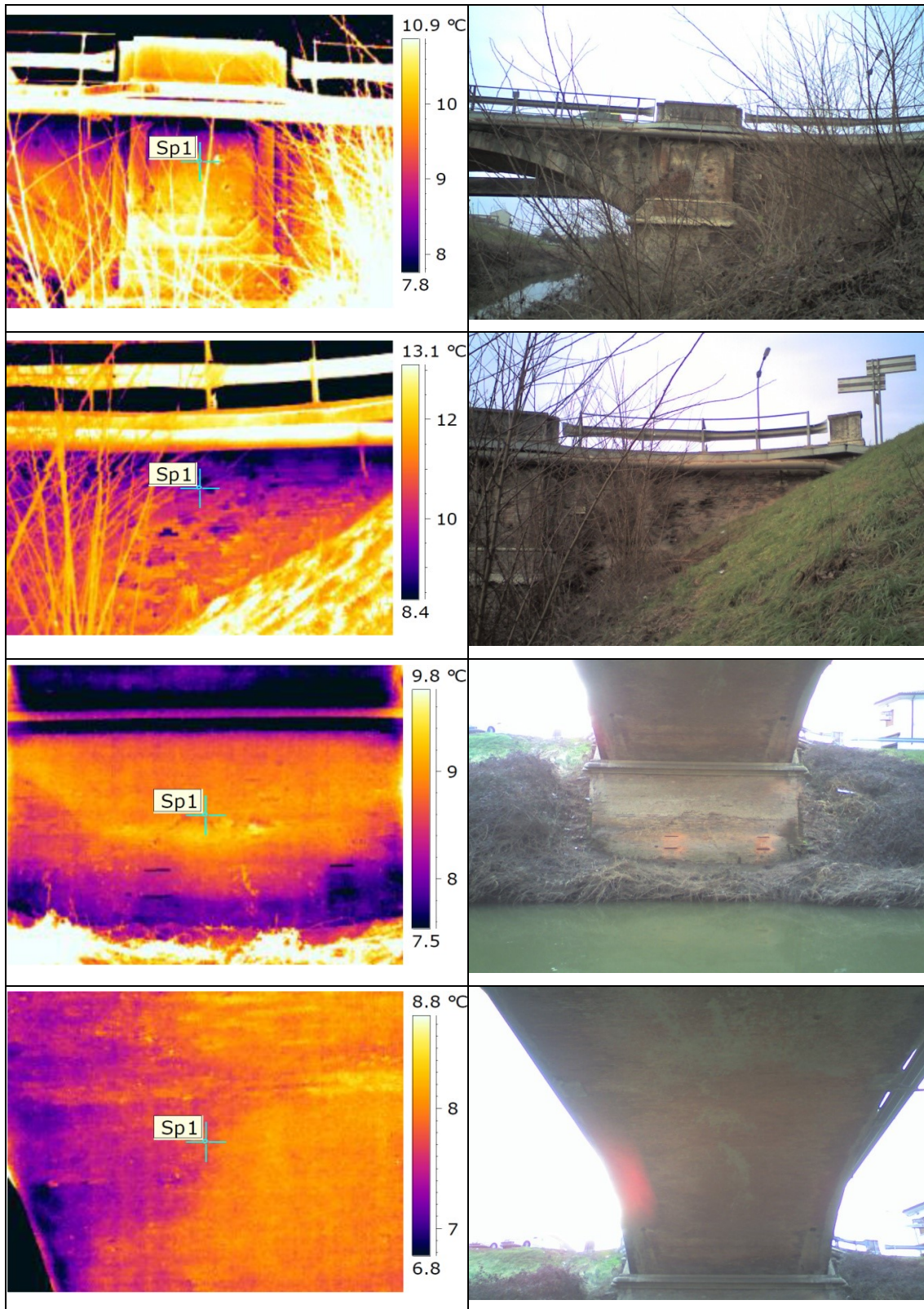
La temperatura ambiente durante lo svolgimento delle indagini era pari a 13 °C e l'umidità dell'aria era pari a circa il 48 %.

La prova è stata condotta con l'ausilio di una termocamera FLIR B360 caratterizzata da: risoluzione spaziale pari a 1,3 mrad, accuratezza pari a + 2 °C o + 2 % della lettura, sensibilità termica < 0,06 °C. Rilevatore FPA (focal plane array) non raffreddato 320x240.

In figura 4.16 sono riportati i risultati dell'indagine.







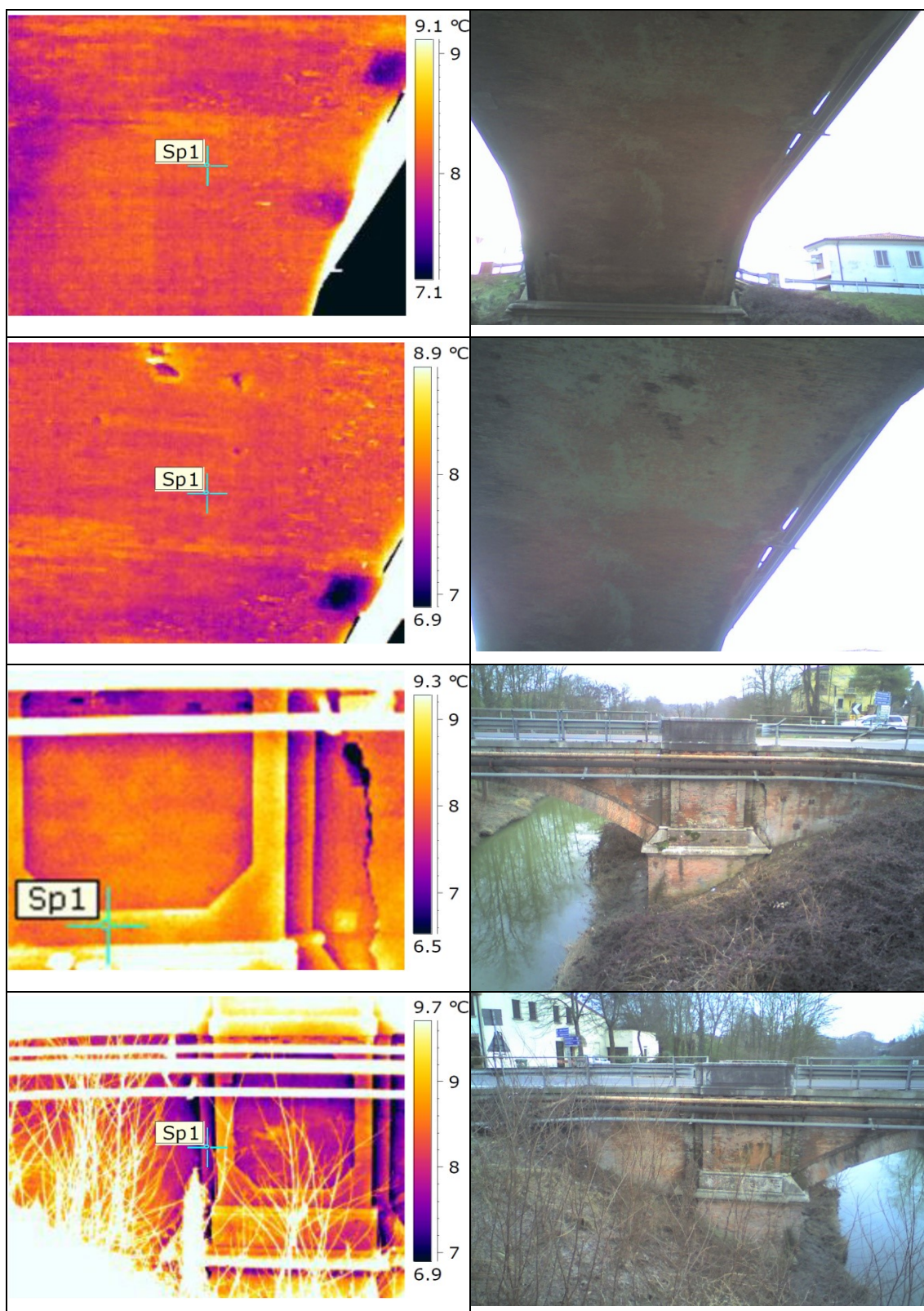


Fig. 4.16. Risultati indagine termografica

L'analisi non ha rilevato fessurazioni oltre a quelle già rilevate con l'indagine visiva. Le immagini hanno evidenziato una forte presenza di umidità e di sfaldamento dei mattoni all'intradosso dell'arco, in particolare nella parte a sud.

L'indagine termografica si è rivelata un utile strumento per rilevare le fessure nella muratura, anche nascoste, e lo sfaldamento dei mattoni oltre ad essere l'unico metodo d'indagine utilizzato che ha permesso il rilievo di importanti problemi di umidità all'intradosso del ponte.

Il problema dell'umidità nella muratura è rilevante in quanto cicli gelo/disgelo possono causare lo sfaldamento dei mattoni fino a causare il distacco di spessori sensibili di muratura.

L'indagine termografica, inoltre, permette di indagare disomogeneità nella tessitura del materiale dovute ad interventi di riparazione, costruzione con materiale non uniforme, etc.; in questo caso la muratura sembra essere tutta omogenea e all'intradosso dell'arco non sono rilevabili discontinuità nel materiale o riparazioni.

4.4.4 PROVE VIBROMETRICHE

Un'indagine con prove vibrometriche è stata condotta per investigare l'impatto delle vibrazioni trasmesse dal traffico al ponte sulla struttura dello stesso [89].

Le vibrazioni registrate sono state confrontate con quanto stabilito dalla norma UNI 9916. I limiti di riferimento sono riportati nell'allegato B della norma; tale allegato, che risulta essere solo a carattere informativo, riporta i limiti stabiliti da diverse normative e/o dati bibliografici. Il livello e la tipologia delle vibrazioni devono essere messe in relazione con la tipologia della struttura danneggiata, con la ripetitività nel tempo della sollecitazione, etc..

La norma considera gamme di frequenza comprese da 0,1 a 150 Hz, intervallo che comprende un'ampia casistica di edifici e di elementi strutturali sottoposti ad azioni naturali (vento, sisma, etc.) e a vibrazioni di natura antropica (traffico, cantieri, etc.). L'intervallo di frequenza delle vibrazioni può essere più ampio, ma le eccitazioni con

contenuto in frequenza superiore a 150 Hz non sono tali da influenzare sensibilmente la risposta dell'edificio/struttura.

L'appendice A della UNI 9916 riporta la metodologia per la classificazione degli edifici in base alla loro sensibilità alle vibrazioni trasmesse attraverso il terreno. Nell'ambito di questa classificazione, il sistema dinamico è costituito dal terreno e dallo strato di base sul quale si trovano le fondazioni oltre che la struttura medesima. Con riferimento a quanto sopra, il ponte oggetto di studio appartiene alla categoria 1 (strutture pesanti: ponti, bastioni, fortezze) ovvero strutture con un'elevata resistenza alle vibrazioni.

L'appendice B della UNI 9916 contiene i criteri di accettabilità dei livelli di vibrazione con riferimento alla DIN 4150 e al D.M. LLPP del 24/01/86 "Norme tecniche relative alle costruzioni in zona sismica", che sono riportate in tabella 4.1.

Tab. 4.1. Velocità massime ammissibili (Norma UNI 9916)

		Velocità di vibrazione (mm/s)			
		Misura fondazione			Misura ultimo piano
		< 10 Hz	10-50 Hz	50-100 Hz	
1	Edifici commerciali, industriali e simili	20	20-40	40-50	40
2	Edifici residenziali e simili	5	5-15	15-20	15
3	Strutture part. sensibili alle vibrazioni non rientranti nelle categorie precedenti e di grande valore intrinseco	3	3-8	8-10	8

Durante l'indagine, sono state effettuate tre registrazioni e le vibrazioni sono state misurate in corrispondenza di tre punti differenti: uno in chiave dell'arco e uno per ciascuna spalla.

In prima fase sono state assegnate le soglie di trigger e la lunghezza delle registrazioni e successivamente è stato posizionato il monitor di vibrazioni perfettamente in bolla e allineando una componente all'asse del ponte e l'altra

ortogonale (figura 4.17). Le impostazioni adottate sono state: soglia di trigger 0,02 mm/s per tutte le componenti (V, L, e T) e lunghezza delle registrazioni pari a 10 s.

Strumentazione utilizzata:

- Monitor di vibrazioni ABEM Vibraloc, 24 bits, 3 canali (+1);
- terna di geofoni con frequenza di smorzamento di 2 Hz;
- Software di gestione strumento Vibraloc P.C. v. 1.3;
- Software di analisi del segnale Sigview ver. 1.91 e UVSZA.



Fig. 4.17. Monitor di vibrazioni ABEM Vibraloc (L parallelo all'asse del ponte)

In tutti i casi i livelli delle vibrazioni registrati in termini di velocità di picco delle particelle (PPV) sono risultati piuttosto contenuti confrontati con le soglie dettate dalla UNI 9916.

In figura 4.18 sono riportati i sismogrammi registrati (quelli con i valori di picco più elevati e altri con registrazioni del rumore di fondo che è sempre prodotto dal traffico). Ad ogni sismogramma è associato lo spettro di frequenza di tutte e tre le componenti ottenuto mediante FFT con finestre di Hanning. I grafici riportano i

valori di picco in termini di velocità, accelerazione e spostamento e le corrispondenti frequenze; i canali V, L e T corrispondono rispettivamente ai numeri 1, 2 e 3 nei grafici.



Fig. 4.18.a. Individuazione stazioni di misura delle vibrazioni

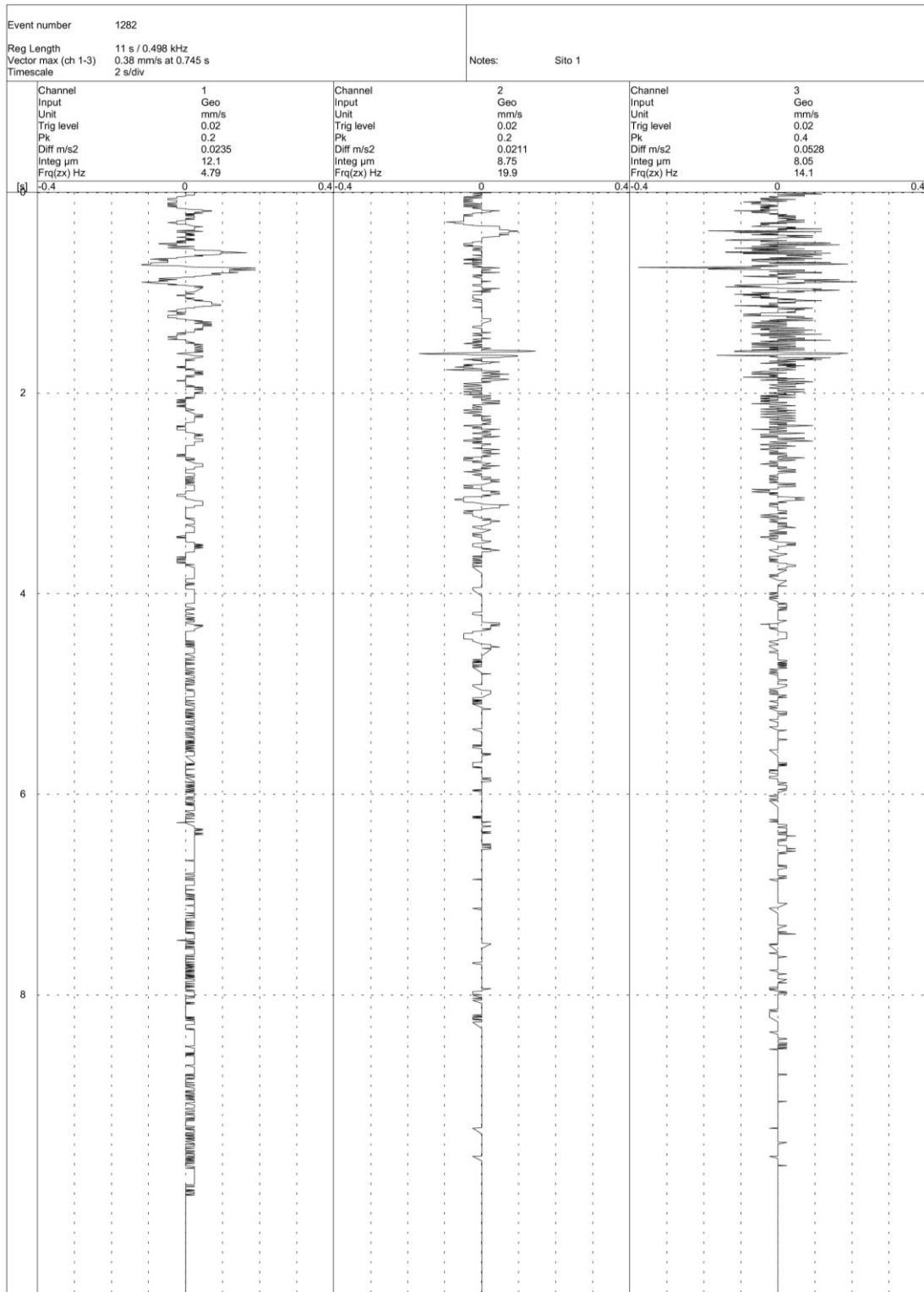
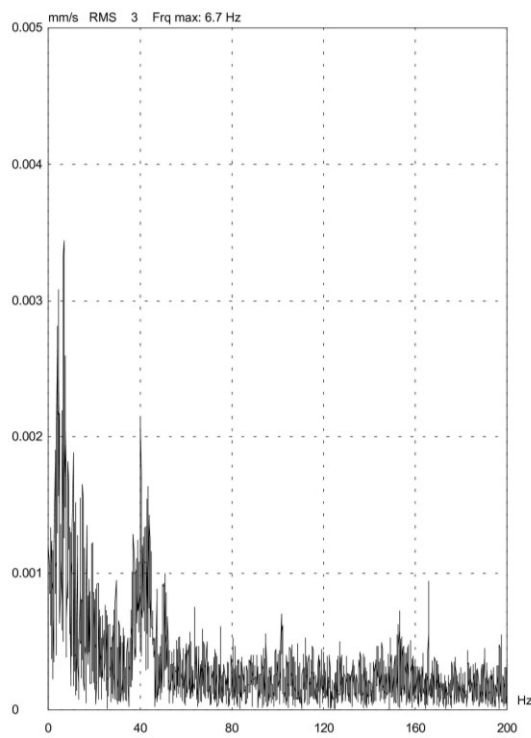
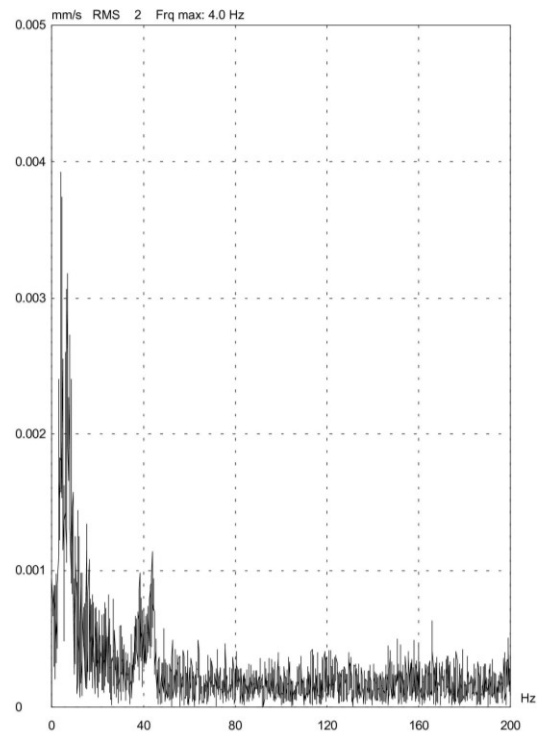
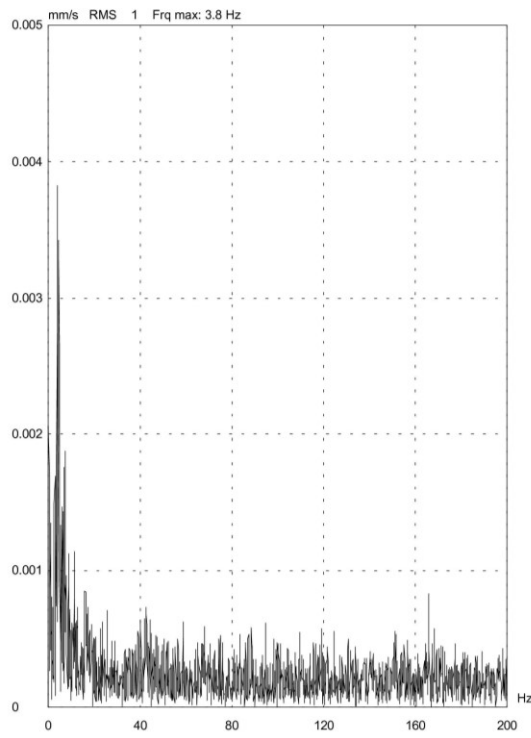


Fig. 4.18.b. Sismogrammi sito 1 prova 1282

1/delta = 0.107 [Hz]



FFT Hanning (Interval: 0.078s - 9.404s)
Event number 1282

Fig. 4.18.c. Spettri di frequenza sito 1 prova 1282

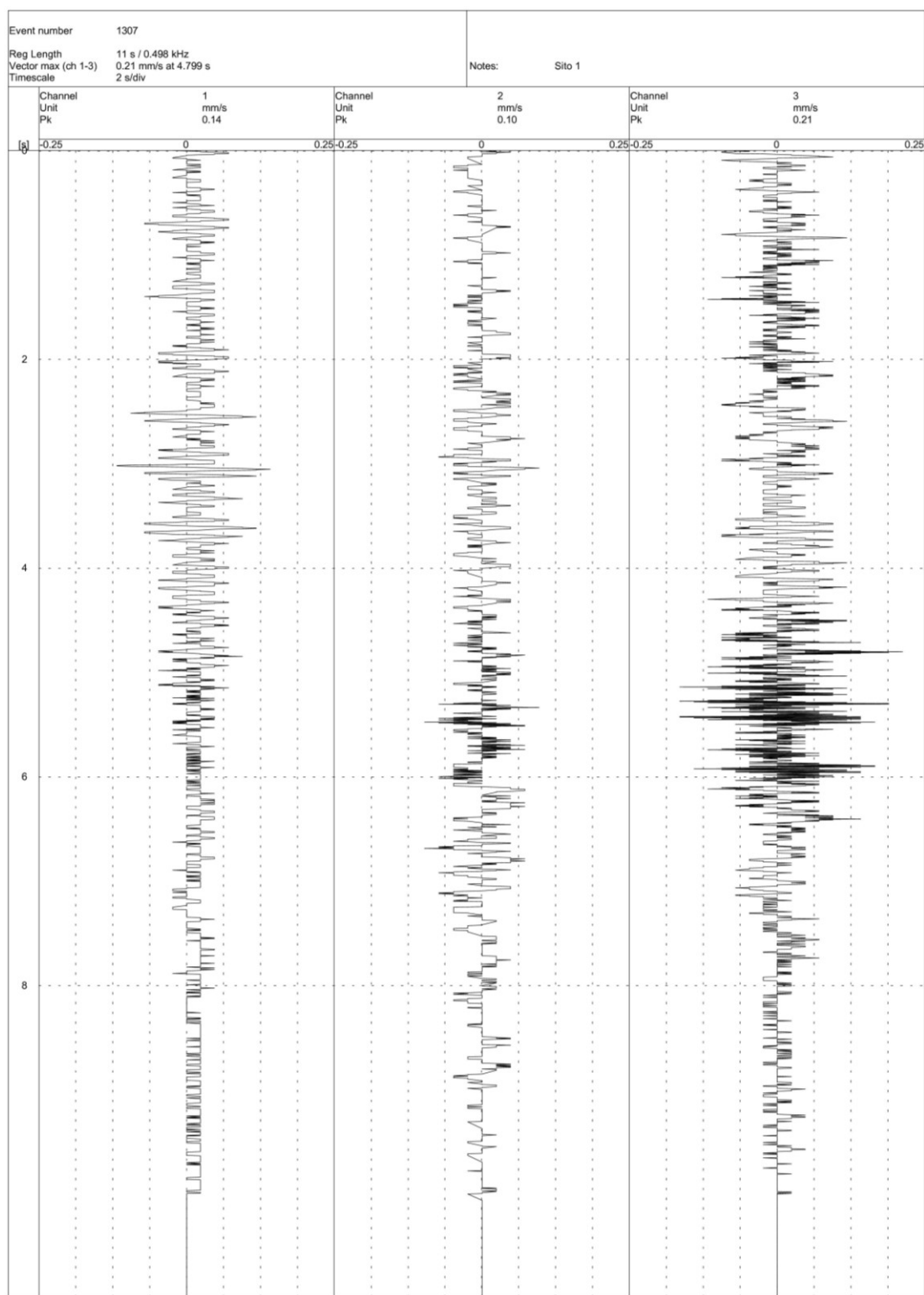


Fig. 4.18.d. Sismogrammi sito 1 prova 1307

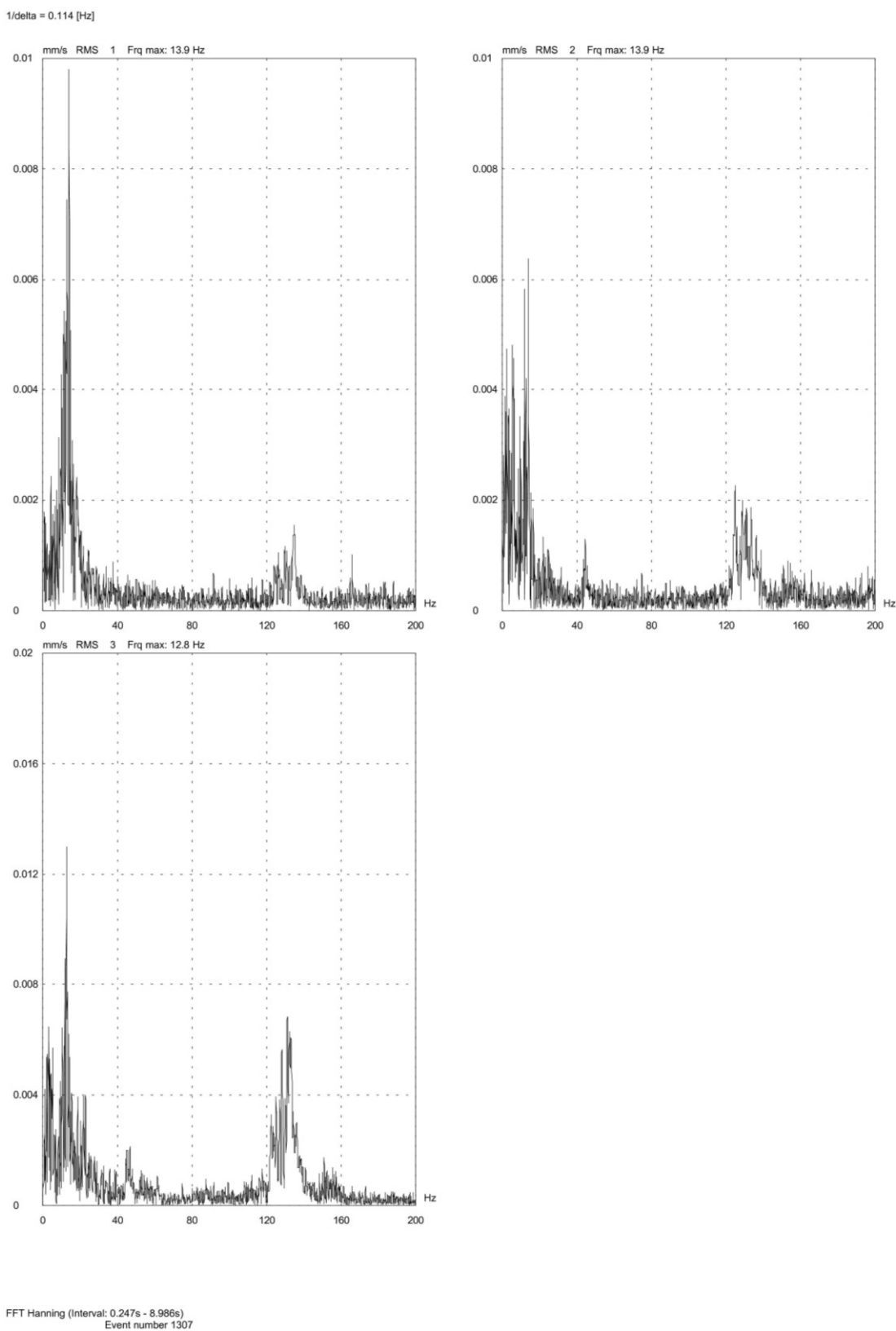


Fig. 4.18.e. Spettri di frequenza sito 1 prova 1307

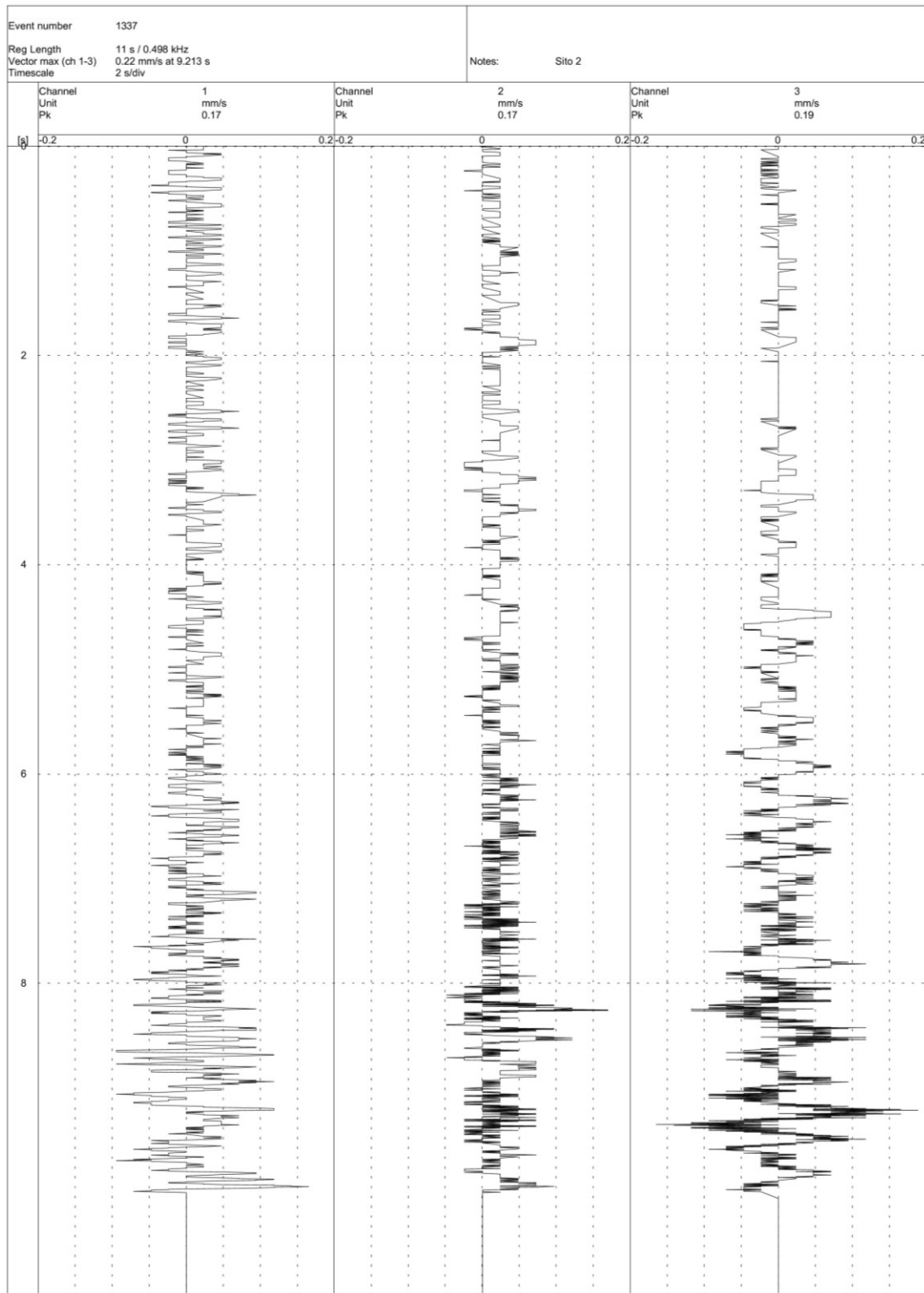


Fig. 4.18.f. Sismogrammi sito 2 prova 1337

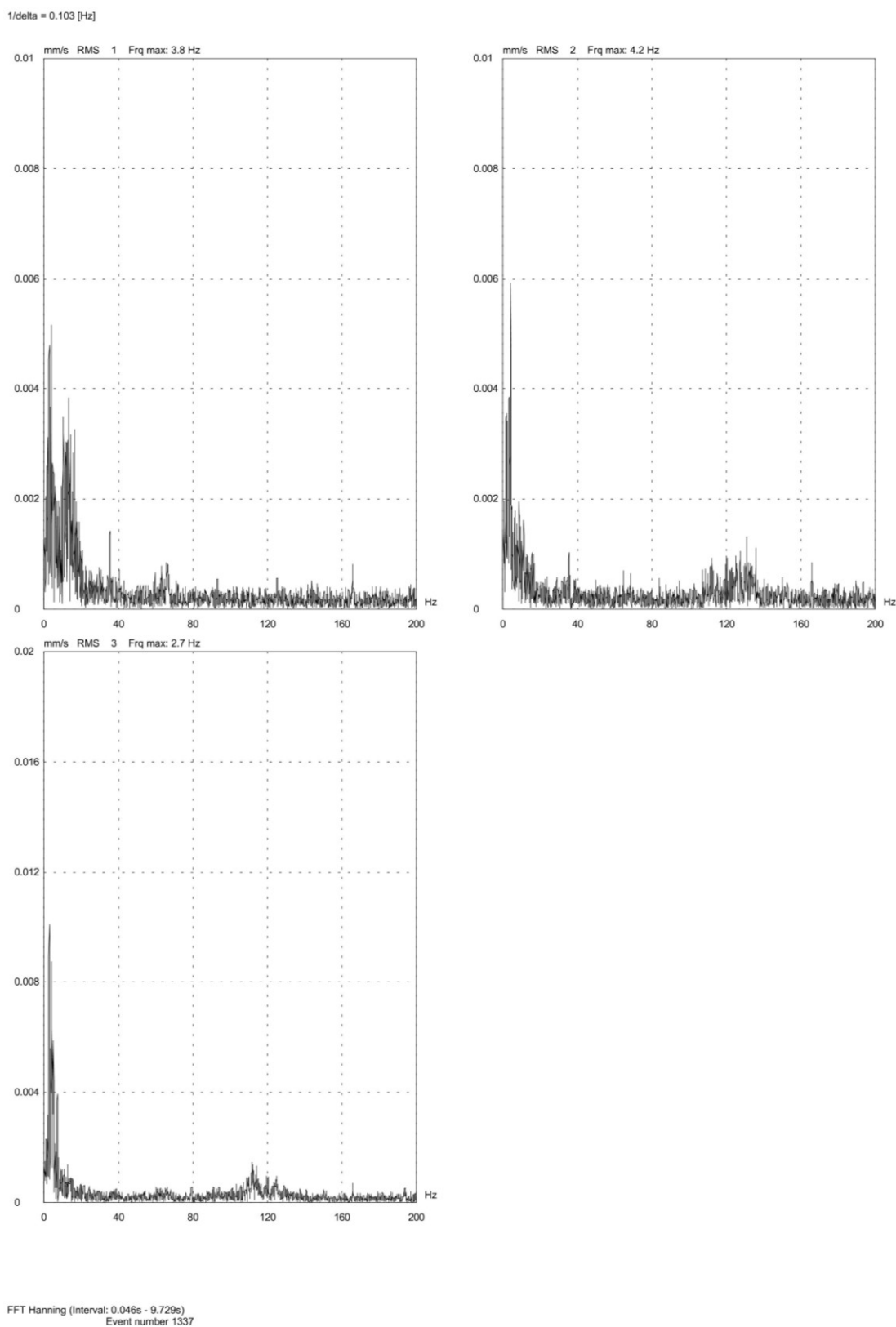


Fig. 4.18.g. Spettri di frequenza sito 2 prova 1337

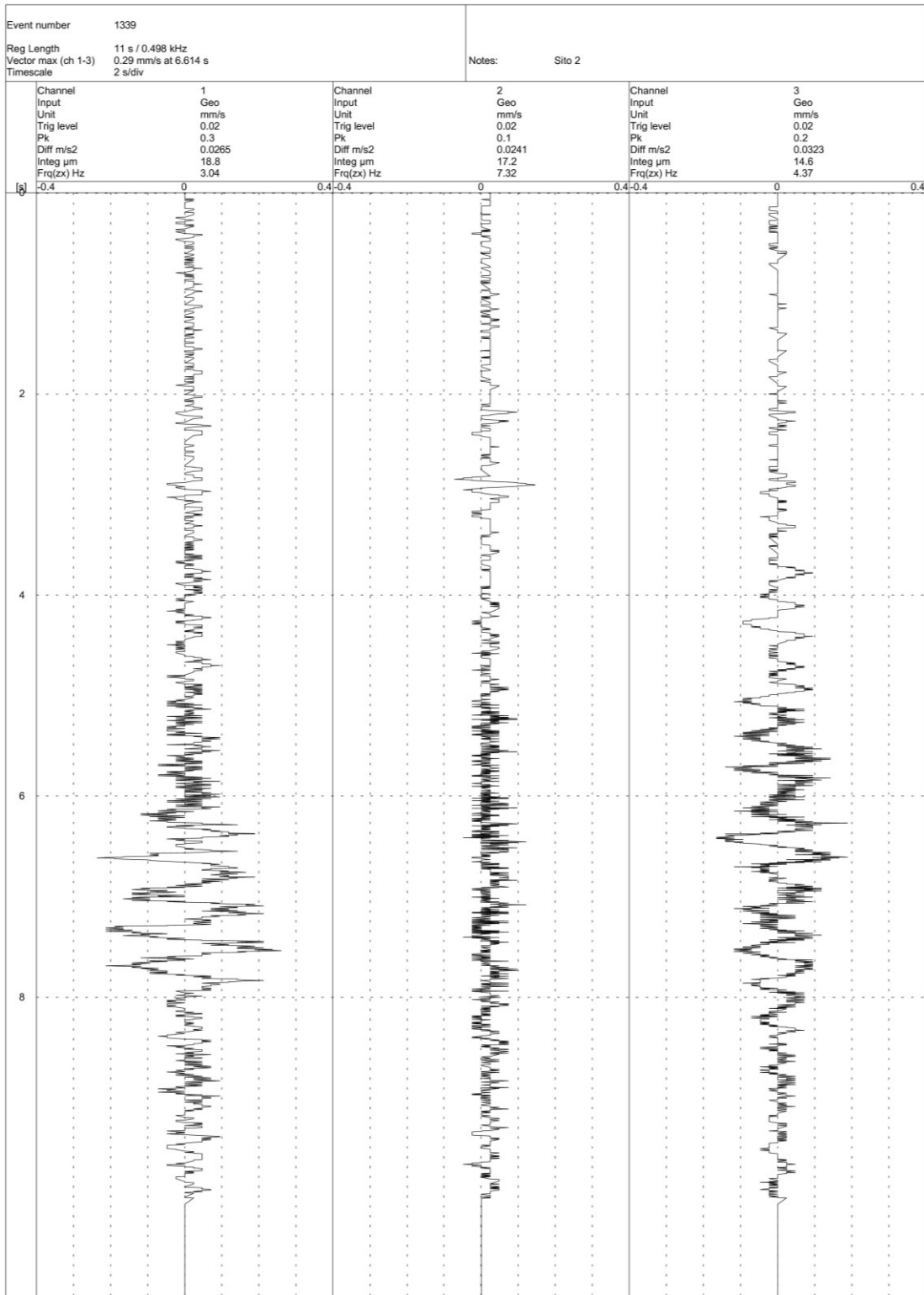


Fig. 4.18.h. Sismogrammi sito 2 prova 1339

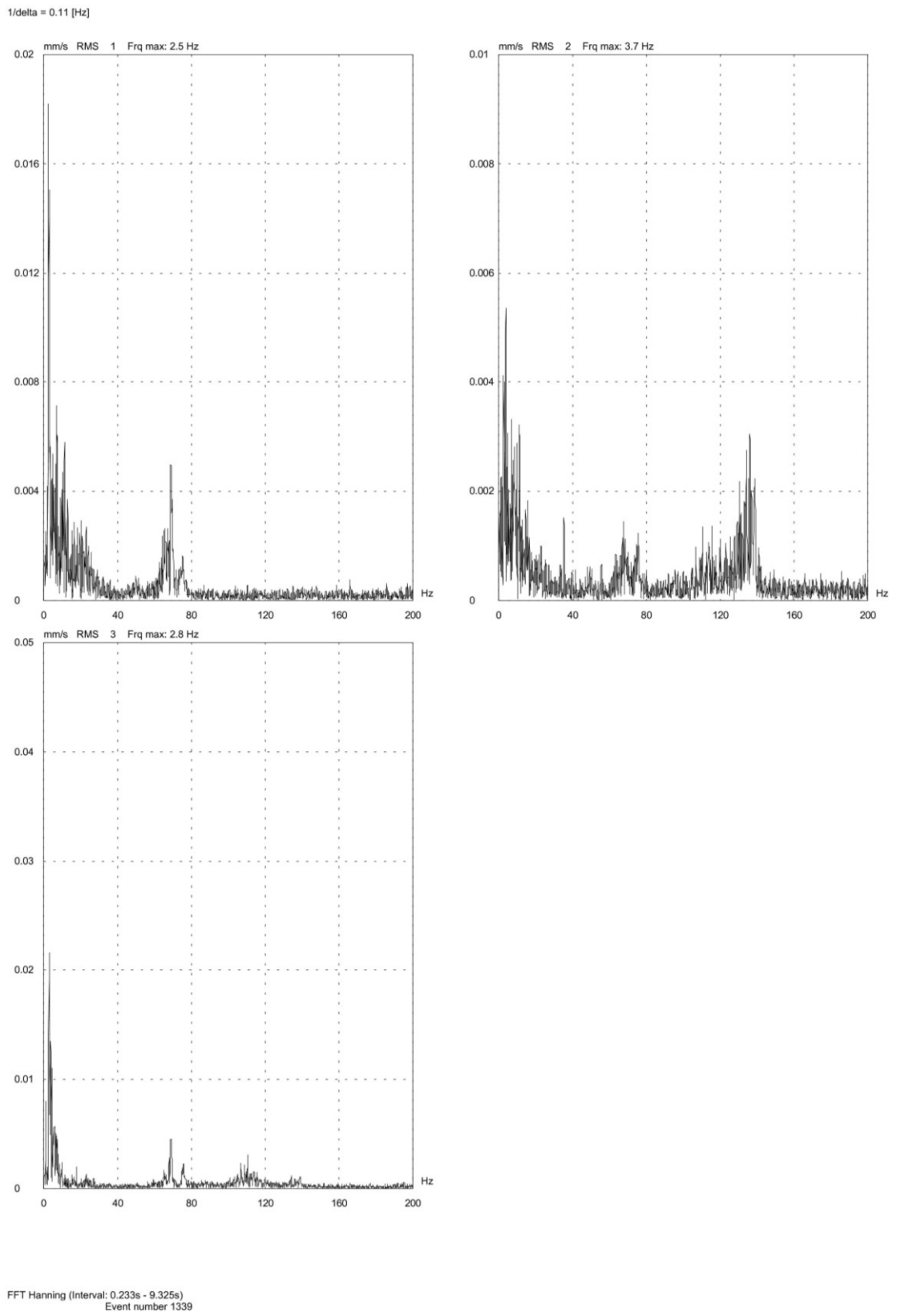


Fig. 4.18.i. Spettri di frequenza sito 2 prova 1339

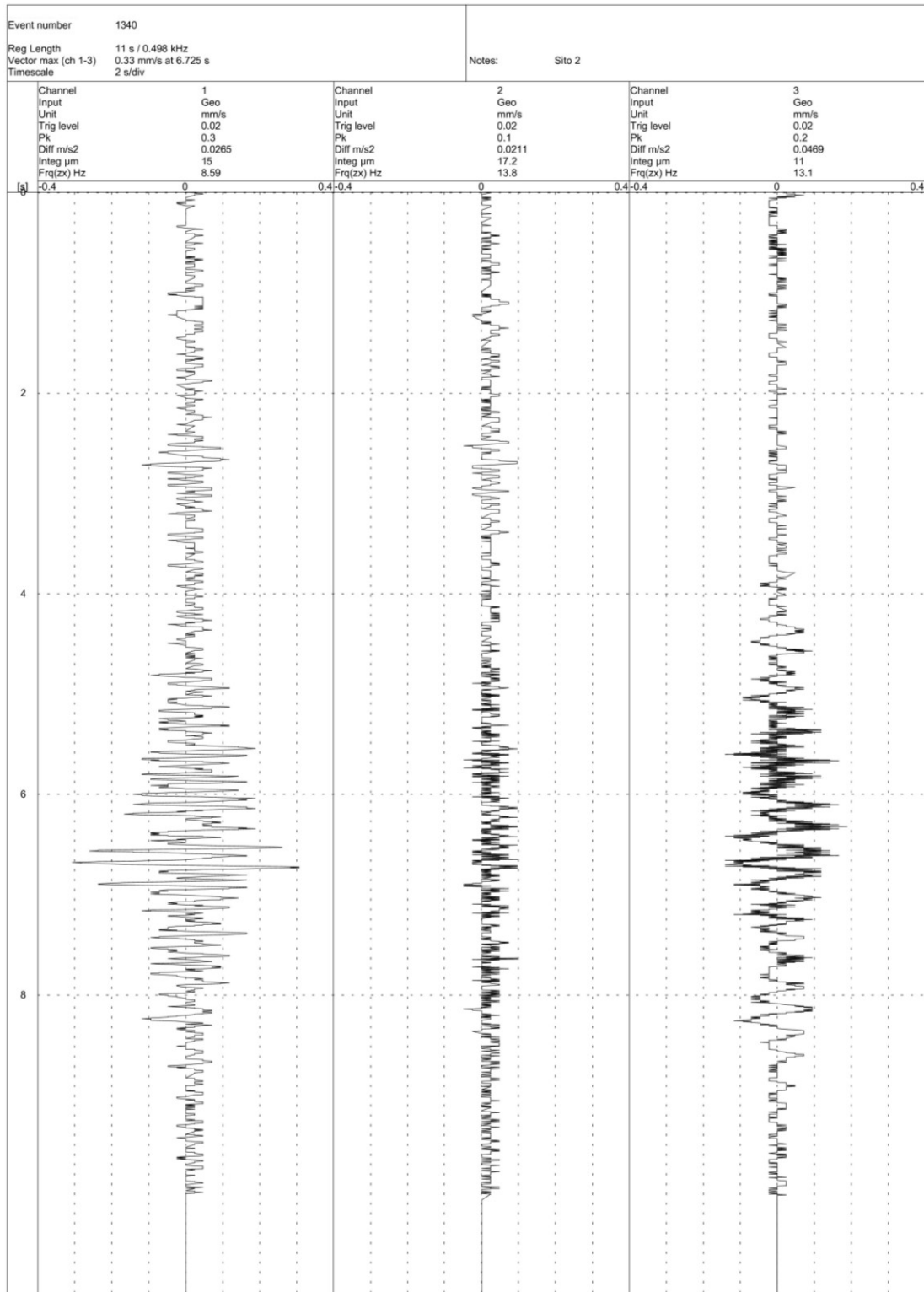


Fig. 4.18.1. Sismogrammi sito 2 prova 1340

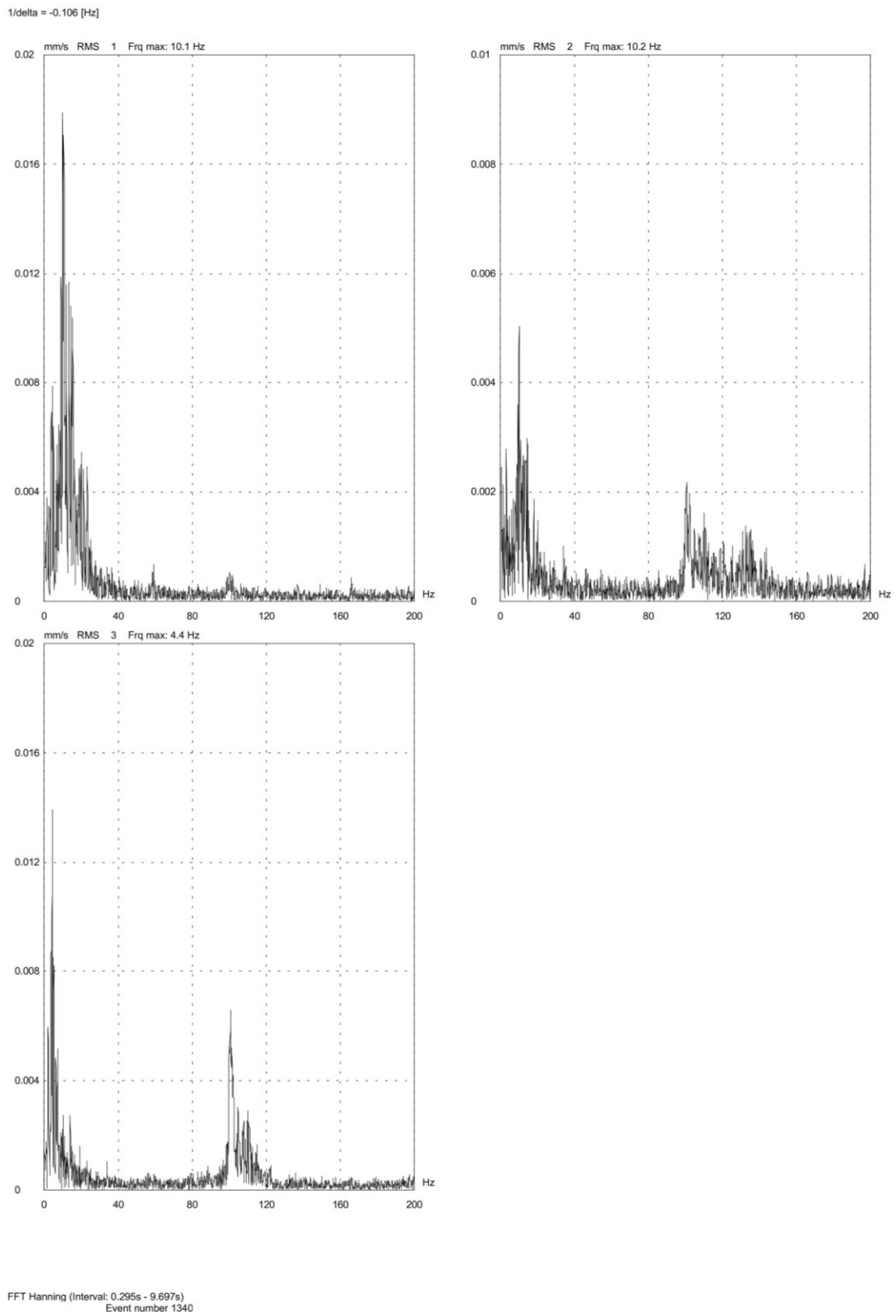


Fig. 4.18.m. Spettri di frequenza sito 2 prova 1340

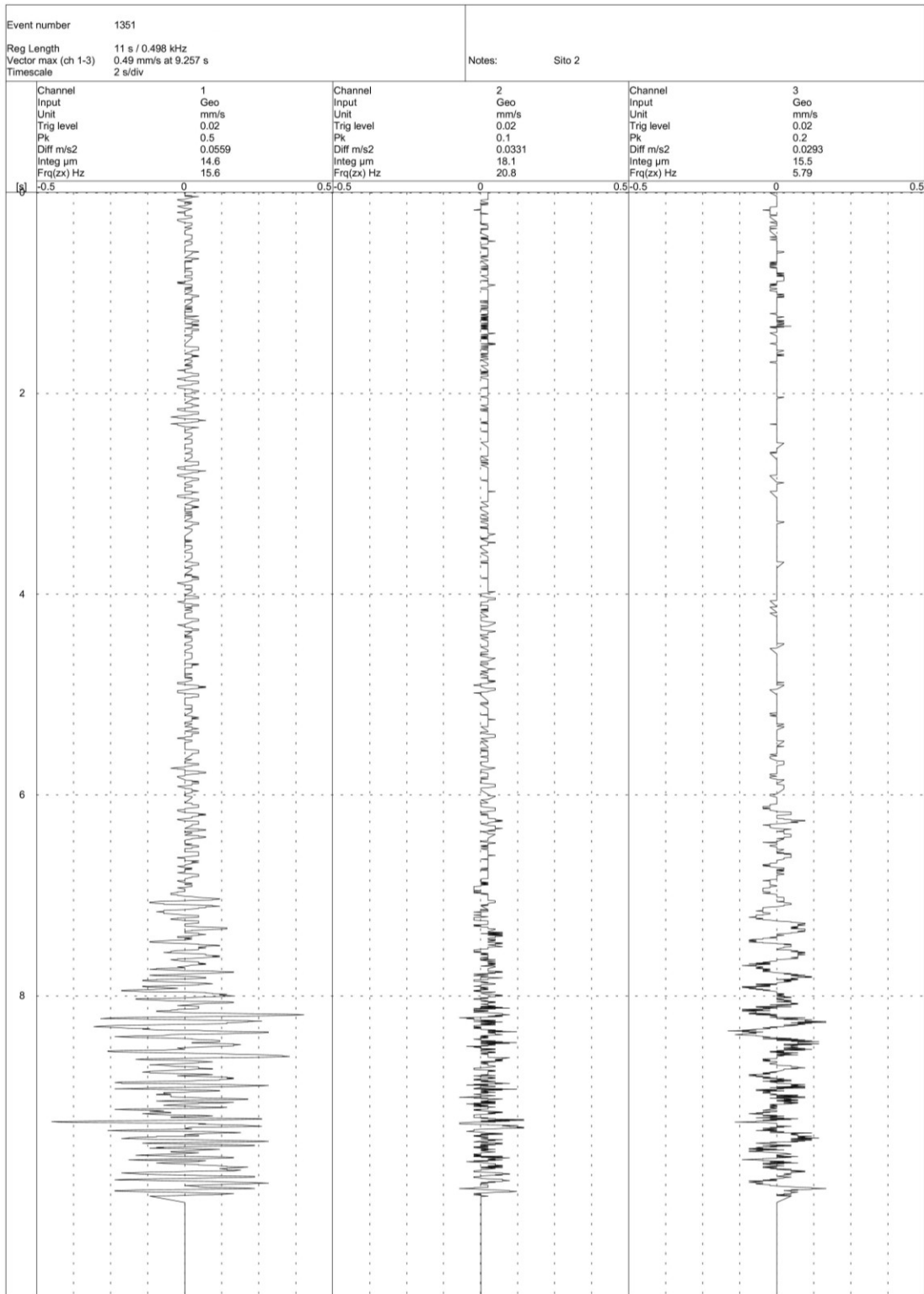


Fig. 4.18.n. Sismogrammi sito 2 prova 1351

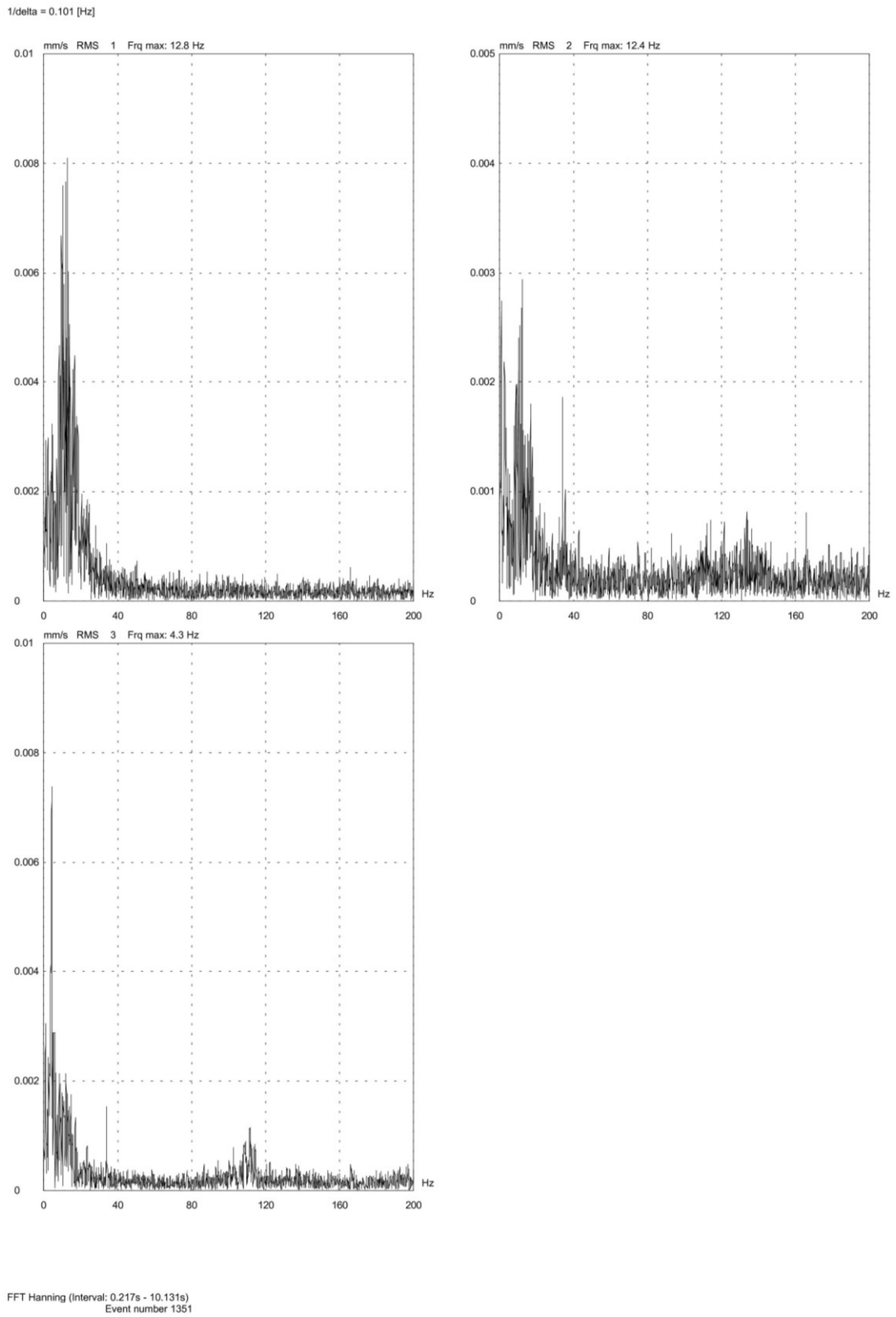


Fig. 4.18.o. Spettri di frequenza sito 2 prova 1351

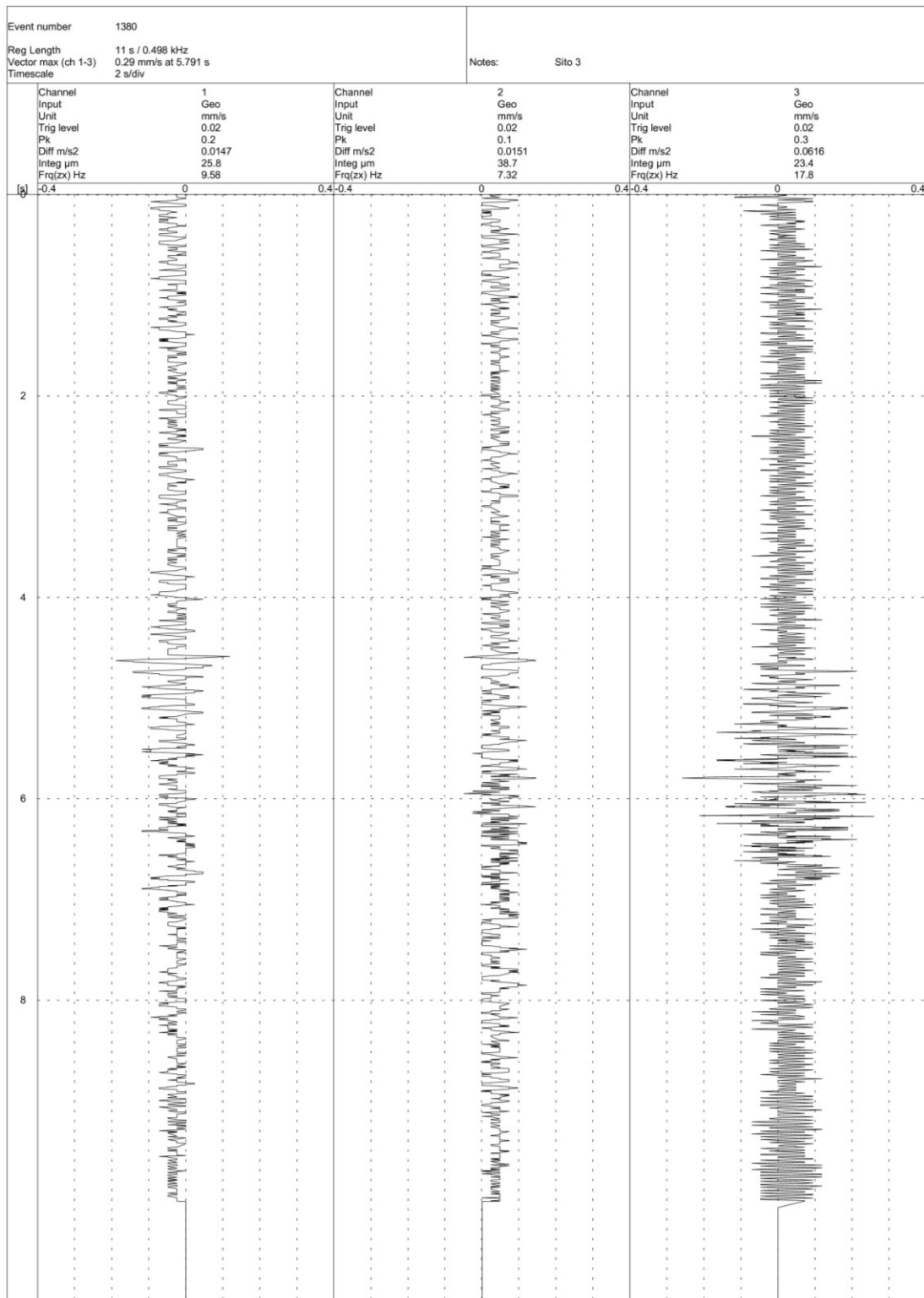


Fig. 4.18.p. Sismogrammi sito 3 prova 1380

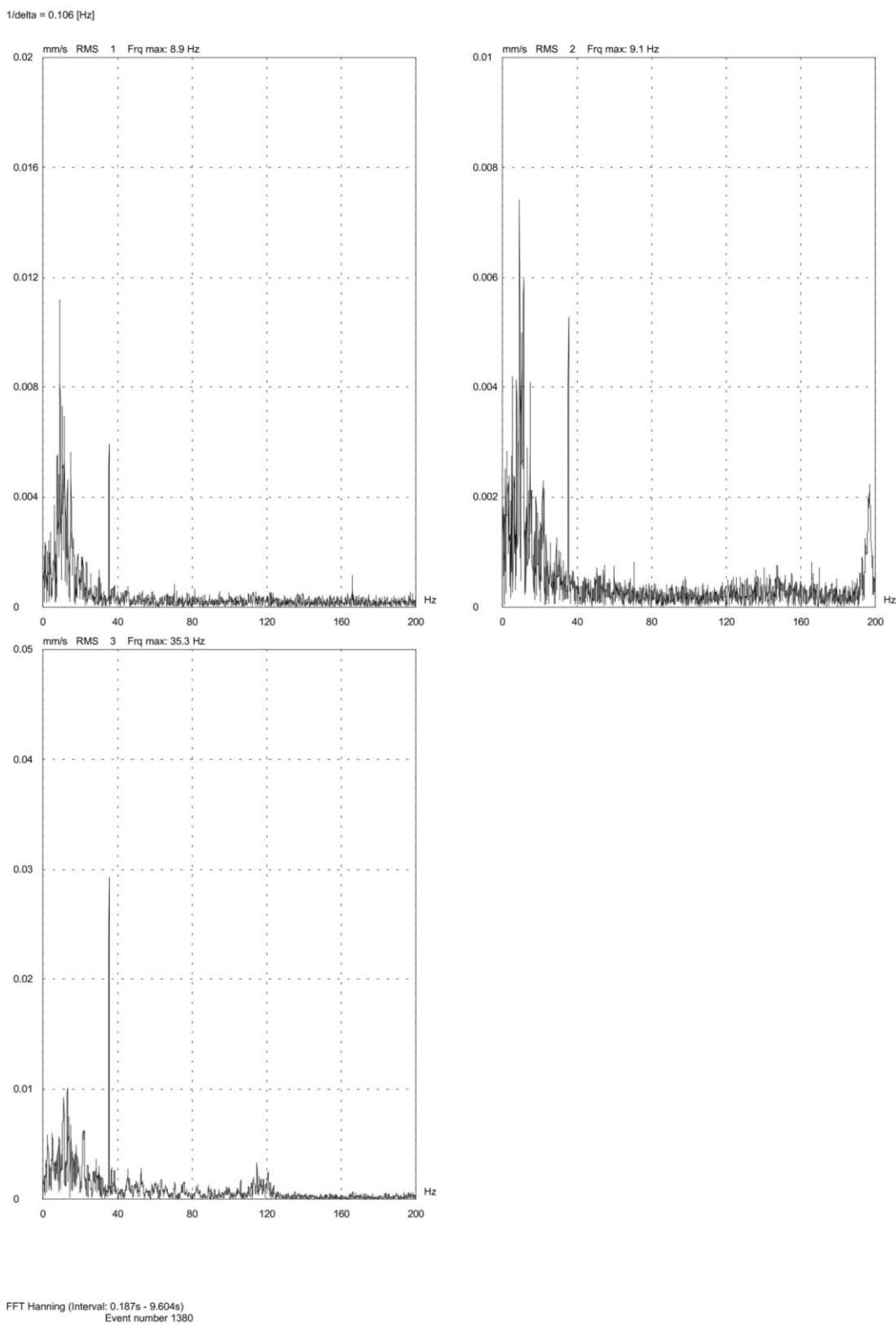


Fig. 4.18.q. Spettri di frequenza sito 3 prova 1380

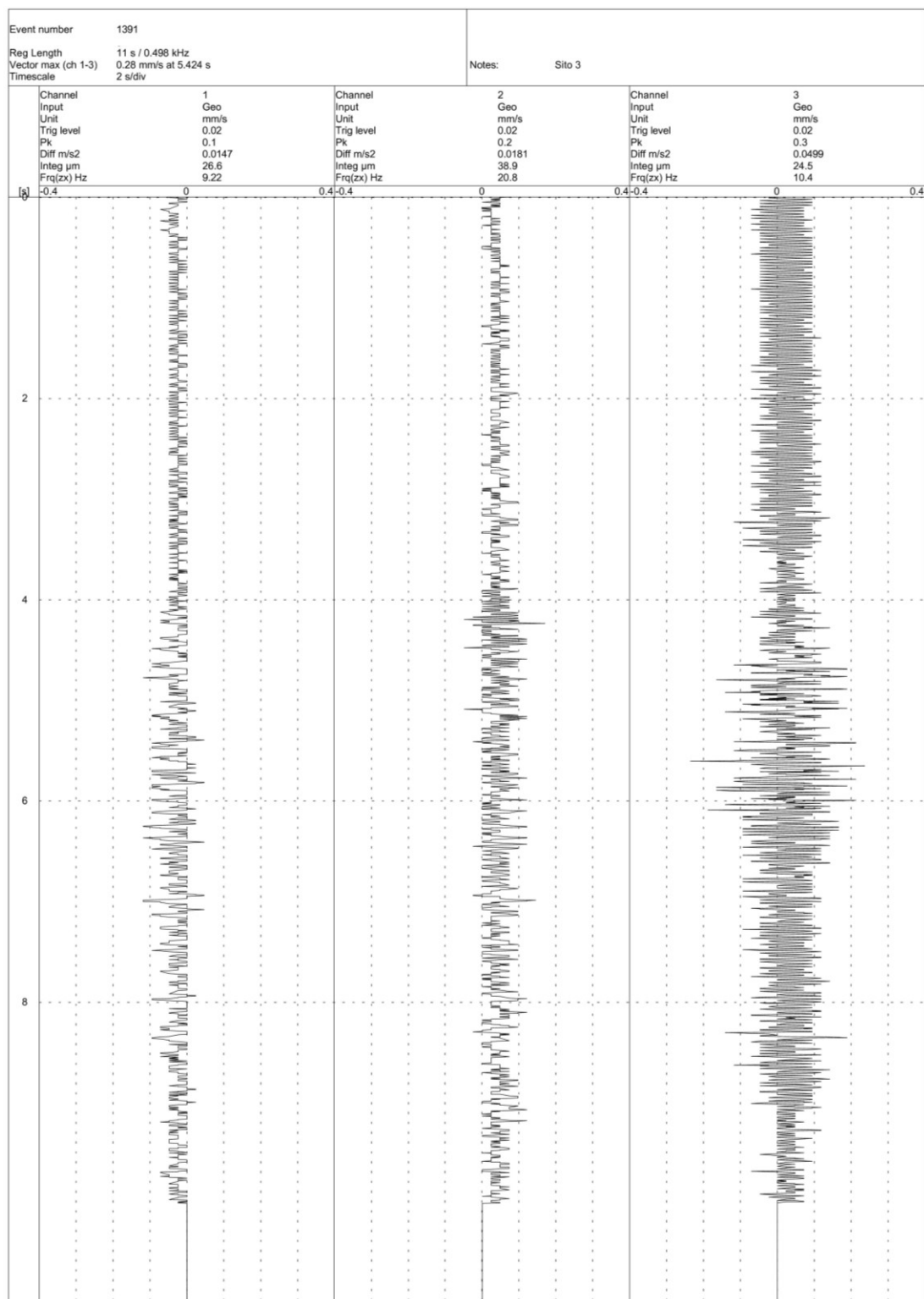


Fig. 4.18.r. Sismogrammi sito 3 prova 1391

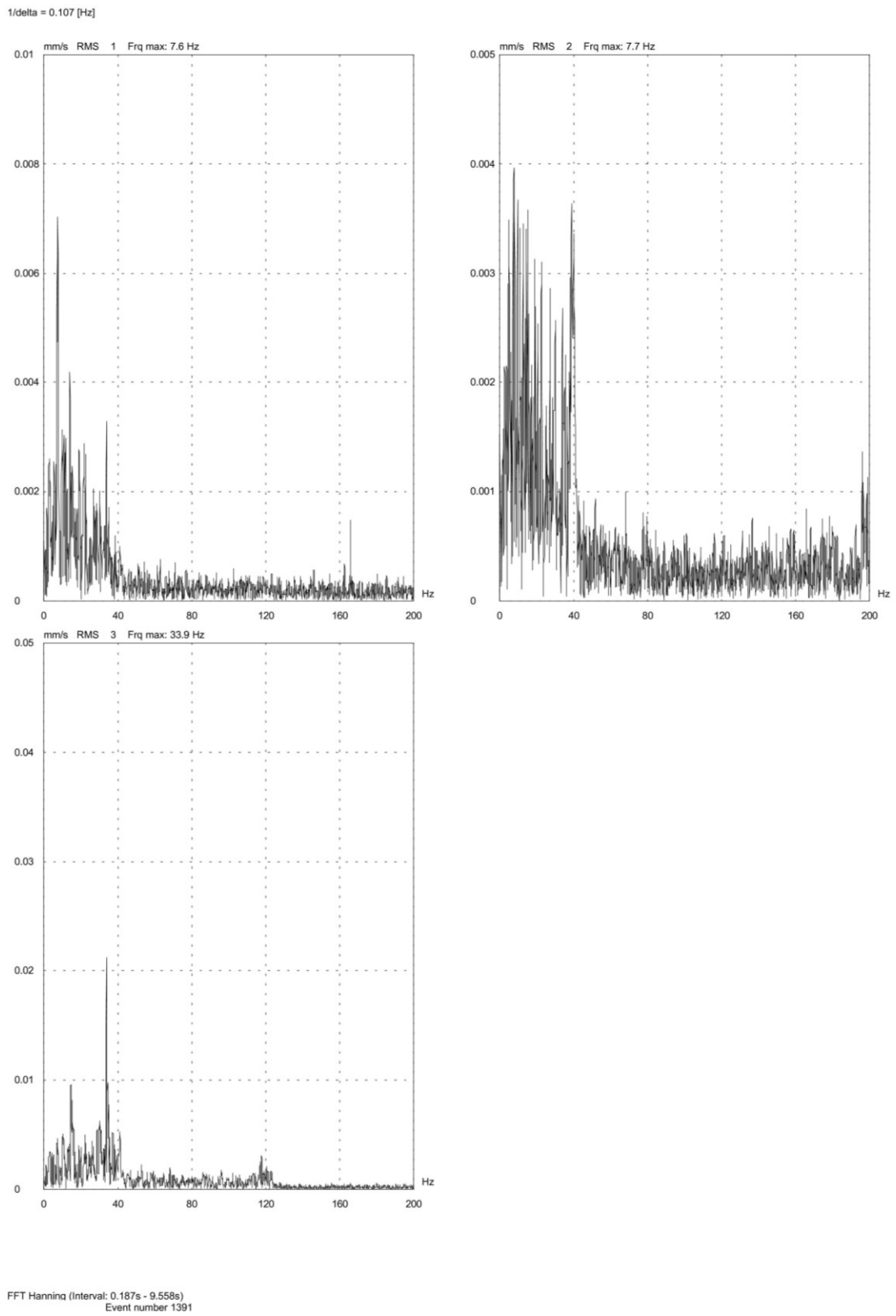


Fig. 4.18.s. Spettri di frequenza sito 3 prova 1391

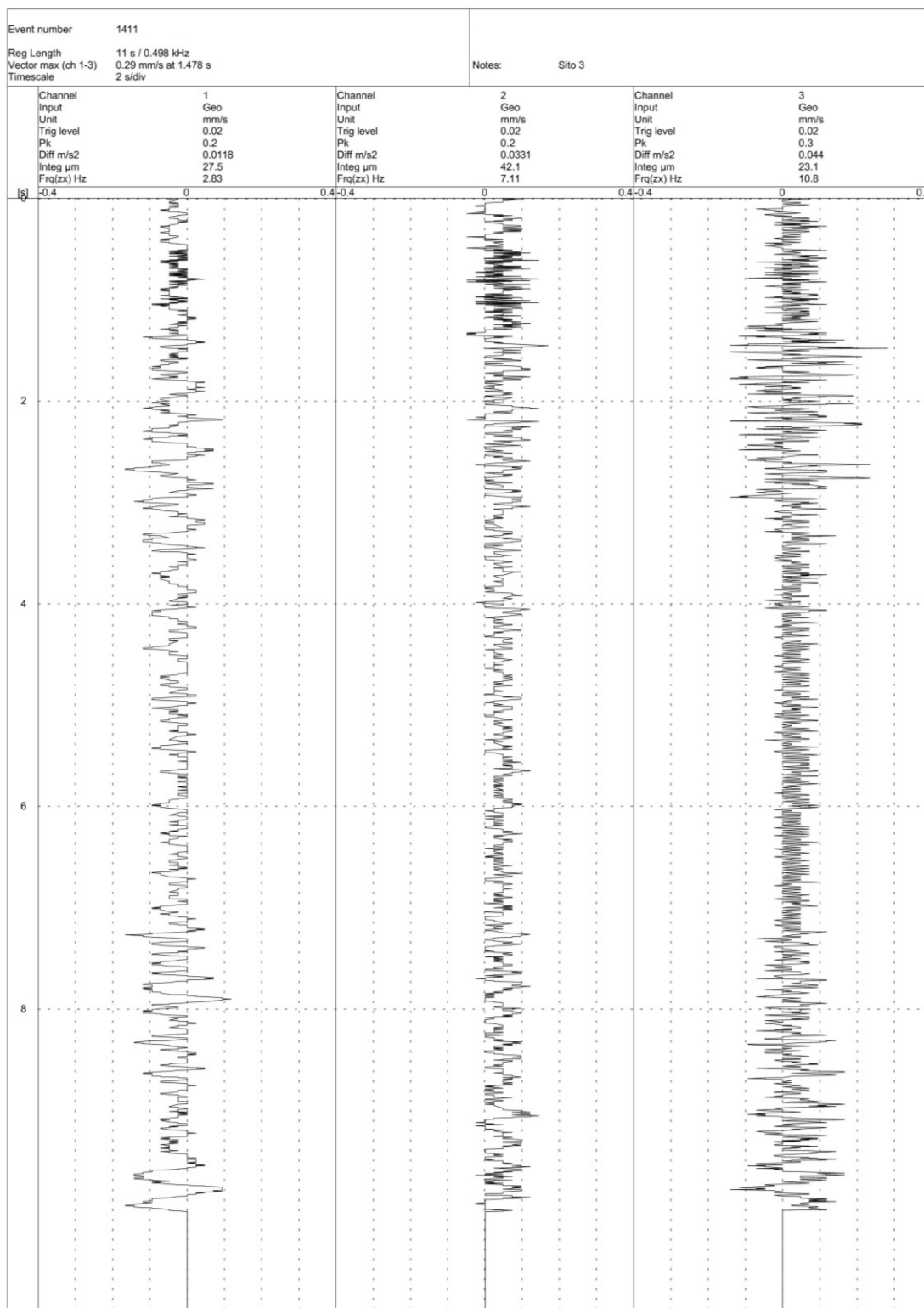


Fig. 4.18.t. Sismogrammi sito 3 prova 1411

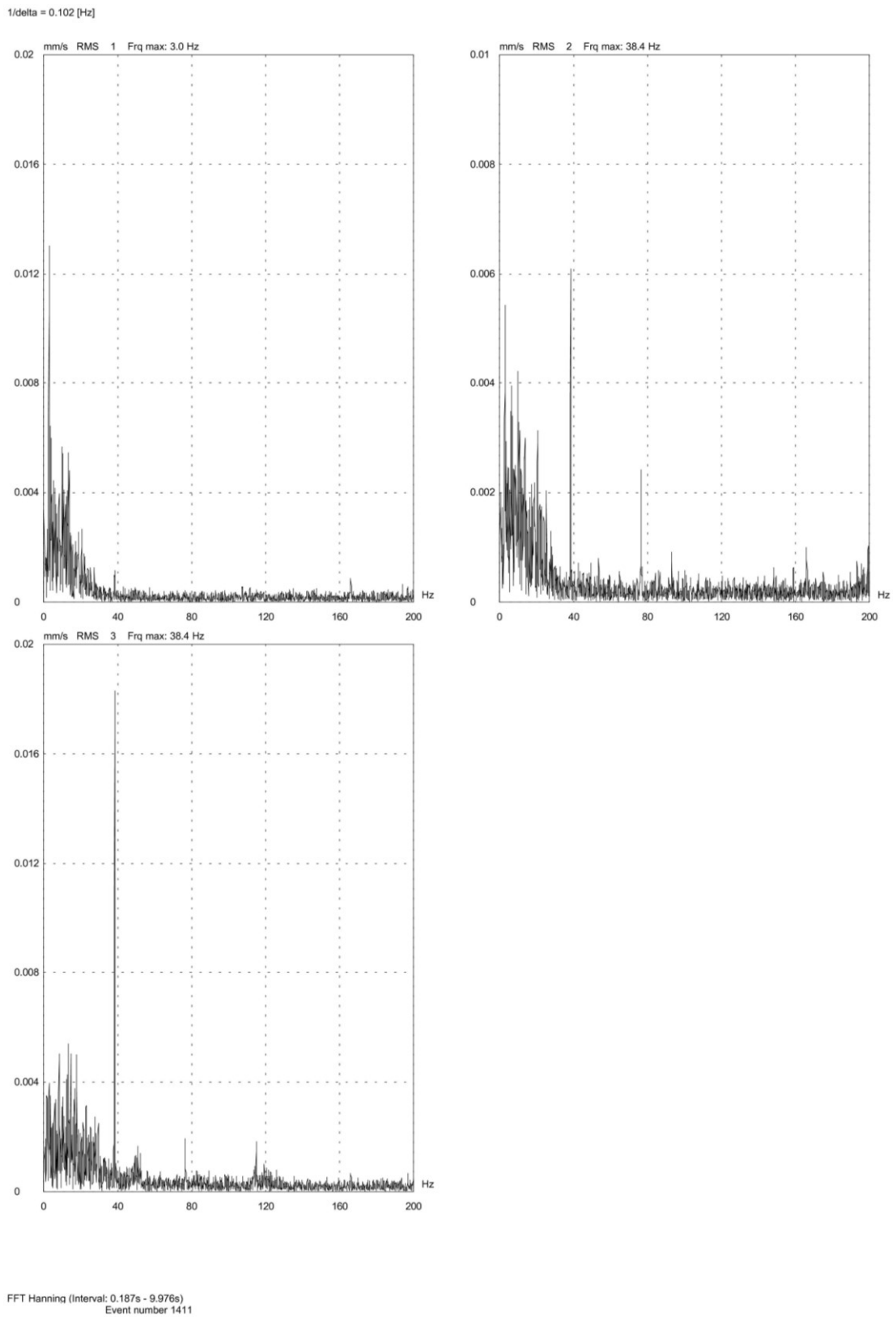


Fig. 4.18.u. Spettri di frequenza sito 3 prova 1411

Dall'analisi dei diagrammi si può affermare che il contenuto in frequenza tanto del "rumore di fondo" che degli eventi più significativi sono simili (principalmente entro i 10-12 Hz); ciò è dovuto alla sorgente principale delle vibrazioni che risulta sempre il traffico. Alcuni picchi significativi si trovano a frequenze superiori (in corrispondenza delle spalle è evidente anche un picco sui 40 Hz circa, forse dovuto alla presenza del penetrometro). Un altro picco si registra talvolta tra i 100 e 120 Hz. I valori di picco più significativi sono presenti tanto nella componente verticale che in quelle orizzontali.

I valori di velocità delle vibrazioni delle registrazioni risultano molto contenuti e nettamente inferiori ai limiti previsti dalle norme considerate, pur essendo stati rilevati nei momenti di traffico più intenso e quindi nelle condizioni maggiormente penalizzanti ($0,4 \text{ mm/s} \ll 3,0 \text{ mm/s}$).

Da quanto sopra risulta, pertanto, evidente che i danneggiamenti rilevati sul ponte non sono imputabili agli effetti delle vibrazioni indotte dal traffico.

Le analisi delle vibrazioni condotte in questo studio escludono, per la tipologia di ponti in esame, la pericolosità delle vibrazioni indotte dal traffico sulla sicurezza strutturale.

4.4.5 INDAGINE GEORADAR

Generalmente le analisi georadar sono utilizzate nell'indagine del suolo alla ricerca di sottoservizi o trovanti. In questo studio l'analisi viene introdotta per la ricerca di informazioni non direttamente accessibili sullo stato di consistenza del ponte in muratura, in particolare per evidenziare la presenza di fessure passanti o discontinuità nella muratura costituente l'arco [28;81]. Come sarà presentato nel seguito il georadar si è rivelato molto utile per descrivere le parti nascoste e non accessibili del ponte rilevando la presenza del riempimento inerte al di sotto del pacchetto stradale e identificando correttamente le spalle del ponte. L'indagine si è dimostrata fondamentale anche per escludere la presenza di fessure passanti nell'arco.

La strumentazione impiegata per l'esecuzione delle scansioni radar è composta da un dispositivo della Radar Systems (mod. Zond 12e da 16 bits conversione a/d) equipaggiata con antenne operanti a frequenze 500 e 2000 MHz. Lo strumento si compone di un'unità di trasmissione-ricezione [antenna t_x/r_x] e di un'unità di trasduzione e registrazione del segnale. Il principio di funzionamento dello strumento (figura 4.19.a), legato alla propagazione di un'onda elettromagnetica nel sottosuolo, si basa sul fenomeno fisico di partizione dell'energia ad un'interfaccia tra due mezzi con diverse proprietà dielettriche (costante dielettrica ϵ_r e riflettività R).

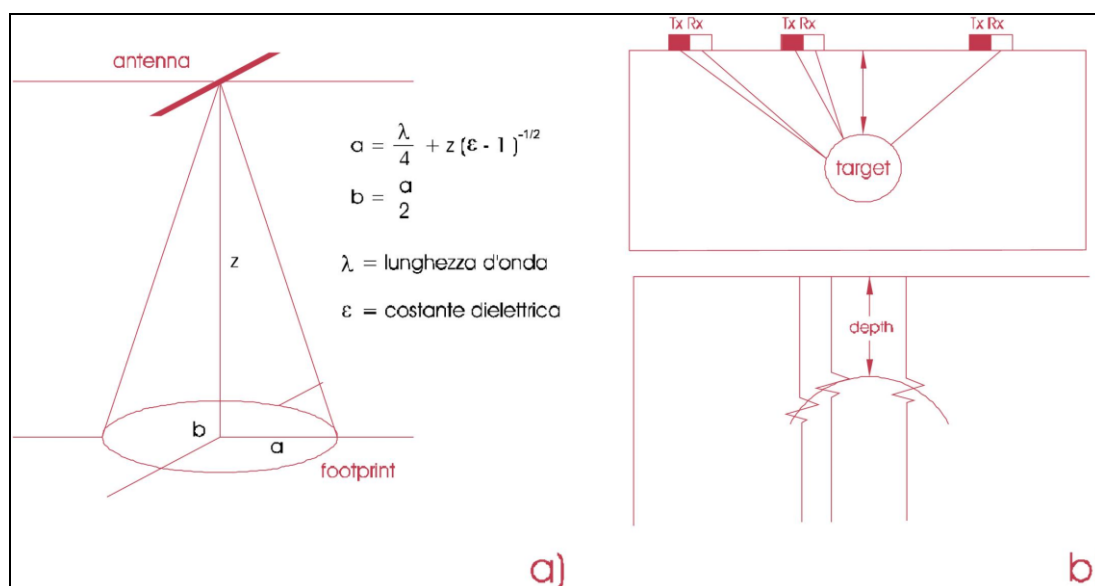


Fig. 4.19. Propagazione di un'onda elettromagnetica nel sottosuolo: a) angolo solido di emissione dell'onda e footprint dell'antenna sul riflettore; b) configurazione monostatica responso di individuazione di un target.

In particolare, in corrispondenza di un'interfaccia fisica, l'onda e.m. generata in superficie ed immessa nel sottosuolo per mezzo dell'antenna, subisce un fenomeno di riflessione e parte dell'energia (in funzione del contrasto di impedenza elettrica dei mezzi affacciati e dell'angolo di incidenza del segnale trasmesso) ritorna verso la superficie. La configurazione monostatica (figura 4.19.b) prevede l'utilizzo di una sola antenna ($t_x=r_x$) per la trasmissione e la ricezione del segnale, mentre la configurazione bistatica prevede l'utilizzo di due antenne (t_x+r_x) ad offset variabile. La selezione dell'offset permette, in prima approssimazione, la stima della velocità di

propagazione dell'onda elettromagnetica e quindi, noto il tempo di registrazione, il calcolo della profondità del target.

Nel caso specifico è stata utilizzata una configurazione bistatica ad offset fisso (0,35 m per l'antenna da 500 MHz e 0,00 m per quella da 2000 MHz). La velocità di propagazione V_m di un'onda e.m. in un mezzo m è data dalla (4.1) dove c è la velocità della luce ($3 \cdot 10^8$ m/s) ed ϵ_r è la costante dielettrica del mezzo, normalizzata rispetto a quella dell'aria.

$$V_m = c / (\epsilon_r / \epsilon_0)^{-1/2} \quad (4.1)$$

La conoscenza della costante dielettrica relativa (o della velocità di propagazione v_r) è essenziale ai fini interpretativi, poiché permette di calcolare la profondità h di una superficie riflettente, con un errore massimo stimato di ± 10 %. Infatti:

$$h = \frac{c \cdot t_r}{2\sqrt{\epsilon_r}} \quad (4.2)$$

dove t_r è il tempo trascorso tra emissione e ricezione dell'impulso. L'attenuazione rappresenta la diminuzione dell'intensità del segnale per unità di lunghezza percorsa all'interno del materiale. Essa può essere considerata una funzione complessa della conducibilità elettrica. In generale è possibile affermare che la profondità di indagine massima ottenibile in un determinato materiale dipende dal suo valore di attenuazione. Valori elevati si hanno per i materiali caratterizzati da elevati valori di conducibilità elettrica, quali limi, argille, materiali cristallini solubili, metalli e acque saline; valori bassi sono caratteristici di rocce cristalline, ghiaie, sabbie e acque demineralizzate. La presenza di acqua è responsabile dell'aumento dei valori di entrambi i parametri, sebbene con intensità diversa nei vari materiali. I materiali caratterizzati da elevati valori di attenuazione limitano in modo determinante la profondità d'indagine; nelle argille plastiche, ad esempio, essa è ridotta a pochi centimetri e nei metalli è praticamente nulla. Per contro, i materiali ad elevato valore di attenuazione sono ottimi bersagli, in quanto riflettono buona parte della radiazione incidente.

Un profilo (sezione GPR) si ottiene ripetendo il ciclo di trasmissione e ricezione innumerevoli volte spostando progressivamente l'antenna lungo una direzione

prefissata; il programma di elaborazione provvede ad accostare opportunamente le tracce dei segnali ricevuti. Il risultato è riportato nelle sezioni GPR.

Per effettuare le sezioni GPR è stata utilizzata la modalità in dominio di spazio: il trasmettitore emette impulsi in dipendenza dallo spazio percorso dall'operatore; questo è possibile grazie all'utilizzo di un encoder direttamente collegato all'antenna. Nell'indagine in oggetto sono state utilizzate antenne operanti a frequenza di 500 e 2000 MHz, con le quali sono stati indagati i primi 3 – 3,5 m di terreno. Sono state eseguite in tutto 9 linee radar, dislocate tra la superficie del ponte e le sue spalle. I profili variano in lunghezza da qualche metro ad oltre 40 m. Una breve descrizione dei profili più significativi è riportata di seguito (figura 4.20).

Profili 1-5: questi due profili longitudinali sono stati effettuati sulle parti esterne della carreggiata del ponte, ed evidenziano le fessure sulle spalle e sulla campata dello stesso. Le due linee rimarkano la presenza di una muratura esterna e di un riempimento interno di materiale eterogeneo di altra consistenza.

Profili 2-4: in questi due profili, effettuati nella parte interna della carreggiata stradale, il georadar rimarca il passaggio sulle spalle e sull'arco sottostante alla campata, ma non mette in evidenza particolari anomalie associate alla presenza di vuoti o fessurazioni.

Profili 1-2-3-4 sulla spalla: questi profili, effettuati sulla superficie esterna della spalla, evidenziano una anomalia in corrispondenza del passaggio sopra la fessurazione, e confermano la presenza di una parete esterna in muratura e di un riempimento interno di materiale differente in parte disturbato e non omogeneo.

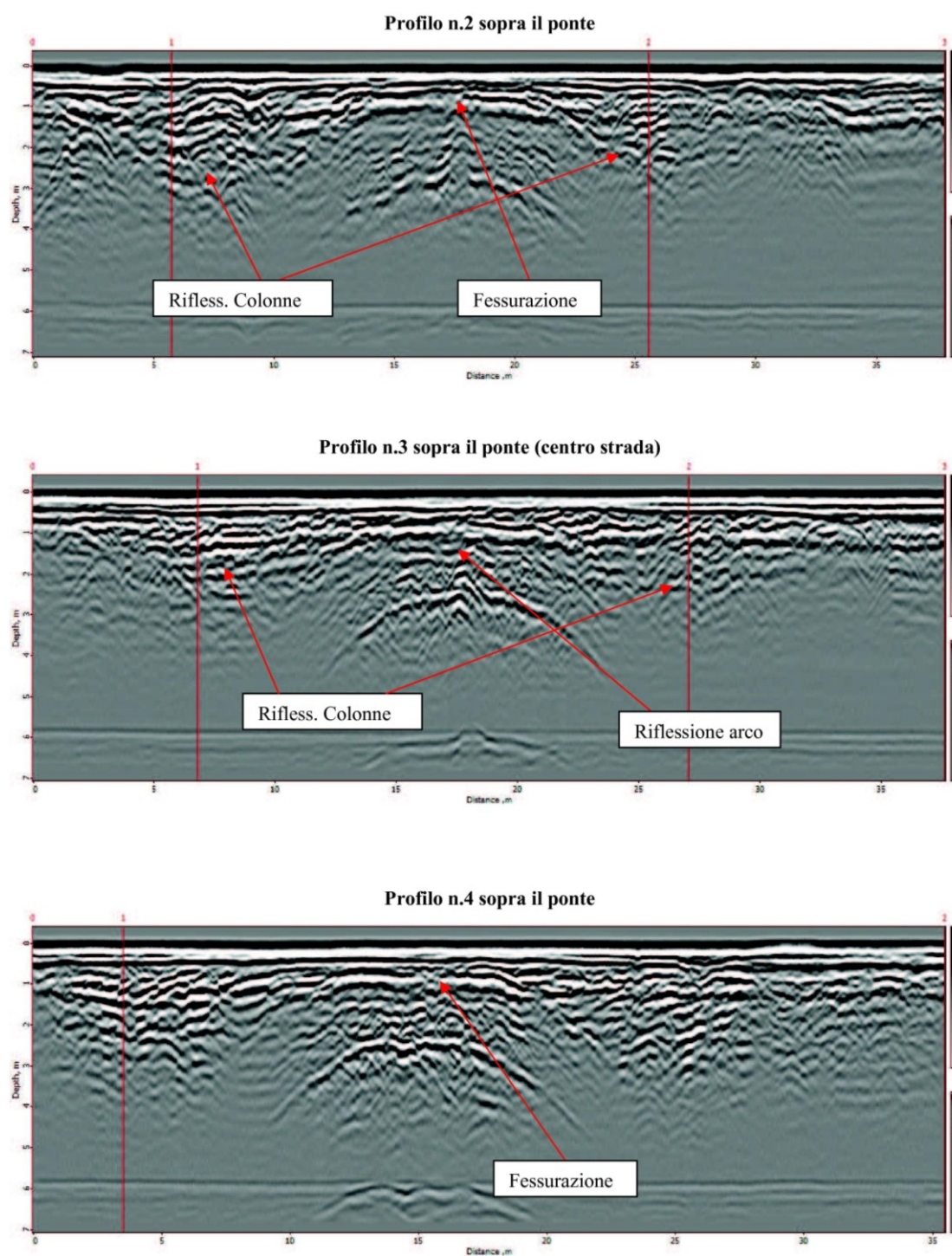


Fig. 4.20.a. Profili sopra il ponte

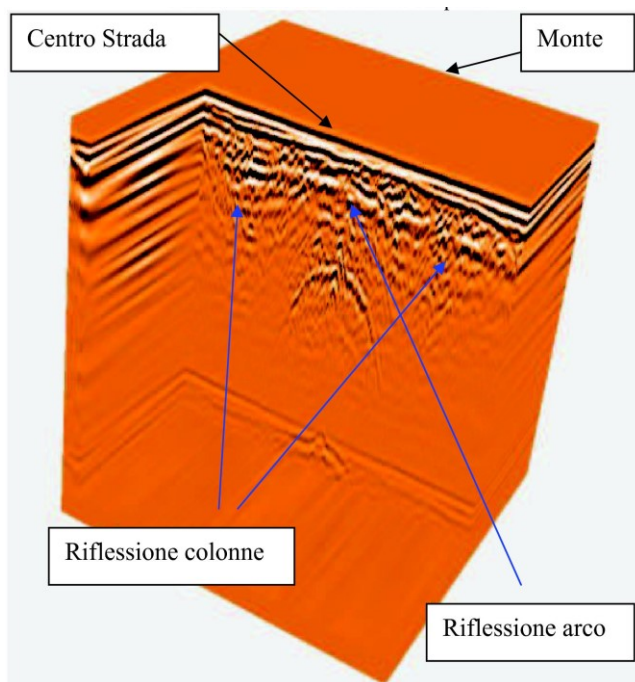


Fig. 4.20.b. Vista 3D profilo 3 sopra il ponte

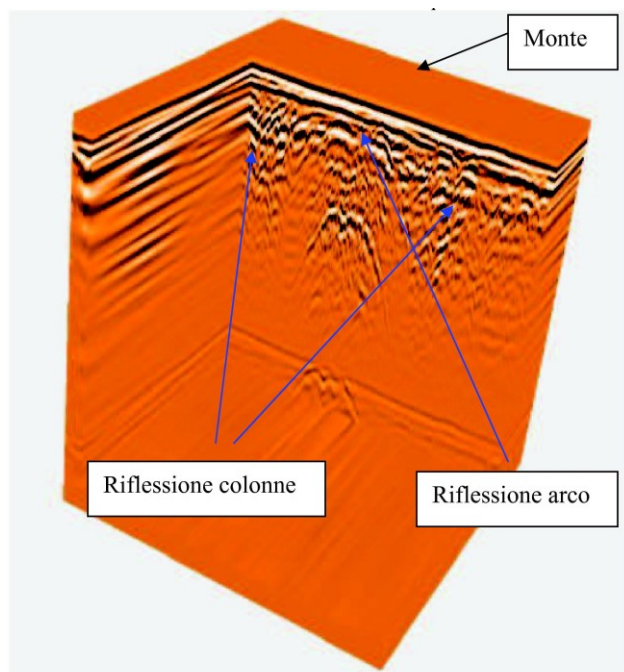


Fig. 4.20.c. Vista 3D profilo 4 sopra il ponte

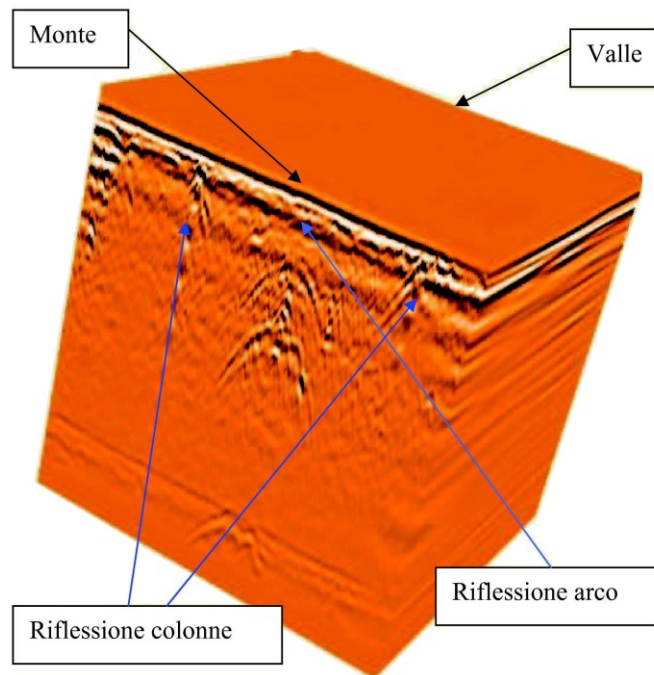


Fig. 4.20.d. Vista 3D profilo 5 sopra il ponte

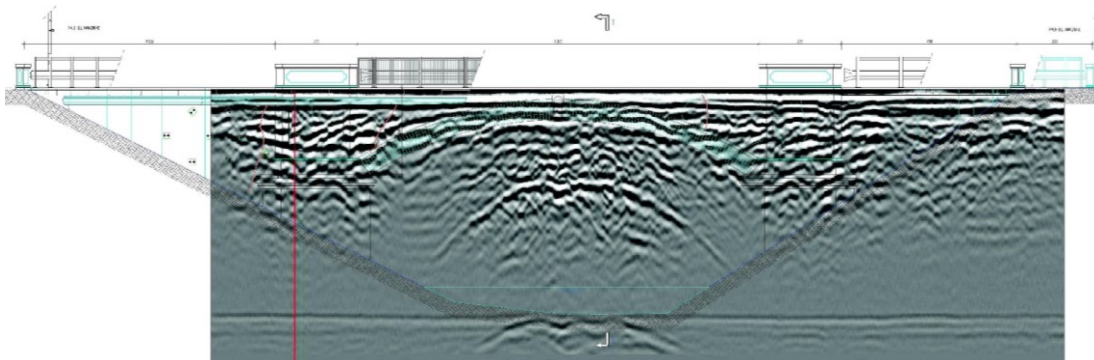


Fig. 4.20.e. Prospetto con sovrapposizione profilo georadar

4.4.6 PROVA CON MARTINETTI PIATTI SINGOLI E DOPPI

Le proprietà meccaniche della muratura che compone le spalle del ponte sono state investigate mediante l'utilizzo della prova semidistruttiva con martinetti piatti singoli e doppi. Il principale obiettivo della prova risiede nella definizione del reale stato di tensione a cui è sottoposta la muratura e del suo comportamento tensione-deformazione, valutabile con precisione solo mediante un test diretto in sito [9].

I test distruttivi di compressione e taglio in laboratorio non sono stati condotti data l'impossibilità di prelevare significativi campioni della muratura d'interesse; in ogni caso tali prove avrebbero fornito valori sicuramente meno attendibili delle prove in sito in termini di resistenza meccanica e modulo elastico dato il disturbo prodotto al campione in fase di prelievo, trasporto e preparazione alla prova oltre al fatto che non avrebbero permesso il rilievo diretto dello stato tensionale realmente presente in opera.

Il primo test è stato condotto con l'ausilio di un singolo martinetto per definire con precisione lo stato di tensione presente nella spalla del ponte. In seconda fase, è stato inserito un ulteriore martinetto, in posizione prestabilita, per portare a rottura il campione e determinare quindi il legame tensioni-deformazioni della muratura in esame.

Precedenti applicazioni di questa tecnica ad edifici storici hanno chiaramente evidenziato il suo enorme potenziale e dimostrato come rappresenti la migliore soluzione in termini di affidabilità dei risultati riguardanti le principali proprietà meccaniche del materiale muratura (deformabilità, resistenza e stato di stress) a fronte di una ridotta invasività.

In murature con corsi regolari e non troppo spessi di malta il test viene condotto introducendo un sottile martinetto piatto all'interno di un taglio precedentemente eseguito nello strato di malta. Al termine della prova il martinetto può essere facilmente rimosso e lo strato di malta ripristinato alle sue condizioni originarie.

La valutazione dello stato di tensione è basata sul rilassamento che si ottiene dopo il taglio che si verifica con una parziale chiusura del taglio stesso, ovvero dopo la rimozione della lama i lembi opposti del taglio tendono ad avvicinarsi. Un sottile martinetto viene inserito nel taglio e la pressione all'interno dello stesso viene aumentata gradualmente fino a riportare i lembi opposti del taglio alla loro distanza originaria. Gli spostamenti dovuti al taglio e quelli indotti dal martinetto sono misurati con estensimetri rimovibili prima e dopo il taglio e dopo la messa in pressione del martinetto.

Definita P_f la pressione nel sistema idraulico che determina il riposizionamento dei lembi opposti alla distanza pre-taglio, la relazione di equilibrio risulta:

$$S_f = K_j \cdot K_a \cdot P_f \quad (4.3)$$

dove S_f è il valore della tensione, K_j è una costante di calibrazione del martinetto (<1) e K_a è il rapporto tra l'area del martinetto piatto e l'area effettiva del taglio (<1).

Uno schema di prova simile può essere utilizzato, introducendo un secondo martinetto, per determinare la curva forza-spostamento sperimentale della muratura in esame. Un secondo taglio viene eseguito, generalmente 500 mm sopra il primo, e un secondo martinetto viene inserito. I due martinetti nella configurazione descritta delimitano un campione di muratura di dimensioni apprezzabili a cui può essere applicata una compressione uniassiale. La misura degli spostamenti orizzontali e verticali viene eseguita con estensimetri o trasduttori di spostamento induttivo (LVDTs). In questo modo è possibile eseguire un test di compressione in un provino indisturbato di importanti dimensioni. Numerosi cicli di carico e scarico possono essere svolti aumentando gradualmente la tensione applicata definendo così il modulo elastico della muratura per i vari stati tensione-deformazione. Risulta di interesse comparare i risultati ottenuti dalla prova con martinetti doppi con quelli rilevati con la prova a martinetto singolo; ciò permette, infatti, un diretto confronto sulla tensione rilevata in esercizio e quella a rottura permettendo di avere un'immediata approssimativa stima del livello di sicurezza nella struttura in oggetto. La muratura delle spalle del ponte oggetto del presente studio è stata sottoposta ad una prova con martinetto piatto singolo e quattro prove con martinetto piatto doppio. Le posizioni delle quattro prove con martinetto doppio sono riportate in figura 4.21. La prova con martinetto singolo è stata eseguita nella posizione M3.

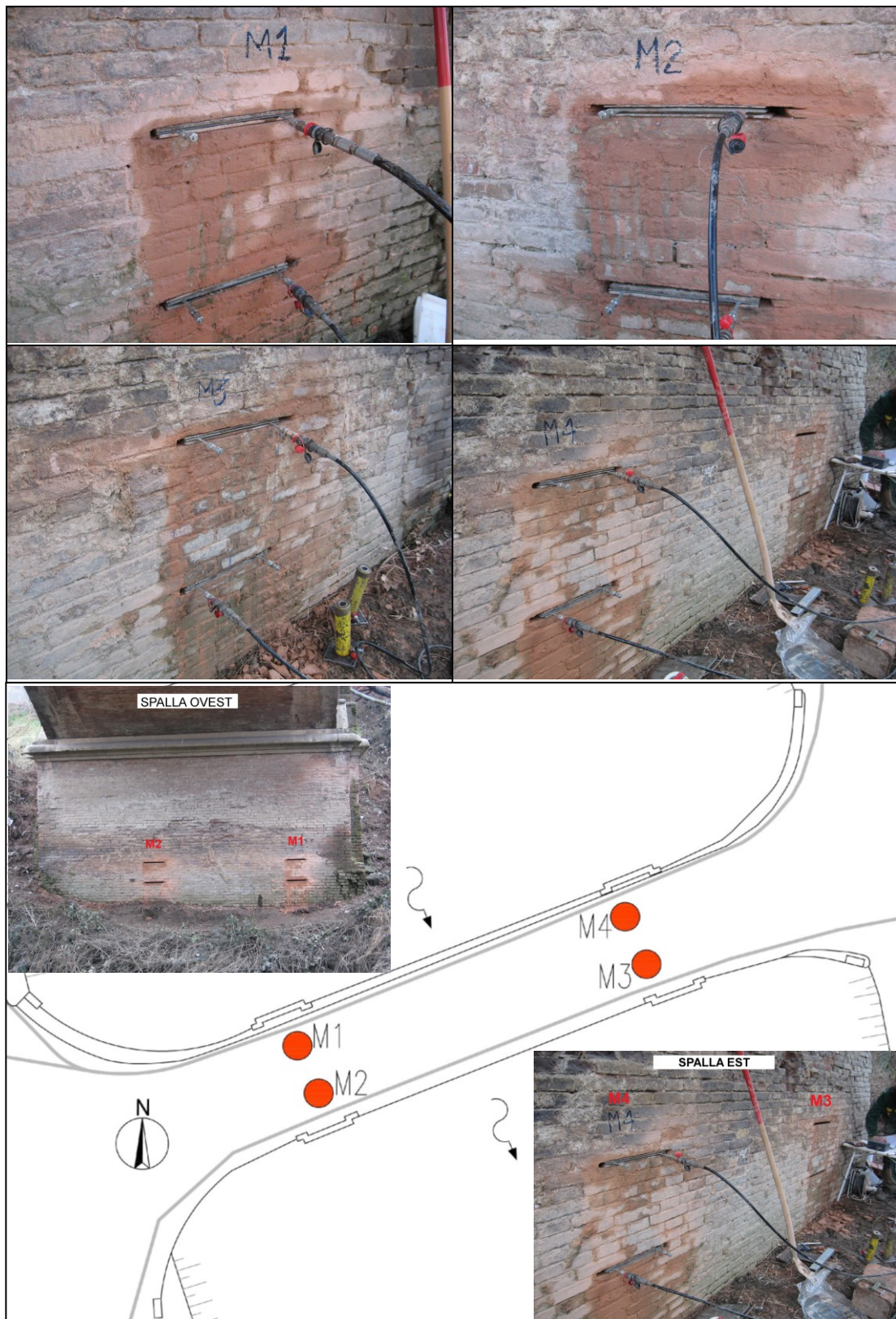


Fig. 4.21. Individuazione prove con martinetti piatti

4.4.6.1 Prova con martinetto piatto singolo

In prima fase l'area di lavoro e la muratura interessata sono state pulite. Definita l'area d'indagine per la prova con martinetto piatto singolo sono state applicate alla muratura tre coppie di basi deformometriche con un interasse di circa 100 mm (capisaldi costituiti da placchette metalliche con foro calibrato al centro, fissate alla muratura mediante resina epossidica). Tramite un deformometro digitale Mitutoyo con risoluzione 1/1000 mm è stata eseguita una prima serie di tre misure per ciascuna base. Rilevate le misure è stato eseguito il primo taglio nella muratura, lungo un letto di malta orizzontale per uno spessore di circa 20 mm, con una mototroncatrice dotata di disco diamantato di diametro pari a 414 mm e successivamente è stata rilevata una seconda serie di tre misure per ciascuna base. A causa del taglio, in presenza delle azioni di compressione sulla muratura, le facce del taglio, e quindi le basi deformometriche, tendono ad avvicinarsi. Il martinetto piatto, modello Boviari semi-ovale MP-5A 350x260x4 mm spessore lamiera 0,8 mm, è stato inserito nel taglio e messo in pressione fino a riportare le basi deformometriche alla distanza iniziale pre-taglio, ripristinando così anche lo stato tensionale originario nella muratura. La pressione in oggetto è stata misurata attraverso un traduttore di pressione "GEFRAN" con precisione del 0,3 % FSO collegato ad un acquirente dati con display per la visualizzazione. Il martinetto infine è stato scaricato ed estratto dal foro il quale è stato risigillato per ripristinare la condizione originaria. Le misure eseguite sono riportate in tabella 4.2.

Tab. 4.2. Set di misure ottenuti durante la prova con martinetto singolo

Pressione [bar]	Base A1 [mm]	Base A2 [mm]	Base A3 [mm]
0,0 (pre-taglio)	0,858	2,118	-0,072
	0,850	2,122	-0,079
	0,850	2,124	-0,080
0,0 (post-taglio)	0,822	2,072	-0,110
	0,822	2,073	-0,110
	0,821	2,069	-0,110
4,5 (ripristino distanza pre- taglio)	0,870	2,123	-0,041
	0,870	2,124	-0,042
	0,869	2,123	-0,043

La pressione necessaria a ripristinare la condizione originaria è risultata pari a $P_{reg} = 4,5 \text{ bar}$, da cui si ottiene che la pressione nella muratura vale:

$$\sigma = \frac{A_{mart} - A_{mart}^*}{A_{sa}} \cdot C \cdot K_m \cdot P_{reg} \quad (4.4)$$

$$\sigma = \frac{778,56}{908,56} \cdot 0,102 \cdot 0,89 \cdot 4,50 = 0,35 \text{ MPa}$$

dove:

A_{mart}	area del martinetto piatto – $778,56 \text{ mm}^2$
A_{mart}^*	area del martinetto eventualmente sporgente dalla sagoma del taglio – 0 mm^2
A_{sa}	area del taglio – $908,56 \text{ mm}^2$
K_m	rapporto tra la pressione applicata al martinetto e la pressione che viene effettivamente trasmessa alla muratura – $0,89$
C	coefficiente di conversione tra <i>bar</i> e <i>MPa</i> – $0,102 \text{ MPa/bar}$

4.4.6.2 Prova con martinetto piatto doppio

Come nel caso della prova con martinetto piatto singolo l'area di lavoro e la muratura interessata sono state pulite. Definita l'area di prova sono state applicate alla muratura tre coppie di basi deformometriche con un interasse di circa 100 mm e ad una distanza di circa 300 mm. Di seguito sono stati eseguiti due tagli paralleli ad una distanza di circa 400 mm nella muratura, lungo due letti di malta orizzontale per uno spessore di circa 20 mm, con una mototroncatrice dotata di disco diamantato di diametro pari a 414 mm, tenendo all'interno dei due tagli le basi deformometriche. Tramite un deformometro digitale Mitutoyo con risoluzione 1/1000 mm è stata eseguita una prima serie di tre misure per ciascuna base. I due martinetti piatti, modello Boviari semi-ovale MP-8A 350x260x4 mm spessore

lamiera 0,8 mm, sono stati inseriti nei tagli e messi in pressione a gradini di carico successivi mediante una pompa oleodinamica manuale. La pressione in oggetto è stata misurata attraverso un traduttore di pressione "GEFRAN" con precisione del 0,3 % FSO collegato ad un acquirente dati con display per la visualizzazione.

I martinetti infine sono stati scaricati ed estratti dai fori i quali sono stati risigillati per ripristinare la condizione originaria.

Durante la prova, a diversi stadi di pressione applicata, sono stati effettuati vari set di misure al fine di costruire per punti un diagramma tensioni-deformazioni da cui ricavare il modulo elastico medio della muratura per i vari cicli di carico-scarico. Per tracciare i diagrammi tensioni-deformazioni agenti sulla muratura, la tensione è stata calcolata secondo la (4.4) con $K_m = 0,89$, $C = 0,102 \text{ MPa} / \text{bar}$, $A_{mart} = 778,56 \text{ mm}^2$, $A_{mart}^* = 0,00 \text{ mm}^2$, $A_{sa} = 794,19 \text{ mm}^2$, mentre la deformazione è stata calcolata secondo la relazione (4.5):

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (4.5)$$

avendo assunto $L = 300 \text{ mm}$ pari all'interasse dei punti di misura delle basi deformometriche e ΔL pari al valore medio di ciascuna serie di misure secondo la (4.6):

$$\Delta L = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{n} \quad (4.6)$$

dove A_i è la lettura i-esima effettuata in ciascuna serie di misure e $n=3$.

Tab. 4.3. Set di misure ottenuti durante la prova M1

M1 - I ciclo				M1 - II ciclo			
Pressione [bar]	Lecture basi [mm]			Pressione [bar]	Lecture basi [mm]		
	A1	A2	A3		A1	A2	A3
0,0	-0,573	1,438	0,860	0,0	-0,595	1,405	0,830
	-0,572	1,434	0,860		-0,595	1,405	0,830
	-0,572	1,436	0,861		-0,595	1,406	0,831
	-0,572	1,436	0,860		-0,595	1,405	0,830
5,4	-0,592	1,397	0,840	5,5	-0,625	1,360	0,800
	-0,592	1,398	0,838		-0,628	1,362	0,799
	-0,593	1,398	0,840		-0,626	1,365	0,798
	-0,592	1,398	0,839		-0,626	1,362	0,799
10,3	-0,620	1,371	0,797	11,7	-0,660	1,311	0,757
	-0,618	1,370	0,798		-0,662	1,311	0,752
	-0,619	1,371	0,798		-0,662	1,310	0,754
	-0,619	1,371	0,798		-0,661	1,311	0,754
15,2	-0,646	1,338	0,762	15,7	-0,680	1,279	0,722
	-0,643	1,338	0,763		-0,680	1,278	0,721
	-0,645	1,339	0,764		-0,681	1,279	0,720
	-0,645	1,338	0,763		-0,680	1,279	0,721
20,1	-0,656	1,301	0,728	20,3	-0,702	1,246	0,691
	-0,656	1,300	0,729		-0,704	1,244	0,694
	-0,656	1,300	0,730		-0,704	1,246	0,692
	-0,656	1,300	0,729		-0,703	1,245	0,692
25,0	-0,697	1,251	0,681	26,4	-0,735	1,202	0,657
	-0,694	1,251	0,684		-0,734	1,198	0,655
	-0,694	1,251	0,684		-0,733	1,198	0,655
	-0,695	1,251	0,683		-0,734	1,199	0,656
30,0	-0,727	1,196	0,630	30,0	-0,755	1,172	0,633
	-0,728	1,198	0,629		-0,756	1,170	0,635
	-0,724	1,195	0,631		-0,755	1,170	0,633
	-0,726	1,196	0,630		-0,755	1,171	0,634
0,0	-0,595	1,405	0,836	37,4	-0,811	1,096	0,569
	-0,590	1,405	0,833		-0,811	1,094	0,569
	-0,592	1,406	0,832		-0,809	1,095	0,570
	-0,592	1,405	0,834		-0,810	1,095	0,569
0,0	-0,595	1,405	0,830	47,0	-0,895	0,953	0,466
	-0,595	1,405	0,830		-0,894	0,954	0,463
	-0,595	1,406	0,831		-0,895	0,954	0,464
	-0,595	1,405	0,830		-0,895	0,954	0,464
				0,0	-0,620	1,362	0,780
					-0,621	1,360	0,780
					-0,622	1,361	0,779
					-0,621	1,361	0,780
0,0				0,0	-0,619	1,367	0,782
					-0,622	1,367	0,780
					-0,620	1,368	0,780
					-0,620	1,367	0,781

Tab. 4.4. Calcolo tensioni e deformazioni prova M1

M1								
Pressione [bar]	Tensione [Mpa]	Accorciamenti assoluti [mm]			Deformazione [%] $\varepsilon = \Delta/l$			Deformazione media ε_m
		A1	A2	A3	ε_1	ε_2	ε_3	
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000E+00
5,400	0,481	0,020	0,038	0,021	0,067	0,128	0,070	8,815E-05
10,300	0,917	0,047	0,065	0,063	0,156	0,218	0,209	1,941E-04
15,200	1,353	0,072	0,098	0,097	0,241	0,326	0,324	2,969E-04
20,100	1,789	0,084	0,136	0,131	0,279	0,452	0,438	3,896E-04
25,000	2,225	0,123	0,185	0,177	0,409	0,617	0,591	5,389E-04
30,000	2,670	0,154	0,240	0,230	0,513	0,799	0,768	6,933E-04
0,000	0,000	0,020	0,031	0,027	0,067	0,102	0,089	8,593E-05
0,000	0,000	0,023	0,031	0,030	0,076	0,102	0,100	9,259E-05
0,000	0,000	0,023	0,031	0,030	0,076	0,102	0,100	9,259E-05
5,500	0,489	0,054	0,074	0,061	0,180	0,246	0,204	2,100E-04
11,700	1,041	0,089	0,125	0,106	0,297	0,418	0,353	3,559E-04
15,700	1,397	0,108	0,157	0,139	0,360	0,524	0,464	4,496E-04
20,300	1,807	0,131	0,191	0,168	0,437	0,636	0,560	5,441E-04
26,400	2,349	0,162	0,237	0,205	0,539	0,789	0,682	6,700E-04
30,000	2,670	0,183	0,265	0,227	0,610	0,884	0,756	7,500E-04
37,400	3,328	0,238	0,341	0,291	0,793	1,137	0,970	9,667E-04
47,000	4,183	0,322	0,482	0,396	1,074	1,608	1,320	1,334E-03
0,000	0,000	0,049	0,075	0,081	0,162	0,250	0,269	2,270E-04
0,000	0,000	0,048	0,069	0,080	0,160	0,229	0,266	2,181E-04

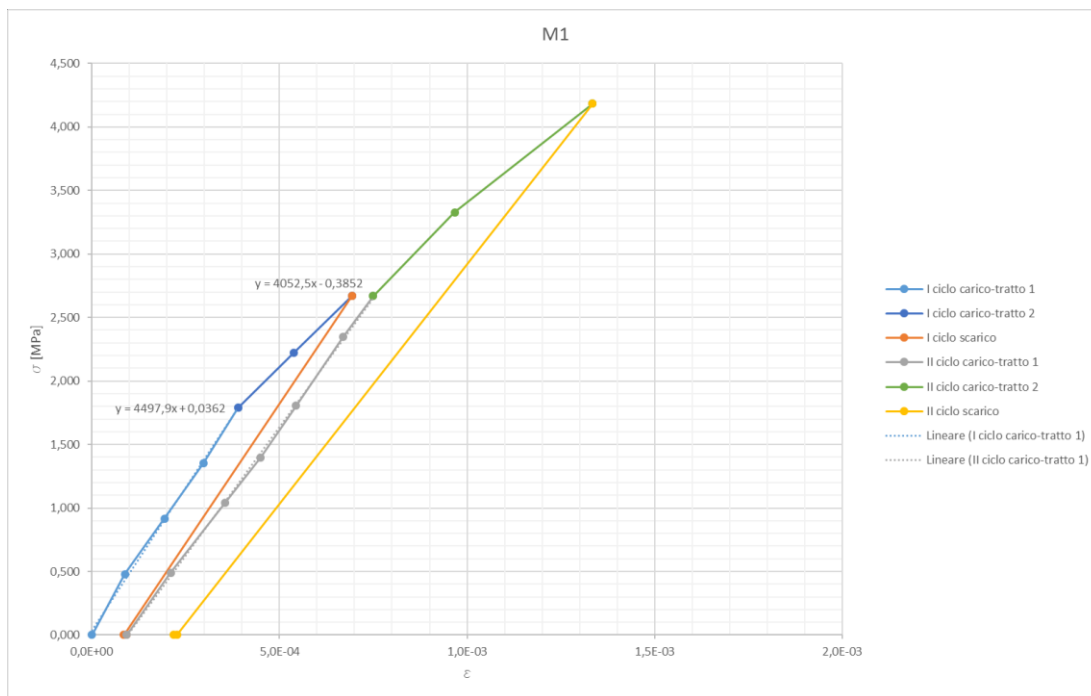


Fig. 4.22. Diagramma tensioni-deformazioni prova M1

Dalle linee di tendenza, di tipo lineare, dei primi tratti dei cicli di carico è possibile ottenere i moduli elastici iniziali medi secondo la (4.7):

$$E_i = m_i \quad (4.7)$$

Le equazioni delle linee di tendenza ottenute nel diagramma tensioni-deformazioni sono riportate in (4.8) e (4.9).

$$y_1 = 4497,9 x_1 + 0,0362 \quad (4.8)$$

$$y_2 = 4052,5 x_2 - 0,3852 \quad (4.9)$$

da cui si ottengono i moduli elastici dei due cicli di carico secondo le (4.10) e (4.11):

$$E_1 = m_1 = 4498 \text{ MPa} \quad (4.10)$$

$$E_2 = m_2 = 4053 \text{ MPa} \quad (4.11)$$

Analogamente per le altre prove.

Tab. 4.5. Set di misure ottenuti durante la prova M2

M2- I ciclo				M2 - II ciclo			
Pressione [bar]	Lecture basi [mm]			Pressione [bar]	Lecture basi [mm]		
	A1	A2	A3		A1	A2	A3
0,0	-1,171	-1,438	0,130	0,0	-1,177	-1,485	0,089
	-1,172	-1,434	0,132		-1,178	-1,485	0,089
	-1,172	-1,436	0,133		-1,179	-1,486	0,088
	-1,172	-1,436	0,132		-1,178	-1,485	0,089
5,0	-1,180	-1,472	0,092	6,6	-1,201	-1,530	0,034
	-1,184	-1,470	0,092		-1,200	-1,529	0,032
	-1,182	-1,472	0,094		-1,203	-1,528	0,032
	-1,182	-1,471	0,093		-1,201	-1,529	0,033
10,7	-1,218	-1,516	0,050	11,2	-1,259	-1,568	-0,012
	-1,218	-1,514	0,050		-1,255	-1,568	-0,013
	-1,216	-1,514	0,051		-1,256	-1,566	-0,013
	-1,217	-1,515	0,050		-1,257	-1,567	-0,013
17,8	-1,244	-1,562	-0,013	15,2	-1,276	-1,596	-0,043
	-1,246	-1,562	-0,009		-1,274	-1,598	-0,045
	-1,245	-1,563	-0,010		-1,274	-1,601	-0,044
	-1,245	-1,562	-0,011		-1,275	-1,598	-0,044
20,0	-1,275	-1,600	-0,030	20,2	-1,292	-1,630	-0,080
	-1,277	-1,602	-0,030		-1,301	-1,632	-0,081
	-1,277	-1,603	-0,030		-1,300	-1,633	-0,083
	-1,276	-1,602	-0,030		-1,298	-1,632	-0,081
25,2	-1,305	-1,640	-0,080	25,0	-1,324	-1,673	-0,115
	-1,308	-1,641	-0,080		-1,322	-1,672	-0,115
	-1,309	-1,640	-0,081		-1,322	-1,672	-0,115
	-1,307	-1,640	-0,080		-1,323	-1,672	-0,115
30,0	-1,351	-1,701	-0,133	30,0	-1,359	-1,706	-0,154
	-1,353	-1,699	-0,134		-1,357	-1,704	-0,153
	-1,355	-1,700	-0,134		-1,356	-1,704	-0,153
	-1,353	-1,700	-0,134		-1,357	-1,705	-0,153
0,0	-1,177	-1,482	0,080	37,0	-1,409	-1,787	-0,228
	-1,178	-1,482	0,082		-1,411	-1,788	-0,223
	-1,177	-1,480	0,085		-1,414	-1,790	-0,225
	-1,177	-1,481	0,082		-1,411	-1,788	-0,225
0,0	-1,177	-1,485	0,089	47,0	-1,527	-1,982	-0,391
	-1,178	-1,485	0,089		-1,526	-1,980	-0,391
	-1,179	-1,486	0,088		-1,526	-1,980	-0,391
	-1,178	-1,485	0,089		-1,526	-1,981	-0,391
				0,0	-1,210	-1,522	0,027
					-1,212	-1,524	0,026
					-1,211	-1,523	0,025
					-1,211	-1,523	0,026
				0,0	-1,206	-1,520	0,036
					-1,206	-1,518	0,035
					-1,200	-1,518	0,033
					-1,204	-1,519	0,035

Tab. 4.6. Calcolo tensioni e deformazioni prova M2

M2								
Pressione [bar]	Tensione [Mpa]	Accorciamenti assoluti [mm]			Deformazione [%] $\varepsilon = \Delta/l$			Deformazione media ε_m
		A1	A2	A3	ε_1	ε_2	ε_3	
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000E+00
5,000	0,445	0,010	0,035	0,039	0,034	0,118	0,130	9,407E-05
10,700	0,952	0,046	0,079	0,081	0,152	0,262	0,271	2,285E-04
17,800	1,584	0,073	0,126	0,142	0,244	0,421	0,474	3,800E-04
20,000	1,780	0,105	0,166	0,162	0,349	0,552	0,539	4,800E-04
25,200	2,243	0,136	0,204	0,212	0,452	0,681	0,707	6,133E-04
30,000	2,670	0,181	0,264	0,265	0,604	0,880	0,884	7,896E-04
0,000	0,000	0,006	0,045	0,049	0,019	0,151	0,164	1,115E-04
0,000	0,000	0,006	0,049	0,043	0,021	0,164	0,143	1,096E-04
0,000	0,000	0,006	0,049	0,043	0,021	0,164	0,143	1,096E-04
6,600	0,587	0,030	0,093	0,099	0,099	0,310	0,330	2,463E-04
11,200	0,997	0,085	0,131	0,144	0,283	0,438	0,481	4,007E-04
15,200	1,353	0,103	0,162	0,176	0,343	0,541	0,586	4,900E-04
20,200	1,798	0,126	0,196	0,213	0,420	0,652	0,710	5,941E-04
25,000	2,225	0,151	0,236	0,247	0,503	0,788	0,822	7,044E-04
30,000	2,670	0,186	0,269	0,285	0,619	0,896	0,950	8,215E-04
37,000	3,293	0,240	0,352	0,357	0,799	1,174	1,190	1,054E-03
47,000	4,183	0,355	0,545	0,523	1,182	1,816	1,742	1,580E-03
0,000	0,000	0,039	0,087	0,106	0,131	0,290	0,352	2,578E-04
0,000	0,000	0,032	0,083	0,097	0,108	0,276	0,323	2,356E-04

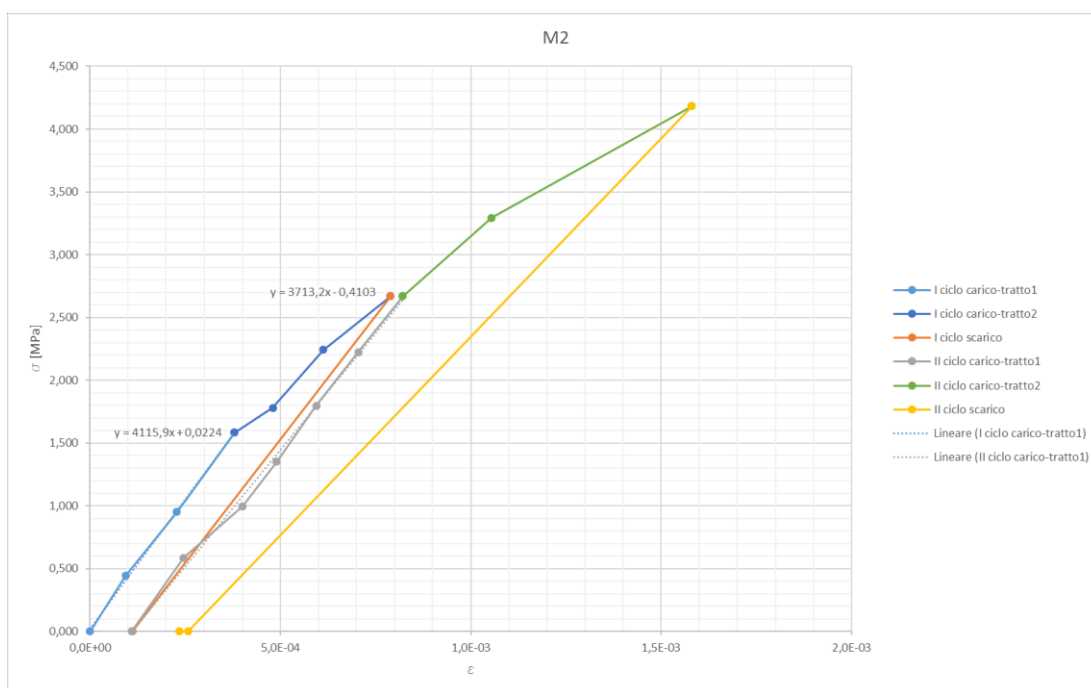


Fig. 4.23. Diagramma tensioni-deformazioni prova M2

$$E_1 = m_1 = 4116 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

$$E_2 = m_2 = 3713 \text{ MPa} \quad (4.13)$$

Tab. 4.7. Set di misure ottenuti durante la prova M3

M3- I ciclo				M3 - II ciclo			
Pressione [bar]	Lecture basi [mm]			Pressione [bar]	Lecture basi [mm]		
	A1	A2	A3		A1	A2	A3
0,0	-0,768	-1,440	0,743	0,0	-0,776	-1,472	0,688
	-0,770	-1,448	0,743		-0,781	-1,470	0,688
	-0,764	-1,450	0,743		-0,783	-1,469	0,688
	-0,767	-1,446	0,743		-0,780	-1,470	0,688
5,0	-0,801	-1,455	0,718	10,0	-0,873	-1,628	0,581
	-0,810	-1,456	0,716		-0,876	-1,631	0,578
	-0,811	-1,456	0,718		-0,873	-1,632	0,578
	-0,807	-1,456	0,717		-0,874	-1,630	0,579
10,0	-0,840	-1,462	0,674	15,0	-0,886	-1,687	0,534
	-0,837	-1,460	0,679		-0,884	-1,692	0,538
	-0,838	-1,463	0,679		-0,884	-1,688	0,538
	-0,838	-1,462	0,677		-0,885	-1,689	0,537
15,0	-0,872	-1,570	0,646	20,0	-0,918	-1,724	0,496
	-0,873	-1,570	0,648		-0,928	-1,722	0,493
	-0,872	-1,569	0,649		-0,928	-1,727	0,492
	-0,872	-1,570	0,648		-0,925	-1,724	0,494
20,0	-0,900	-1,628	0,586	25,0	-0,952	-1,775	0,447
	-0,902	-1,628	0,585		-0,952	-1,778	0,441
	-0,900	-1,623	0,585		-0,959	-1,778	0,441
	-0,901	-1,626	0,585		-0,954	-1,777	0,443
25,0	-0,938	-1,704	0,512	30,0	-0,980	-1,810	0,398
	-0,938	-1,704	0,510		-0,980	-1,811	0,398
	-0,937	-1,706	0,510		-0,978	-1,816	0,395
	-0,938	-1,705	0,511		-0,979	-1,812	0,397
30,0	-0,970	-1,768	0,417	35,0	-1,012	-1,840	0,289
	-0,969	-1,780	0,413		-1,020	-1,837	0,284
	-0,969	-1,781	0,416		-1,020	-1,840	0,288
	-0,969	-1,776	0,415		-1,017	-1,839	0,287
0,0	-0,776	-1,472	0,688	40,0	-1,078	-2,012	0,150
	-0,781	-1,470	0,688		-1,072	-2,020	0,148
	-0,783	-1,469	0,688		-1,078	-2,028	0,149
	-0,780	-1,470	0,688		-1,076	-2,020	0,149
				45,0	-1,128	-2,135	0,000
					-1,130	-2,140	0,000
					-1,132	-2,142	0,010
					-1,130	-2,139	0,003
				0,0	-0,858	-1,723	0,493
					-0,850	-1,728	0,495
					-0,854	-1,727	0,496
					-0,854	-1,726	0,495

Tab. 4.8. Calcolo tensioni e deformazioni prova M3

M3								
Pressione [bar]	Tensione [Mpa]	Accorciamenti assoluti [mm]			Deformazione [%] $\varepsilon = \Delta/l$			Deformazione media ε_m
		A1	A2	A3	ε_1	ε_2	ε_3	
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000E+00
5,000	0,445	0,040	0,010	0,026	0,133	0,032	0,086	8,370E-05
10,000	0,890	0,071	0,016	0,066	0,237	0,052	0,219	1,693E-04
15,000	1,335	0,105	0,124	0,095	0,350	0,412	0,318	3,600E-04
20,000	1,780	0,133	0,180	0,158	0,444	0,601	0,526	5,237E-04
25,000	2,225	0,170	0,259	0,232	0,568	0,862	0,774	7,348E-04
30,000	2,670	0,202	0,330	0,328	0,673	1,101	1,092	9,556E-04
0,000	0,000	0,013	0,024	0,055	0,042	0,081	0,183	1,022E-04
0,000	0,000	0,013	0,024	0,055	0,042	0,081	0,183	1,022E-04
10,000	0,890	0,107	0,184	0,164	0,356	0,614	0,547	5,056E-04
15,000	1,335	0,117	0,243	0,206	0,391	0,810	0,688	6,296E-04
20,000	1,780	0,157	0,278	0,249	0,524	0,928	0,831	7,611E-04
25,000	2,225	0,187	0,331	0,300	0,623	1,103	1,000	9,089E-04
30,000	2,670	0,212	0,366	0,346	0,707	1,221	1,153	1,027E-03
35,000	3,115	0,250	0,393	0,456	0,833	1,310	1,520	1,221E-03
40,000	3,560	0,309	0,574	0,594	1,029	1,913	1,980	1,641E-03
45,000	4,005	0,363	0,693	0,740	1,209	2,310	2,466	1,995E-03
0,000	0,000	0,087	0,280	0,248	0,289	0,933	0,828	6,833E-04

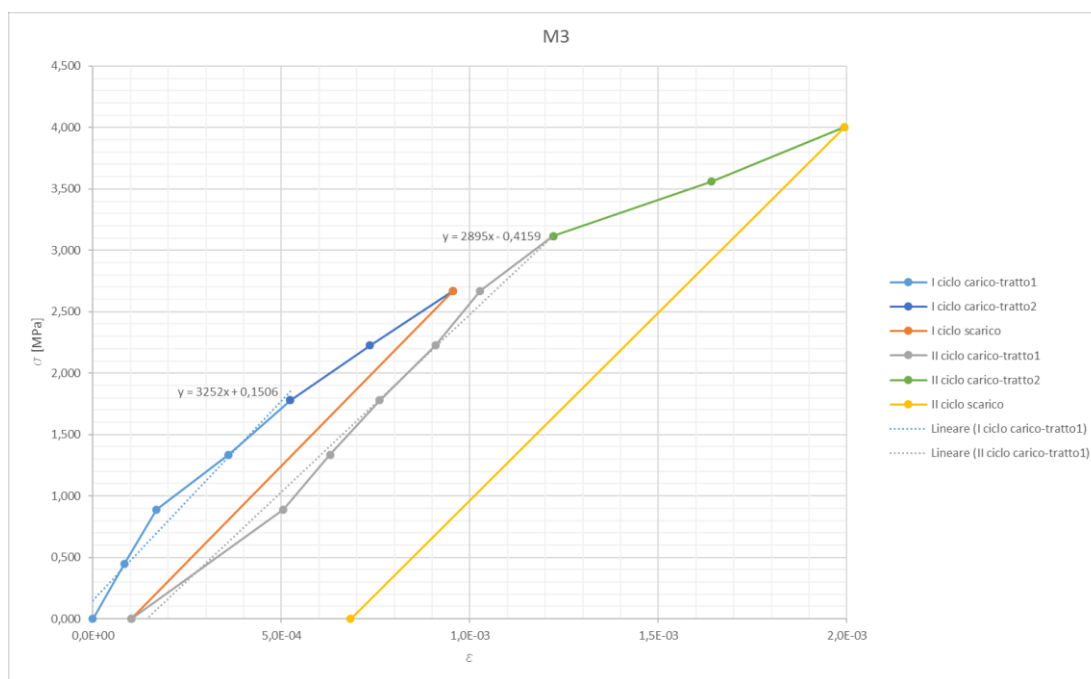


Fig. 4.24. Diagramma tensioni-deformazioni prova M3

$$E_1 = m_1 = 3252 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

$$E_2 = m_2 = 2895 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

Tab. 4.9. Set di misure ottenuti durante la prova M4

M4- I ciclo				M4- II ciclo			
Pressione [bar]	Letture basi [mm]			Pressione [bar]	Letture basi [mm]		
	A1	A2	A3		A1	A2	A3
0,0	-2,092	3,449	-0,192	0,0	-2,105	3,421	-0,201
	-2,094	3,447	-0,192		-2,109	3,426	-0,202
	-2,094	3,446	-0,193		-2,110	3,426	-0,203
	-2,093	3,447	-0,192		-2,108	3,424	-0,202
6,4	-2,124	3,404	-0,214	11,0	-2,183	3,354	-0,266
	-2,123	3,404	-0,217		-2,182	3,357	-0,268
	-2,122	3,401	-0,217		-2,191	3,353	-0,264
	-2,123	3,403	-0,216		-2,185	3,355	-0,266
10,4	-2,147	3,381	-0,238	15,0	-2,214	3,327	-0,295
	-2,153	3,381	-0,233		-2,218	3,328	-0,296
	-2,153	3,382	-0,240		-2,216	3,325	-0,294
	-2,151	3,381	-0,237		-2,216	3,327	-0,295
15,0	-2,175	3,350	-0,264	19,9	-2,269	3,286	-0,336
	-2,177	3,351	-0,265		-2,268	3,288	-0,338
	-2,175	3,350	-0,266		-2,266	3,288	-0,337
	-2,176	3,350	-0,265		-2,268	3,287	-0,337
20,0	-2,188	3,316	-0,297	25,0	-2,332	3,267	-0,357
	-2,200	3,315	-0,300		-2,332	3,265	-0,358
	-2,201	3,317	-0,297		-2,328	3,266	-0,359
	-2,196	3,316	-0,298		-2,331	3,266	-0,358
25,0	-2,223	3,274	-0,340	30,0	-2,361	3,232	-0,390
	-2,219	3,276	-0,338		-2,364	3,233	-0,392
	-2,219	3,276	-0,342		-2,369	3,231	-0,392
	-2,220	3,275	-0,340		-2,365	3,232	-0,391
30,0	-2,298	3,238	-0,375	35,0	-2,376	3,191	-0,428
	-2,294	3,235	-0,380		-2,391	3,187	-0,426
	-2,296	3,236	-0,382		-2,397	3,188	-0,431
	-2,296	3,236	-0,379		-2,388	3,189	-0,428
0,0	-2,105	3,421	-0,201	40,0	-2,443	3,145	-0,480
	-2,109	3,426	-0,202		-2,456	3,144	-0,482
	-2,110	3,426	-0,203		-2,452	3,140	-0,481
	-2,108	3,424	-0,202		-2,450	3,143	-0,481
				45,0	-2,509	3,087	-0,529
					-2,511	3,092	-0,530
					-2,510	3,090	-0,529
					-2,510	3,090	-0,529
0,0				0,0	-2,136	3,417	-0,216
					-2,138	3,419	-0,219
					-2,139	3,420	-0,218
					-2,138	3,419	-0,218

Tab. 4.10. Calcolo tensioni e deformazioni prova M4

M4								
Pressione [bar]	Tensione [Mpa]	Accorciamenti assoluti [mm]			Deformazione [%] $\varepsilon = \Delta l / l$			Deformazione media ε_m
		A1	A2	A3	ε_1	ε_2	ε_3	
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000E+00
6,400	0,570	0,030	0,044	0,024	0,099	0,148	0,079	1,085E-04
10,400	0,926	0,058	0,066	0,045	0,192	0,220	0,149	1,870E-04
15,000	1,335	0,082	0,097	0,073	0,274	0,323	0,242	2,800E-04
20,000	1,780	0,103	0,131	0,106	0,343	0,438	0,352	3,778E-04
25,000	2,225	0,127	0,172	0,148	0,423	0,573	0,492	4,963E-04
30,000	2,670	0,203	0,211	0,187	0,676	0,703	0,622	6,670E-04
0,000	0,000	0,015	0,023	0,010	0,049	0,077	0,032	5,259E-05
0,000	0,000	0,015	0,023	0,010	0,049	0,077	0,032	5,259E-05
11,000	0,979	0,092	0,093	0,074	0,307	0,309	0,246	2,870E-04
15,000	1,335	0,123	0,121	0,103	0,409	0,402	0,342	3,844E-04
19,900	1,771	0,174	0,160	0,145	0,581	0,533	0,482	5,322E-04
25,000	2,225	0,237	0,181	0,166	0,791	0,604	0,552	6,493E-04
30,000	2,670	0,271	0,215	0,199	0,904	0,718	0,663	7,619E-04
35,000	3,115	0,295	0,259	0,236	0,982	0,862	0,787	8,770E-04
40,000	3,560	0,357	0,304	0,289	1,190	1,014	0,962	1,056E-03
45,000	4,005	0,417	0,358	0,337	1,389	1,192	1,123	1,235E-03
0,000	0,000	0,044	0,029	0,025	0,148	0,096	0,084	1,093E-04

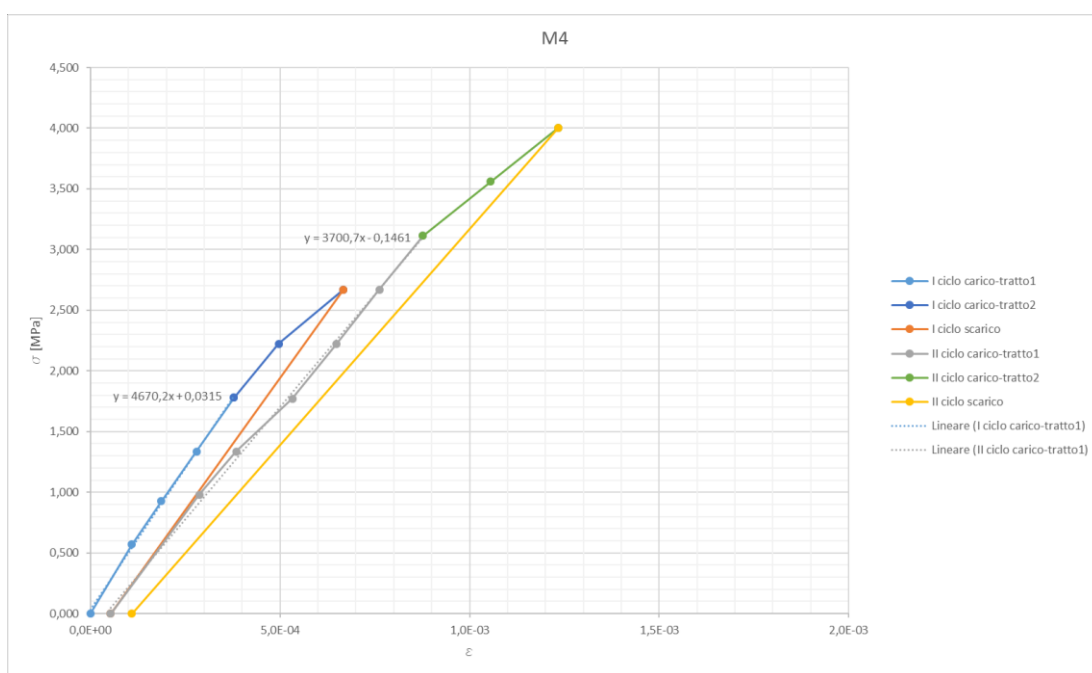


Fig. 4.25. Diagramma tensioni-deformazioni prova M4

$$E_1 = m_1 = 4670 \text{ MPa} \quad (4.16)$$

$$E_2 = m_2 = 3701 \text{ MPa} \quad (4.17)$$

I valori dei moduli elastici ottenuti dalle prove indicano che la muratura costituente il ponte presenta buone caratteristiche meccaniche e di conservazione.

In nessuna delle prove è stata raggiunta la rottura del provino compreso tra i martinetti a causa della comparsa di micro fessure a partire dai lati esterni del taglio superiore ovvero di insufficiente contrasto.

Come evidenziato dalle prove precedentemente riportate, le tensioni ottenute con il martinetto piatto singolo nella muratura della spalla del ponte sono inferiori al 10% delle tensioni raggiunte con le prove con martinetto doppio: ciò evidenzia che la muratura delle spalle è soggetta a tensioni di esercizio ben lontane dalle condizioni di rottura.

Nel capitolo seguente una valutazione sull'affidabilità dei risultati ottenuti sarà condotta con l'ausilio della modellazione ad elementi finiti.

4.5 ANALISI AD ELEMENTI FINITI

In questo paragrafo sono riportati i principali risultati ottenuti mediante analisi ad elementi finiti, utili per interpretare i risultati delle prove in sito e valutarne l'affidabilità [11;50].

Nel seguito sono presentati tre differenti modelli di calcolo che rappresentano tre diversi casi di condizioni al contorno:

1. nessun cedimento delle spalle;
2. cedimento verticale della spalla ovest;
3. cedimento orizzontale della spalla ovest.

I risultati ottenuti sono di seguito esposti e commentati.

I tre modelli presi in esame sono identici tranne che nelle condizioni al contorno. I modelli sono ottenuti dalla geometria rilevata del ponte e sono composti da 36913 elementi brick tetra a 10 nodi, dei quali 5958 sono stati impiegati per modellare il riempimento sopra l'arco in muratura (figure 4.26, 4.27, 4.28).

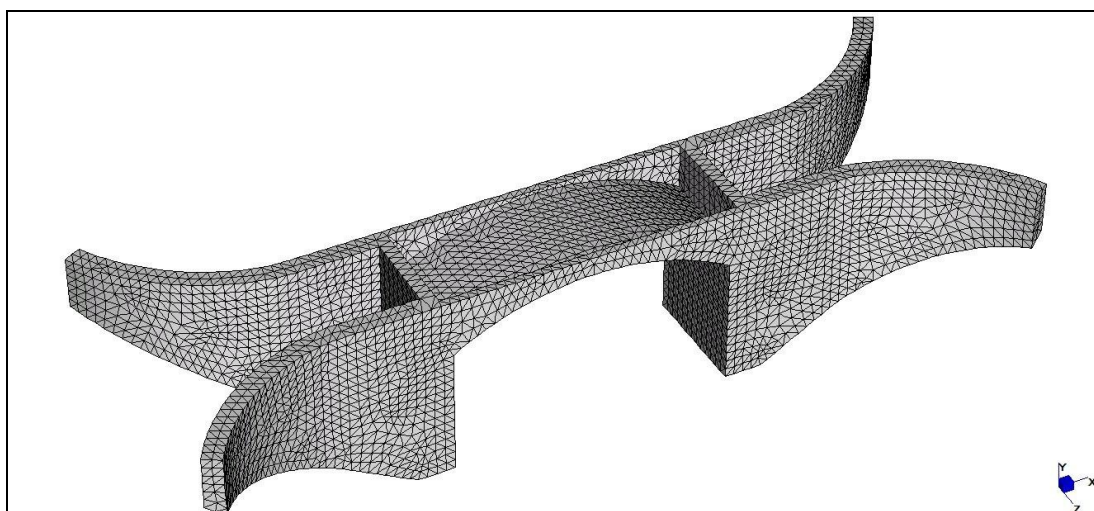


Fig. 4.26. Modello fem – Struttura in muratura

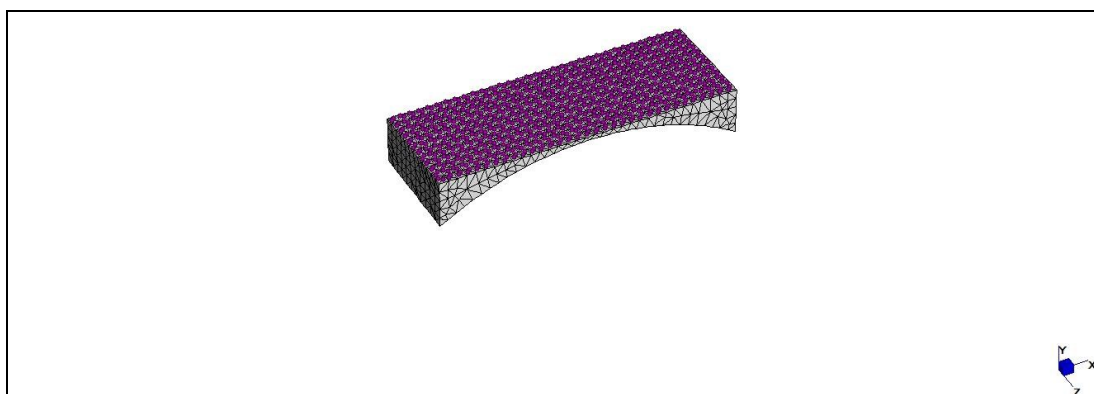


Fig. 4.27. Modello fem – Riempimento e masse non strutturali del pacchetto stradale

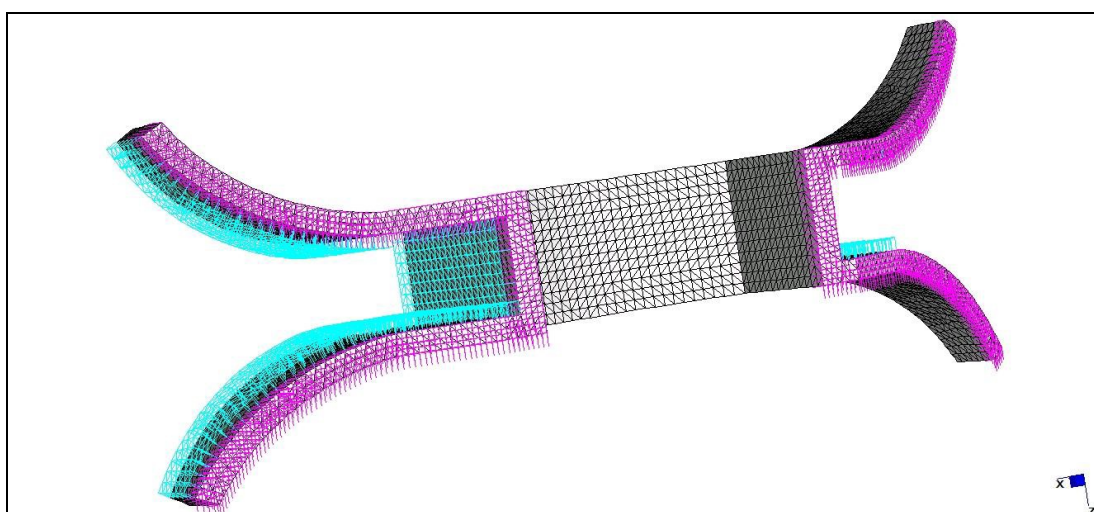


Fig. 4.28. Modello fem – Condizioni al contorno (vincoli ai nodi in magenta e supporti elastici distribuiti sulle facce degli elementi in ciano)

La muratura è stata modellata in campo elastico, che ben descrive lo stato attuale del ponte in cui sono assenti evidenti plasticizzazioni del materiale, fatta eccezione per le pareti delle spalle che, tuttavia, non rientrano nelle seguenti indagini. Le proprietà meccaniche della muratura sono state assunte in accordo con quanto ottenuto dalle prove in sito:

- $E = 4134 \text{ MPa}$ (media dei valori di primo ciclo delle prove con martinetto piatto doppio, § 4.4.6.2)
- $\nu = 0,2$;
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Al riempimento sopra l'arco sono state assegnate le seguenti proprietà elastiche:

- $E = 100 \text{ MPa}$;
- $\nu = 0,35$;
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Le condizioni al contorno sono modellate come vincoli alla traslazione nelle tre direzioni dei nodi alla base delle spalle e come interazione struttura-terreno modellata con un letto di molle uniformemente distribuite con valore di 10 MPa/m a tergo delle spalle. I carichi permanenti dovuti al pacchetto stradale sono stati assunti pari a 300 daN/m^2 .

Le posizioni delle letture delle tensioni nei modelli fem sono rappresentate nelle figure 4.29, 4.30 e 4.31.

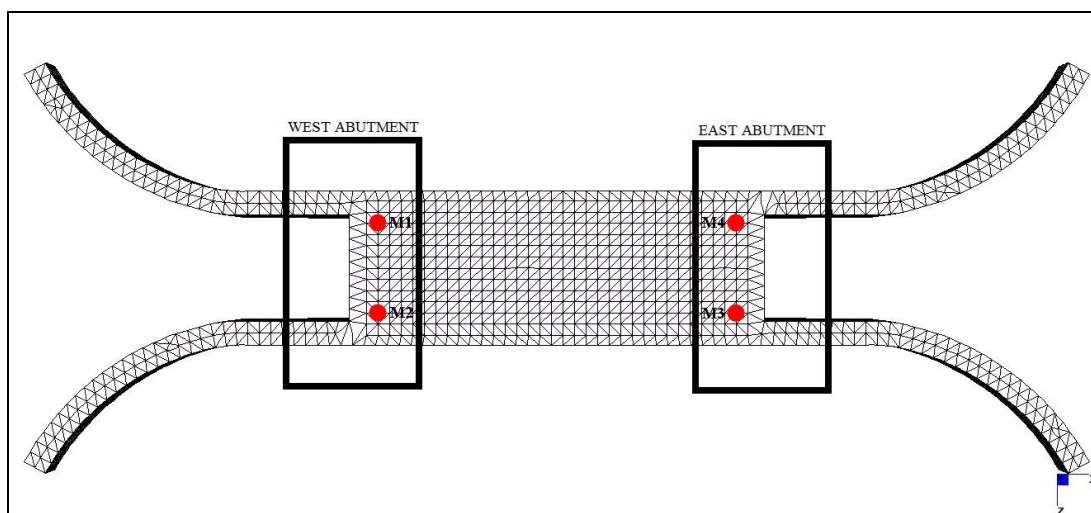


Fig. 4.29. Modello fem – Posizione delle prove con martinetto piatto doppio

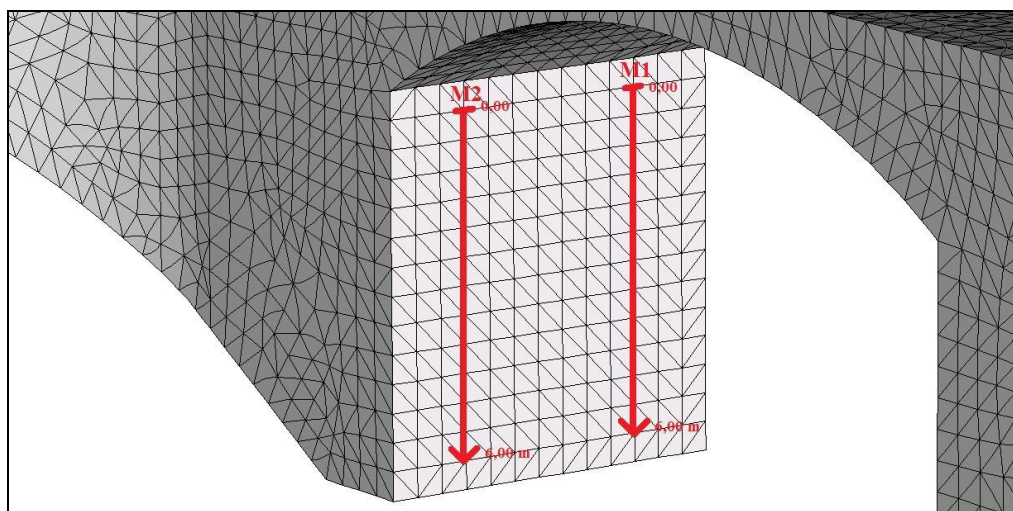


Fig. 4.30. Modello fem – Spalla ovest – Posizione delle misure di tensione

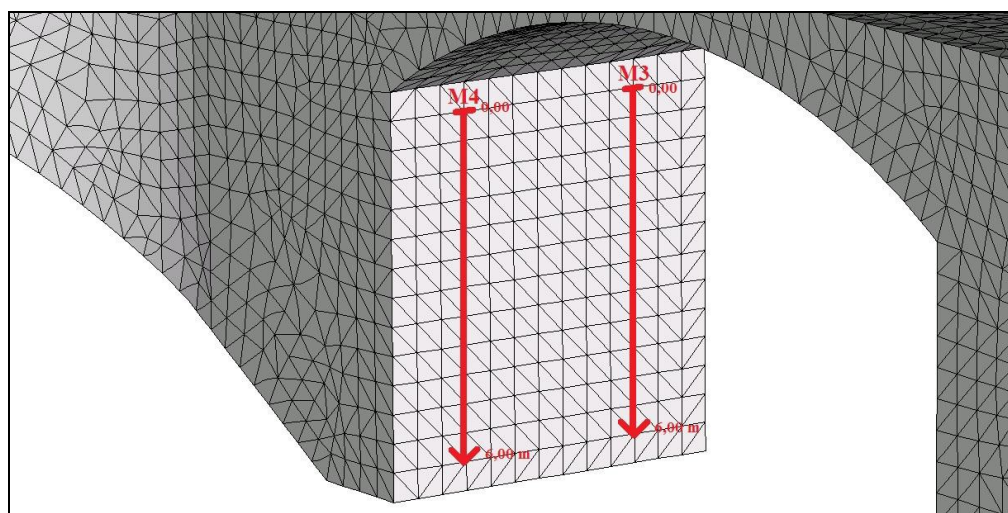


Fig. 4.31. Modello fem – Spalla est – Posizione delle misure di tensione

4.5.1 MODELLO 1: SPALLE CON CEDIMENTI BLOCCATI

Nel modello 1 i nodi alla base delle spalle sono vincolati rigidamente nelle tre direzioni non permettendo, quindi, spostamenti orizzontali e verticali.

In figura 4.32 sono riportati gli spostamenti verticali nel ponte dovuti ai carichi permanenti.

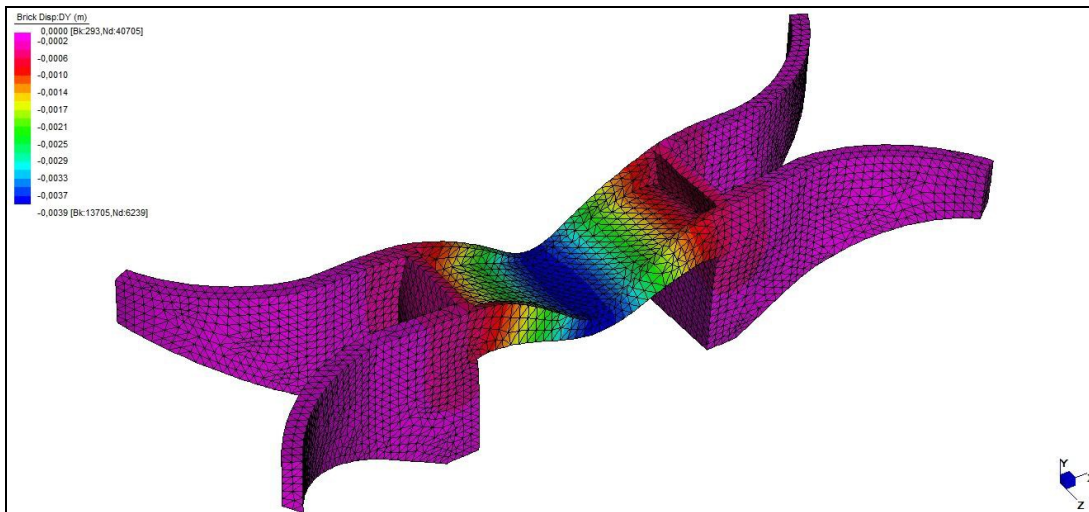


Fig. 4.32. Modello fem 1 – Spostamenti verticali

Le tensioni verticali ottenute in corrispondenza della posizione di prova con martinetto piatto doppio M3, a circa da 3 m dall'intradosso dell'arco come individuate con la linea tratteggiata in figura 4.33, sono sensibilmente inferiori di quelle misurate in sito (0,35 MPa).

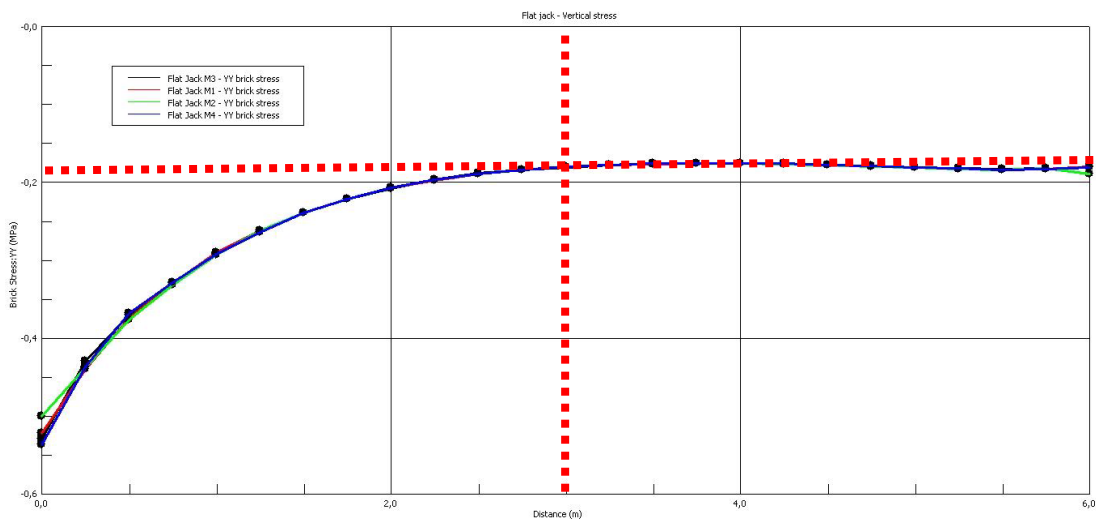


Fig. 4.33. Modello fem 1 – Tensioni in direzione verticale

4.5.2 MODELLO 2: CEDIMENTO VERTICALE IMPOSTO SPALLA OVEST

Nel modello 2, un cedimento verticale $d_y = -80 \text{ mm}$ è stato imposto alla base della spalla ovest. I risultati ottenuti evidenziano che le tensioni in direzione verticale, nella posizione della prova con martinetto doppio M3, sono compatibili con quelle ottenute dalla prova con martinetto piatto singolo, ma le deformazioni globali non sembrano compatibili con la situazione riscontrata in sito e con lo schema di fessure rilevate. In figura 4.34 sono riportati gli spostamenti verticali ottenuti dal modello mentre in figura 4.35 è riportato l'andamento delle tensioni in direzione verticale.

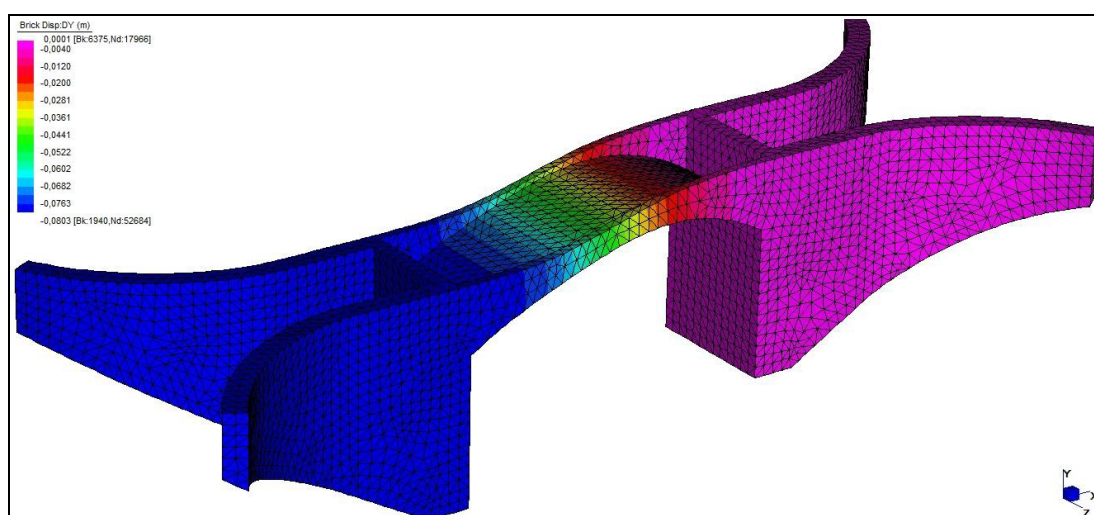


Fig. 4.34. Modello fem 2 – Spostamenti verticali

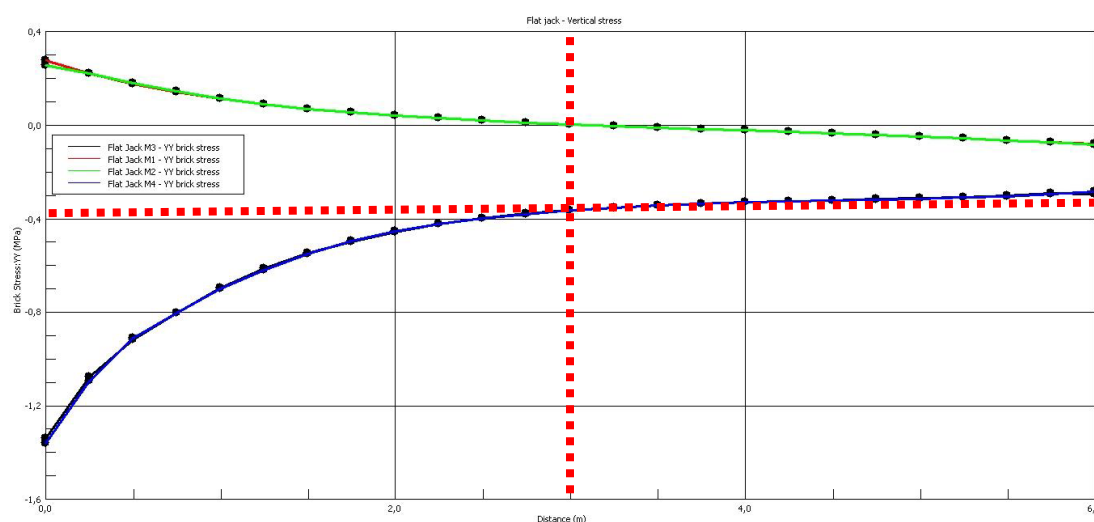


Fig. 4.35. Modello fem 2 – Tensioni in direzione verticale

In figura 4.36 e 4.37 sono riportate due immagini delle tensioni principali di trazione: lo stato di tensione descrive bene le trazioni in corrispondenza dei muri di contenimento sopra l'arco che potrebbero essere la causa delle fessurazioni riscontrate in sito. Inoltre, come rilevato dalle prove georadar le fessure non sono passanti: nelle immagini sotto riportate si riscontra che in corrispondenza delle zone tese del muro di contenimento l'intradosso dell'arco risulta compresso.

Bisogna rilevare tuttavia che le fessurazioni sui muri di contenimento sono state riscontrate da ambo i lati del ponte ed in particolare in prossimità della spalla di cui si è ipotizzato il cedimento. Inoltre, nel modello di calcolo, le tensioni di trazione all'intradosso dell'arco in prossimità della spalla in cui si è sviluppato il cedimento sono molto elevate mentre in sito non sono state riscontrate fessurazioni rappresentative di tale stato tensionale.

Da quanto sopra si evince che il cedimento ipotizzato nel modello di calcolo descrive correttamente alcuni elementi riscontrati in sito, ma comporta alcune condizioni non compatibili con la situazione reale.

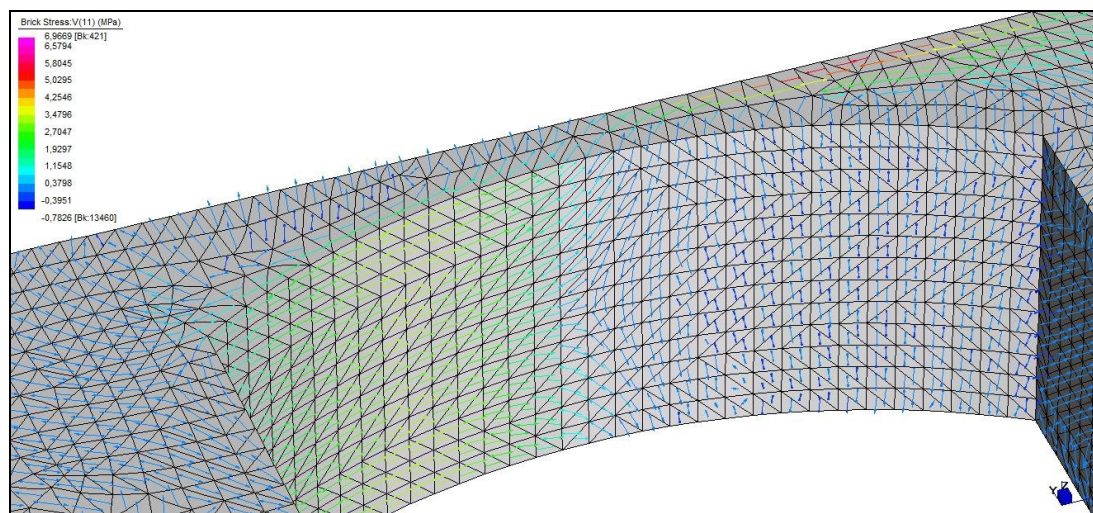


Fig. 4.36. Modello fem 2 – Tensioni principali di trazione

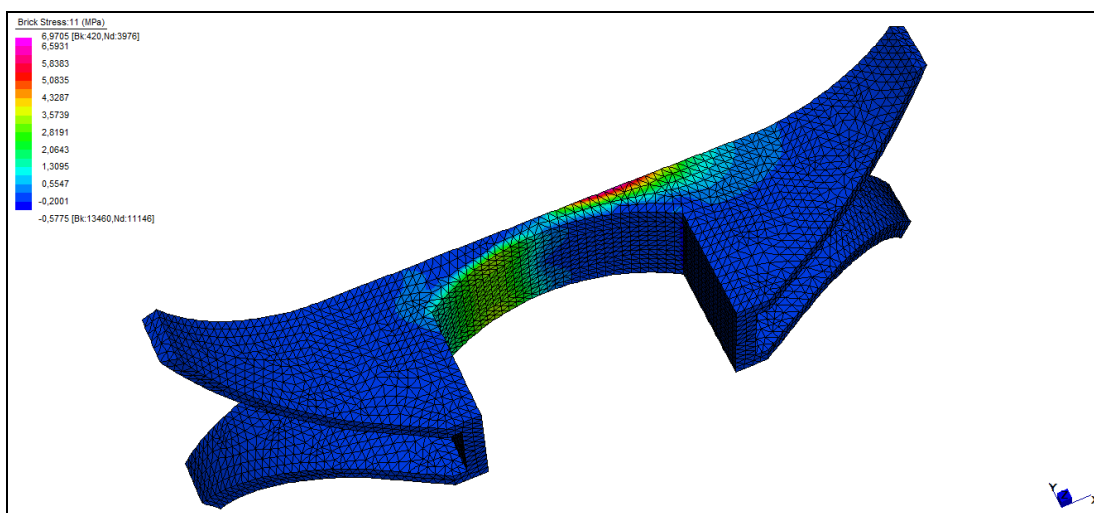


Fig. 4.37. Modello fem 2 – Mappatura tensioni principali di trazione

4.5.3 MODELLO 3: CEDIMENTO ORIZZONTALE IMPOSTO SPALLA OVEST

Nel modello 3, un cedimento orizzontale $d_x = -5,5 \text{ mm}$ è stato imposto alla base della spalla ovest. L'andamento degli spostamenti verticali è rappresentato in figura 4.38.

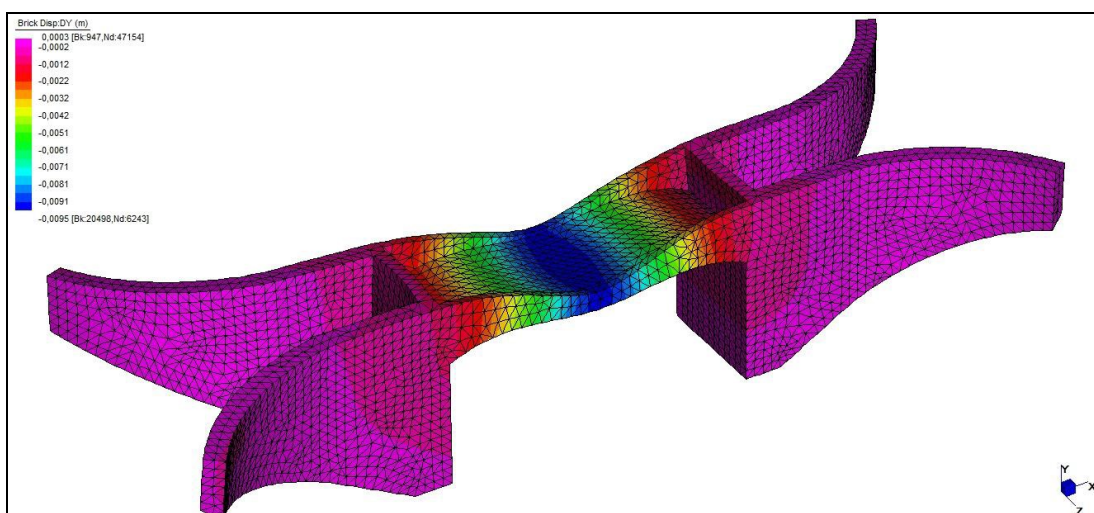


Fig. 4.38. Modello fem 3 – Spostamenti verticali

I risultati ottenuti evidenziano che le tensioni in direzione verticale (figura 4.39), nella posizione della prova con martinetto doppio M3, sono compatibili con quelle ottenute dalla prova in sito e le deformazioni globali sembrano compatibili con lo stato di fatto e con lo schema di fessure rilevato.

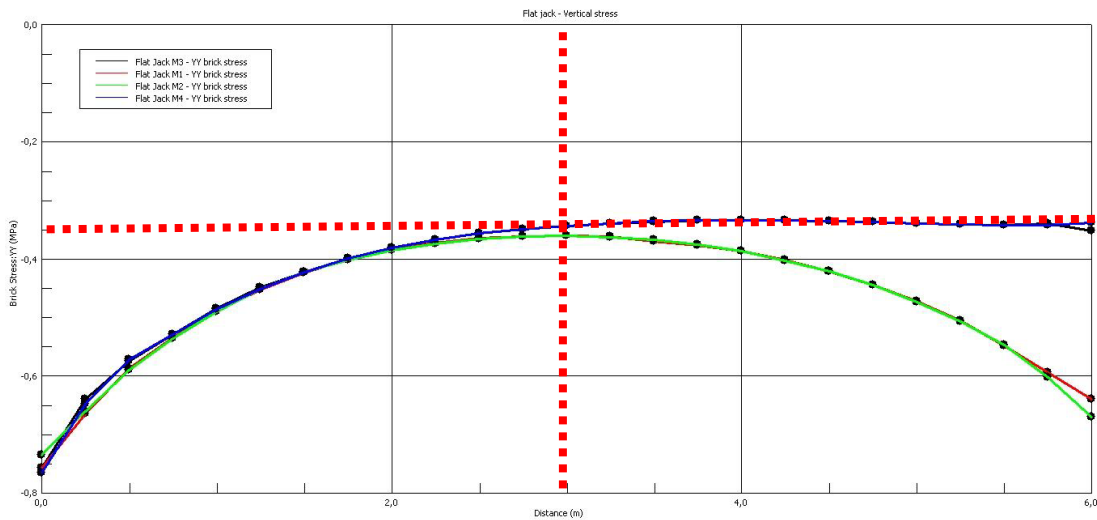


Fig. 4.39. Modello fem 3 – Tensioni in direzione verticale

In figura 4.40 è riportato l'andamento delle tensioni principali di trazione ottenuto dal modello di calcolo.

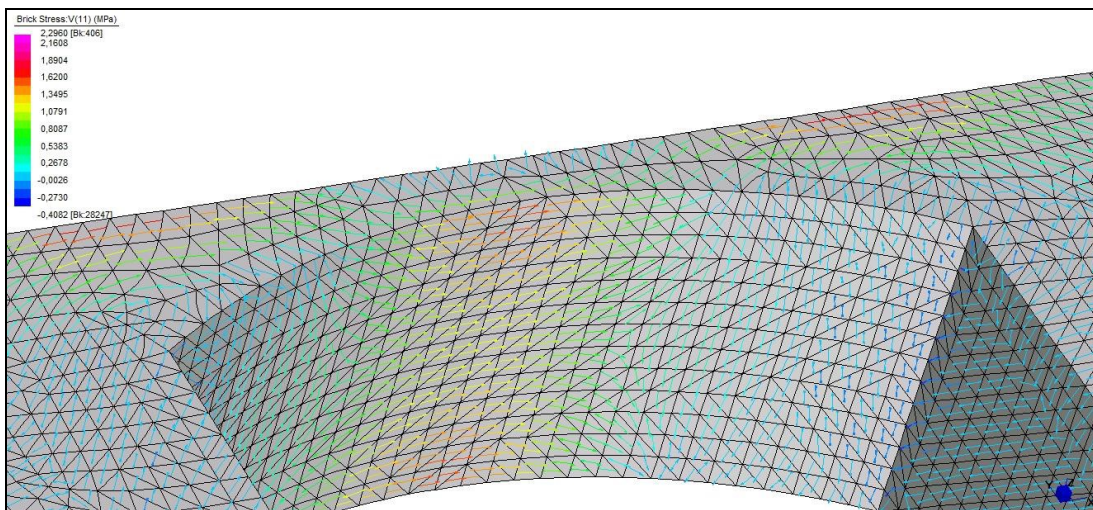


Fig. 4.40. Modello fem 3 – Tensioni principali di trazione

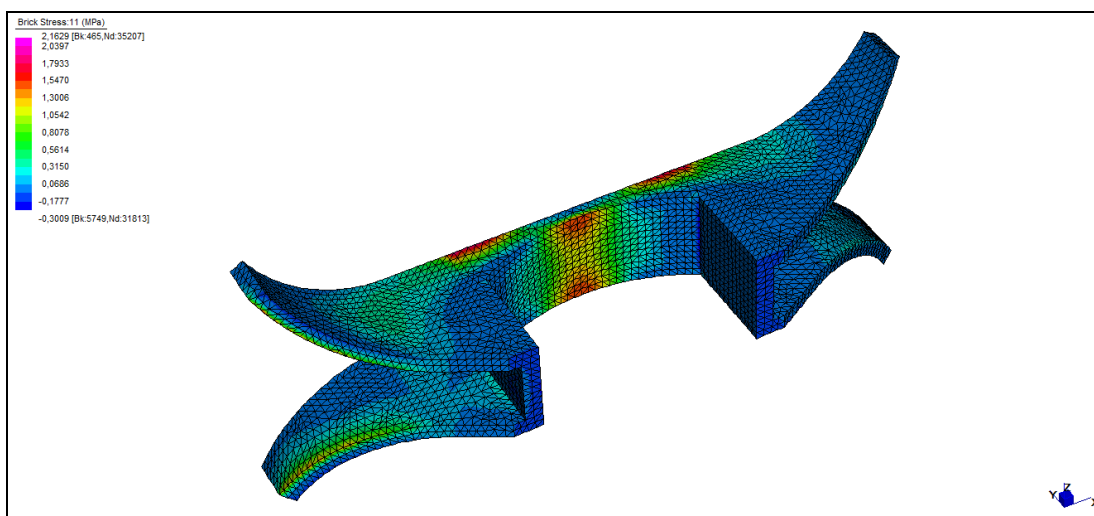


Fig. 4.41. Modello fem 3 – Mappatura tensioni principali di trazione

Questa analisi evidenzia uno stato di tensione compatibile con il comportamento dell'arco e con le fessure rilevate sui muri di contenimento, da ambo i lati del ponte. Inoltre si osserva come, dal lato in cui è stato imposto il cedimento orizzontale (-X), le trazioni sui muri d'ala siano maggiori e più estese rispetto all'altro lato (+X) che possono descrivere le fessure presenti. Le fessurazioni indotte, con conseguente separazione dei muri d'ala dalla struttura del ponte, oltre agli elevati carichi da traffico che si traducono in proporzionali spinte orizzontali sugli elementi verticali in questione possono essere la causa delle problematiche riscontrate in sito.

Le analisi condotte mostrano come la più probabile causa dello stato fessurativo riscontrato in sito sia un cedimento orizzontale della spalla ovest. Probabilmente un cedimento orizzontale si è sviluppato contemporaneamente ad uno verticale in cui il primo risulta, però, predominante nella formazione dello stato tensionale indotto nella struttura in esame.

4.6 PROCEDURA D'INDAGINE PROPOSTA PER I PONTI AD ARCO IN MURATURA

Lo scopo di questo progetto è quello di individuare una procedura ottimizzata per analizzare i ponti ad arco in muratura sfruttando le innovative tecnologie disponibili.

In particolare nello studio, l'utilizzo del georadar per il rilievo di fessure passanti nascoste si è rivelato un'applicazione innovativa e funzionale per investigare lo stato della struttura non direttamente accessibile in modo non distruttivo. Inoltre le prove vibrometriche, le prove con martinetti piatti e le prove penetrometriche standard si sono rivelate fondamentali per investigare le cause dei danneggiamenti e per calibrare i modelli fem di calcolo. L'indagine termografica, infine, si è dimostrata l'unica tecnica in grado di rilevare i problemi di umidità, discontinuità e non omogeneità sulla muratura.

Il presente caso di studio è stato scelto per esporre i vantaggi e gli svantaggi di ciascuna tecnica di indagine in accordo con i risultati sperimentali ottenuti durante la ricerca. Una procedura standard d'indagine riguardante tutti gli aspetti strutturali di un ponte ad arco in muratura dovrebbe includere i seguenti passi: indagine storica, rilievo visivo, indagine geotecnica del terreno di fondazione, indagine termografica, indagine georadar, prove con martinetti piatti singoli e doppi e, se appropriate, analisi vibrometriche e dinamiche.

Per valutare la sicurezza strutturale di ponti ad arco in muratura le seguenti tecniche sono state applicate e studiate:

- il rilievo visivo, che rappresenta il primo approccio per stimare lo stato di salute dell'opera d'arte, permette di trovare tutti i danni e i difetti visibili e di ricostruire la mappatura del degrado; inoltre permette di investigare altre strutture limitrofe alla ricerca di danneggiamenti simili o riconducibili a cause medesime;
- un'indagine storica è basilare per ricostruire lo stato dell'arte, le tecniche di costruzione e i materiali referenziati all'epoca della costruzione; l'ambiente idraulico e geotecnico preesistente alla realizzazione del ponte; gli approcci progettuali e molte altre informazioni utili per descrivere ed interpretare la struttura. Inoltre, la ricerca storica può essere estesa a strutture similari per confrontare condizioni di danneggiamento analoghe e le relative cause e conseguenze già palesate;
- i rilievi geometrico e topografico rappresentano la base per la costruzione dei modelli di calcolo del ponte e dell'interazione terreno-struttura;
- le prove con martinetto piatto singolo e doppio sono necessarie per valutare lo stato di stress presente nella muratura, stimare il modulo elastico medio e la

resistenza a rottura necessari alla definizione del modello fem e relative verifiche. Le prove in sito con martinetto piatto sono più efficienti rispetto alle prove condotte in laboratorio dove i campioni sono disturbati e non rappresentativi delle condizioni reali; inoltre, le prove in laboratorio non possono fornire alcuna informazione sullo stato di stress presente nella struttura.

- Le indagini georadar hanno mostrato un elevato potenziale in quanto permettono di indagare zone non direttamente accessibili alla ricerca di danneggiamenti su tutto lo spessore del ponte senza la necessità di eseguire alcuna demolizione. Il georadar offre, inoltre, la possibilità di indagare tutta l'area dell'impalcato del ponte e delle spalle.
- Nel caso dei ponti in muratura, l'indagine termografica, al contrario dell'indagine georadar, si dimostra efficace per investigare la parte più superficiale, quindi si presenta meno utile; tuttavia, la termografia può rilevare danneggiamenti dove il georadar non può, come ad esempio sui muri d'ala e sui muri di contenimento tramite delle termofoto prospettiche. Inoltre, l'analisi termografica può fornire informazioni sulla presenza di umidità nella muratura, cosa non ottenibile con le altre tecniche.
- Le prove vibrometriche permettono di confrontare l'intensità e l'ampiezza delle vibrazioni indotte dal traffico con i limiti prescritti dalle normative di riferimento, per escludere o includere tale aspetto nelle cause del danneggiamento.

Lo studio condotto ha dimostrato che la completa comprensione e definizione della sicurezza strutturale e dello stato di conservazione di un ponte e, più in generale, di una struttura è possibile solo attraverso una completa procedura d'indagine, come esposto nei paragrafi precedenti. L'analisi di un elevato numero di ponti ad arco in muratura ha permesso di rilevare che spesso le cause del danneggiamento sono problemi fondazionali e dallo studio esposto si evince che un'adeguata conoscenza del terreno superficiale e profondo garantisce un corretto concepimento fondazionale. Nel caso del retrofit di ponti esistenti gli errori progettuali possono essere evitati grazie ad estese campagne d'indagine, come quella qui presentata. Altri lavori [14] hanno mostrato che le prove di carico statiche sono un altro utile metodo di indagine non distruttiva per i ponti ad arco in muratura mentre le prove di caratterizzazione dinamica sono meno affidabili data l'elevata massività di questa

tipologia strutturale. I risultati delle prove in sito e dei test condotti devono essere utilizzati per analizzare e comprendere la storia tensionale propria dell'oggetto d'indagine; essi devono essere valutati e ponderati considerando il reale comportamento degli elementi e della struttura in muratura. In questo caso di studio lo stato tensionale presente nelle spalle è stato valutato sperimentalmente mediante prove con martinetti piatti singoli e doppi. Le analisi lineari condotte sono rappresentative dello stato limite di servizio, oggetto dello studio, infatti le tensioni misurate sperimentalmente coincidono con quelle calcolate con le analisi fem. Il comportamento non-lineare della muratura dovrà essere valutato in un successivo step del progetto di retrofit in cui i meccanismi di collasso vengono rappresentati e studiati con lo scopo di definire correttamente gli interventi da eseguire.

4.7 CONCLUSIONI

Numerosi ponti storici ad arco in muratura fanno attualmente parte della rete stradale italiana ed europea. L'efficienza strutturale di queste opere d'arte garantisce alle stesse di tollerare gli elevati carichi da traffico oggi presenti. Inoltre, i ponti ad arco in muratura rappresentano un'importante parte del patrimonio storico e architettonico costruito. Per le ragioni sopraesposte è fondamentale preservare e non sostituire tali costruzioni.

Il progetto di retrofit rappresenta la soluzione per la riabilitazione e il recupero dei ponti esistenti in accordo con le prestazioni richieste dalle normative vigenti. Risulta evidente da quanto presentato che il primo passo che compone il progetto di retrofit è la campagna d'indagini necessaria alla definizione del grado di sicurezza e di salute strutturale del manufatto.

In questo capitolo un caso studio è stato presentato ed esaminato per presentare le principali tecniche d'indagine applicate. Vantaggi e svantaggi sono stati valutati. Una procedura di indagine per lo studio dei ponti ad arco in muratura è stata presentata, includendo i seguenti passaggi: indagine storica, indagine visiva, rilievo geometrico del ponte e topografico dell'area, prove con martinetto piatto singolo e doppio,

indagine georadar, analisi termografica e, se necessarie, analisi vibrometriche e dinamiche, prove di carico.

Le indagini in sito sono, infine, il metodo più affidabile per provare l'efficienza degli interventi di retrofitting eseguiti in accordo con il progetto di recupero.

5. IL PONTE AD ARCO IN MURATURA “DELLA CASTAGNARA” PROCEDURA D’INDAGINE E INTERVENTI DI RETROFITTING

I ponti ad arco in muratura sono infrastrutture storiche non concepite per supportare i carichi da traffico attualmente presenti e/o richiesti nelle reti stradali pertanto sono spesso sostituiti con moderne strutture in acciaio e/o calcestruzzo. Le usuali tecniche di riabilitazione e adeguamento dei ponti in muratura sono spesso tecnicamente ed economicamente sconvenienti. Lo studio presente è condotto con l’obiettivo di indagare l’applicazione delle fibre di carbonio sotto forma di tessuto o lamine in questo tipo di costruzioni e il loro contributo nella definizione della capacità portante delle stesse nei confronti delle azioni a cui sono sottoposte. La ricerca condotta ha evidenziato come i materiali compositi avanzati possono essere utilizzati per rinforzare i ponti esistenti ad arco in muratura con l’obiettivo di incrementare la loro resistenza ultima.

Nel proseguo sarà dettagliata la metodologia adottata per riparare ed adeguare alle prestazioni richieste il ponte in muratura “della Castagnara” in Cadoneghe (PD), le tecniche d’indagine utilizzate nell’investigazione dei danni e nella diagnosi delle patologie strutturali, gli interventi di rinforzo e i risultati ottenuti. Il retrofitting del ponte ha coinvolto varie tecniche tra cui l’utilizzo di ancoraggi nel terreno per aumentare la resistenza fuori piano dei muri d’ala delle spalle, iniezioni consolidanti nella muratura, placcaggio dell’estradosso dell’arco mediante FRP e ricostruzione del riempimento e della soletta in calcestruzzo armato al di sopra dell’arco tale da permettere anche l’allargamento della carreggiata. Le analisi vengono condotte in campo elastico lineare e in campo non lineare. L’effetto degli interventi eseguiti viene studiato con l’ausilio di dettagliati modelli fem e mediante analisi dinamiche e prove di carico in sito. I risultati evidenziano un notevole aumento di resistenza della costruzione.

In ogni caso, un numero statisticamente significativo di ponti ad arco in muratura rinforzati con FRP deve essere analizzato e testato per arrivare a definire dei coefficienti di sicurezza per tali interventi.

5.1 INTRODUZIONE ALLO STUDIO

Per secoli il materiale da costruzione più utilizzato in Italia è stata la muratura. Le numerose costruzioni esistenti quali ponti, chiese, campanili e torri sottolineano l'importanza degli studi riguardanti questo materiale da costruzione [70]. Nel corso del ventesimo secolo, l'acciaio e il calcestruzzo hanno rimpiazzato in larga misura la muratura nella costruzione dei ponti [71;74], tranne nel caso di campate di ridotte dimensioni o esigenze architettoniche particolari. Una delle principali cause di deficienza di queste costruzioni è legata all'elevato incremento dei carichi da traffico rispetto a quelli esistenti all'epoca della costruzione; è comune osservare ponti progettati per mezzi di peso complessivo pari a 134 kN che devono essere riabilitati per sostenere carichi da 320 kN [26;57]. L'estremo di questa condizione è rappresentato dai casi in cui non erano nemmeno presenti mezzi di trasporto su gomma. A causa dei limiti di budget delle società di gestione delle reti stradali non risulta fattibile sostituire tutte le opere d'arte inadeguate pertanto risulta necessario indirizzare la progettazione su interventi di retrofitting.

In questo progetto si studia un metodo di rinforzo dei ponti ad arco in muratura mediante l'utilizzo delle fibre di carbonio. Questi materiali sono stati sviluppati inizialmente per l'industria aerospaziale, ma attualmente hanno trovato largo impiego anche nel campo dell'ingegneria civile. Le fibre, ad esempio sotto forma di tessuti o lamine, possono essere rese aderenti agli elementi strutturali mediante resine epossidiche per incrementarne notevolmente la resistenza e marginalmente anche la rigidità [75;77]. Le colonne e i pilastri di calcestruzzo e muratura possono essere cerchiati e confinati mediante fasciatura con FRP che incrementa notevolmente la capacità deformativa, e di conseguenza la duttilità, e il carico ultimo delle stesse anche in condizioni sismiche [61;76]. L'intervento con FRP rappresenta una tecnica riabilitativa poco invasiva e parzialmente reversibile. Le fibre sono applicate all'estradosso dell'arco senza demolizioni strutturali a seguito della rimozione del pacchetto stradale e dopo il ripristino dello stesso l'intervento risulterà mascherato e pertanto invisibile non alterando l'aspetto dell'opera d'arte, aspetto fondamentale per costruzioni di particolare pregio architettonico e storico.

Gli obiettivi di questa ricerca sono due: il primo è rappresentato dall’adeguamento strutturale del ponte in muratura datato, circa, 150 anni; il secondo è quello di individuare una tecnica di rinforzo che permetta un incremento di resistenza e, soprattutto, di capacità deformativa al collasso per incrementare la duttilità globale dell’arco, tipicamente caratterizzato da meccanismi di collasso fragili.

5.2 IL CASO DI STUDIO: IL PONTE “DELLA CASTAGNARA”

Il ponte ad arco in muratura “della Castagnara” è stato realizzato nel 1859 per consentire all’esercito Austro–Ungarico l’accesso dal nord–est dell’Italia al “Quadrilatero” e raggiungere il fiume Po. In figura 5.1 è riportata un’immagine dell’area in questione.



Fig. 5.1. Individuazione area del fiume Brenta

L’importanza storica del ponte è legata alle vicissitudini che lo hanno coinvolto nel corso dei decenni.

La conformazione originaria del ponte, nel 1862, fu causa della formazione di una zona paludosa per l'evoluzione idraulica del torrente Muson dei Sassi che rese l'area insalubre e colpita dalla malaria.

La geometria dei raccordi con la strada rendeva l'accesso dei carri al ponte limitato e nel 1883 le rampe sono state ricostruite.

L'arco presenta inoltre delle nicchie, realizzate durante la Seconda Guerra Mondiale, predisposte per l'inserimento di cariche esplosive nel caso si fosse resa necessaria la sua interruzione [15].

La vista in pianta del ponte è rappresentata in figura 5.2, mentre in figura 5.3 è rappresentata una vista della struttura al di sotto del pacchetto stradale resa anche in figura 5.4. Dalle immagini si evidenzia un consistente rinfianco dell'estradosso dell'arco, sempre in muratura di mattoni pieni, il quale ha uno spessore variabile da 0,5 m in chiave a 3,5 m sulle spalle; lo spessore del rinfianco è calcolato ipotizzando uno spessore costante dell'arco pari a quello riscontrabile in prospetto.

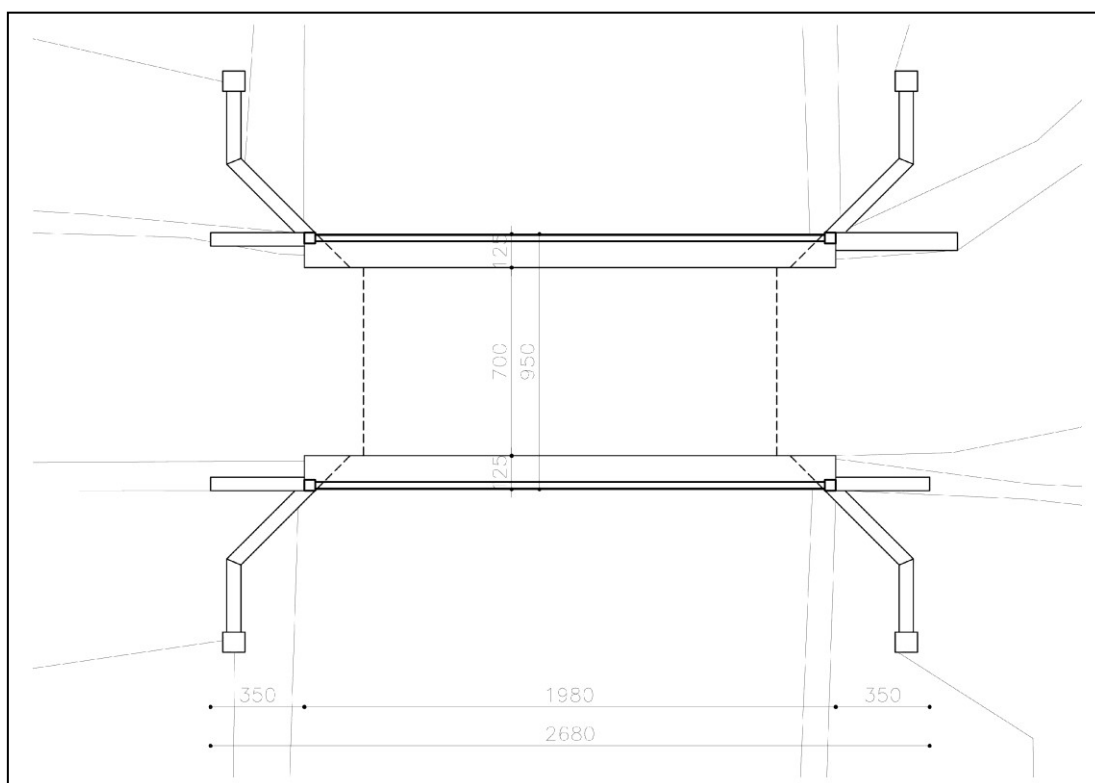


Fig. 5.2. Pianta del ponte

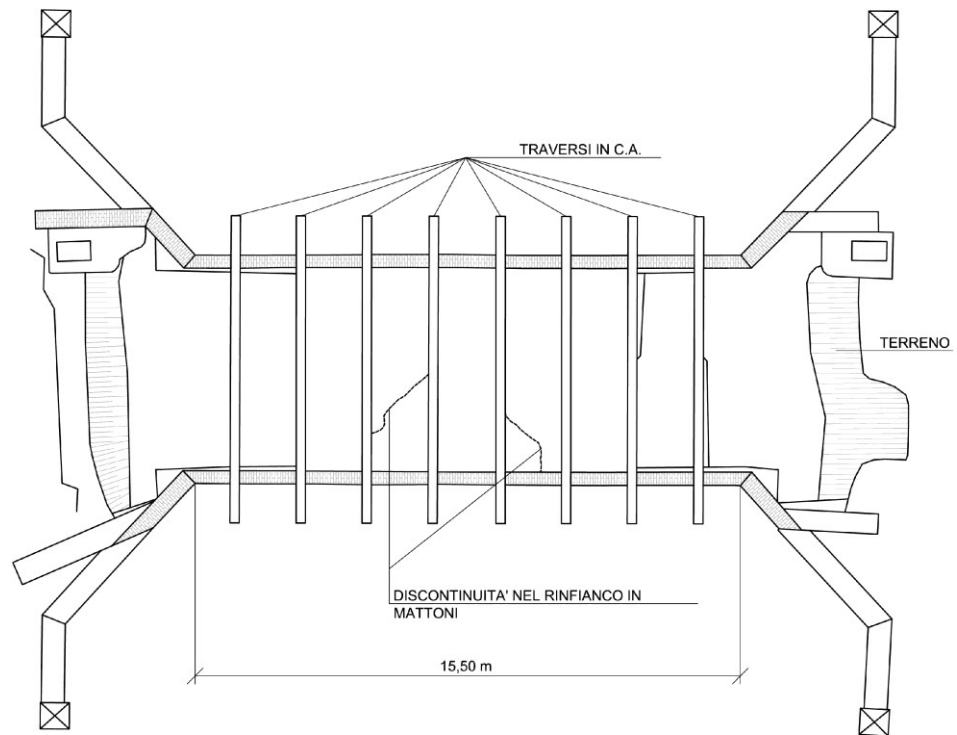


Fig. 5.3. Pianta del ponte – elementi sotto il pacchetto stradale



Fig. 5.4. Vista elementi sotto il pacchetto stradale

Le principali caratteristiche geometriche del ponte sono le seguenti (figure 5.5 e 5.6):

- luce netta dell'arco: 15,40 m
- spessore dell'arco in chiave: 0,52 m
- freccia: 4,45 m
- larghezza fuori tutto: 9,50 m
- larghezza dell'arco: 7,00 m
- lunghezza del manufatto: 26,80 m

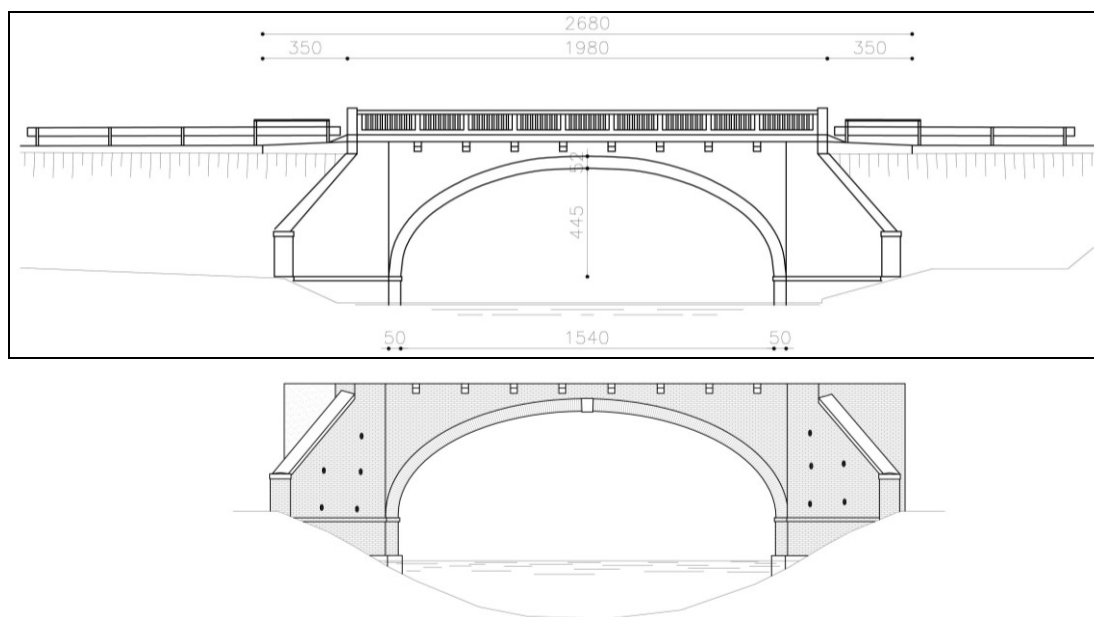


Fig. 5.5. Prospetto sud del ponte. Vista quotata e vista solo muratura

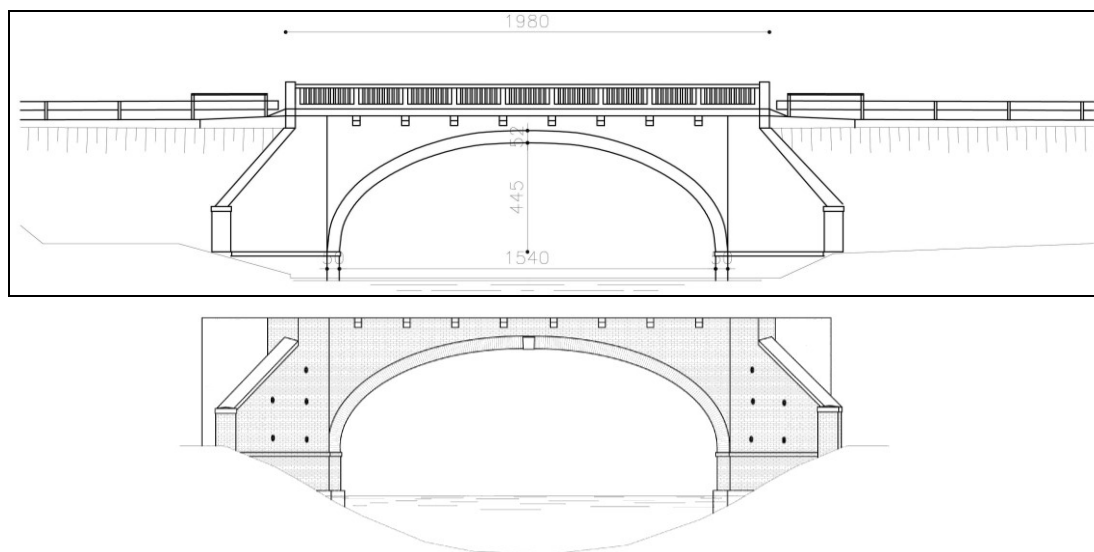


Fig. 5.6. Prospetto nord del ponte. Vista quotata e vista solo muratura

Tutti gli elementi del ponte sono costruiti in muratura di malta e mattoni pieni. L’impalcato è composto da una soletta in c.a. che poggia su dei traversi in c.a. a sbalzo allo scopo di ottenere un allargamento della carreggiata (figura 5.7).



Fig. 5.7. Foto del ponte

I traversi in c.a. sono appoggiati all’arco mediante traversi in laterizio (figura 5.8).



Fig. 5.8. Foto dell’impalcato del ponte

5.3 INDAGINE STORICA

Una preliminare indagine storica è stata condotta. Come riportato al paragrafo precedente il ponte è stato costruito nel 1859 ed ha subito varie modifiche nel corso degli anni.

Nessun documento progettuale è stato rinvenuto.

5.4 INDAGINI IN SITO E ANALISI SPERIMENTALI

La valutazione dello stato di fatto e del progetto di retrofitting del ponte è stata basata su una campagna d'indagini in sito ed in laboratorio; la maggior parte delle prove condotte sono di tipo non distruttivo mentre alcune prove sui materiali sono state condotte con tecniche distruttive.

5.4.1 ANALISI VISIVA E RILIEVO GEOMETRICO

Il rilievo geometrico del ponte e dell'area sono stati condotti mediante l'impiego di una stazione totale Leica TCRA 1201 al fine di ottenere le quote plano-altimetriche di interesse. Oltre al mero rilievo geometrico è stata condotta un'attenta ispezione visiva di tutta l'opera al fine di evidenziare ammaloramenti e danneggiamenti presenti.

In figura 5.9 è rappresentata la geometria del ponte con le relative quote.

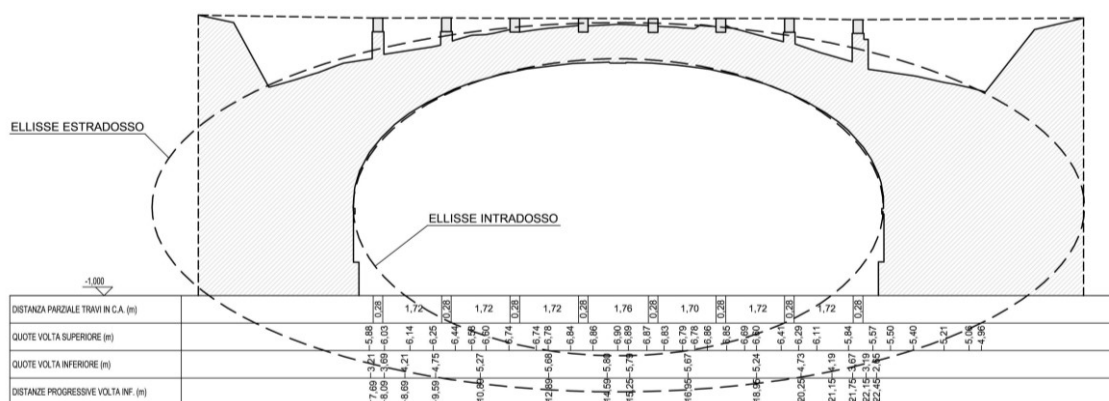


Fig. 5.9. Sezione longitudinale ponte

Come si evince dalla figura 5.9 il ponte non è composto da un arco a sezione costante come invece sembrerebbe dichiarato in prospetto, bensì presenta uno spessore variabile a partire da un minimo in chiave. Con riferimento a ciò, sono stati realizzati due modelli di calcolo: uno con arco a sezione costante ed uno con arco a sezione variabile come indentificato in figura 5.9.



Fig. 5.10. Foto danneggiamento rilevato nel ponte

Dall’analisi visiva del ponte sono state riscontrate alcune fessurazioni nella muratura e lo sfaldamento, in alcune aree, della muratura superficiale; in figura 5.10 si riporta una situazione tipo di quanto rilevato.

5.4.2 PROVA DI CARICO STATICA

Nella campagna d’indagini eseguita è stata condotta una prova di carico statica mediante l’utilizzo di automezzi opportunamente caricati e pesati. Lo scopo di tale prova è quello di ottenere sperimentalmente, sotto date condizioni di carico, gli spostamenti indotti nel ponte per poi confrontarli con i risultati ottenuti dal calcolo [66].

La procedura della prova è stata così articolata:

- rilievo delle quote verticali a ponte scarico;
- prima configurazione di carico e rilievo quote;
- seconda configurazione di carico e rilievo quote;
- scarico ponte e rilievo quote.

Le quote sono state rilevate per mezzo di un autolivello digitale “dim 12” con lettura del centesimo di millimetro e stadia invar con codice a barre (figura 5.11).



Fig. 5.11. Autolivello per misura quote verticali

In figura 5.12 viene riportato il primo schema di carico e le relative posizioni di misura.

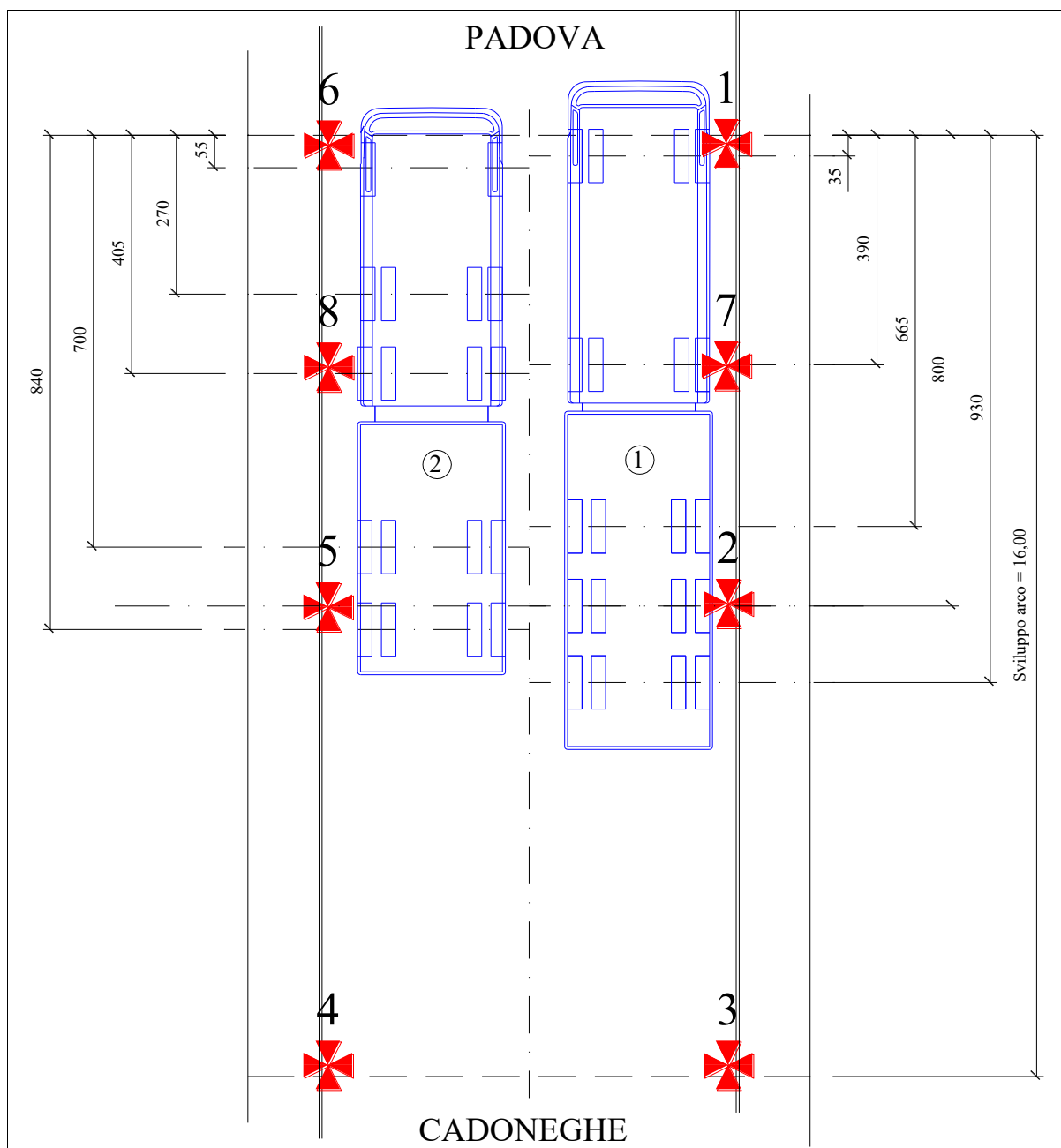


Fig. 5.12. Primo schema di carico e punti di misura

In figura 5.13 viene riportato il secondo schema di carico e le relative posizioni di misura.

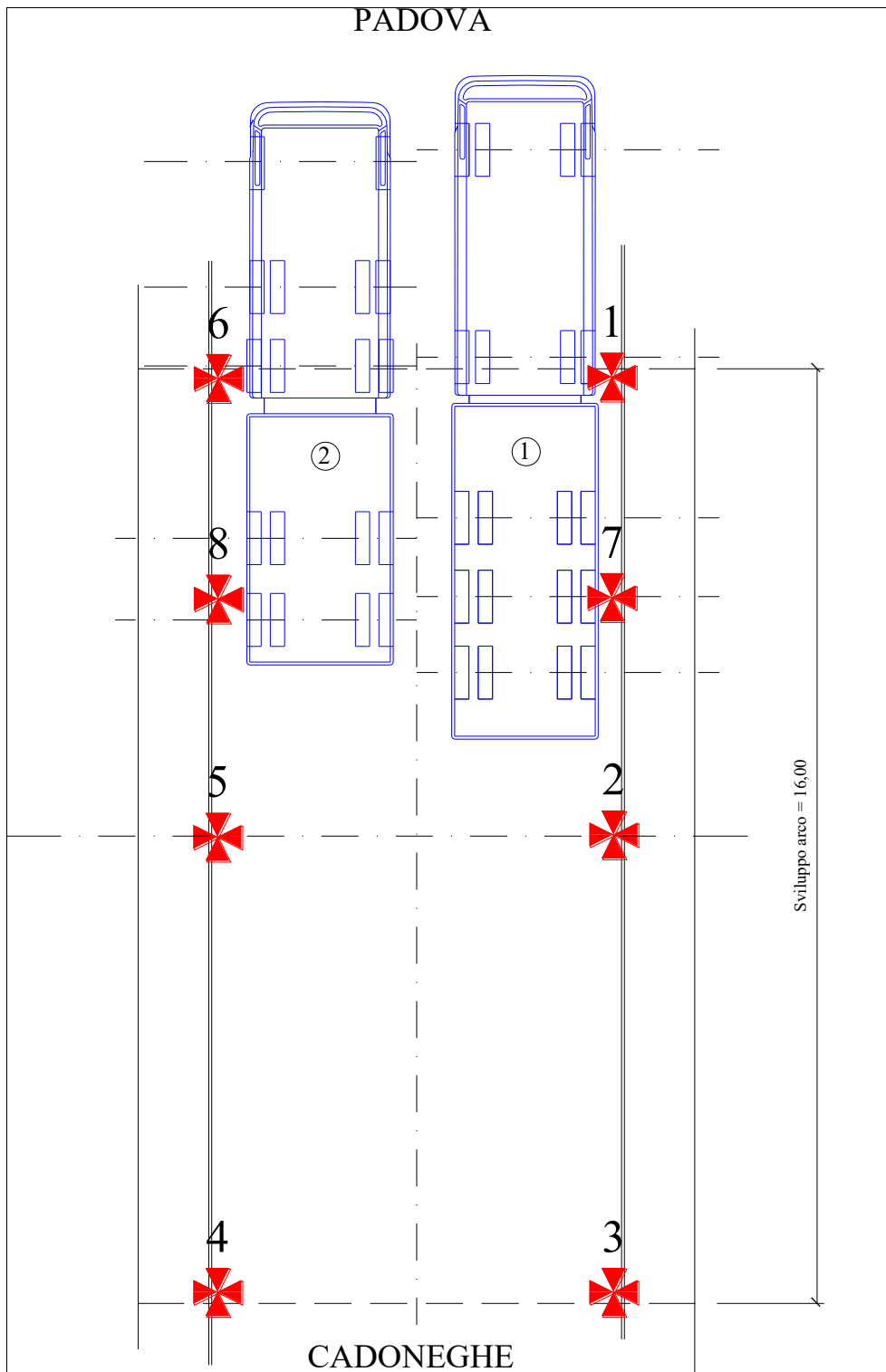


Fig. 5.13. Secondo schema di carico e punti di misura

In tabella 5.1 si riportano i valori di pesatura totali pre-prova e parziali post-prova.

Tab. 5.1. Valori di pesatura automezzi prima prova di carico

TIPO AUTOMEZZO	TOTALE (kN)	MOTRICE (kN)	RIMORCHIO (kN)
BILICO	47,54	18,28	28,82
BILICO	58,76	30,94	27,54

In tabella 5.2 si riportano i valori ottenuti nelle stazioni di misura durante le varie fasi di prova.

Tab. 5.2. Misure degli spostamenti durante le fasi di carico nelle varie stazioni

FASE DI MISURA	S1 mm	S2 mm	S3 mm	S4 mm	S5 mm	S6 mm	S7 mm	S8 mm
Fase 1: ponte scarico	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fase 2: prima configurazione	-0,2	-1,1	-0,1	-0,1	-1,3	-0,2	-0,8	-1,0
Fase 3: seconda configurazione	-0,2	-0,4	0,2	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-1,0
Fase 4: ponte scarico	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

In figura 5.14 è rappresentata un'immagine della prova di carico.



Fig. 5.14. Foto della prova di carico

5.4.3 ANALISI DINAMICA

In fase conoscitiva dello stato di fatto è stata condotta anche un'analisi dinamica al fine di individuare la frequenza fondamentale del ponte.

La prova è stata condotta con la seguente strumentazione (figura 5.15):

- 3 accelerometri piezoelettrici con uscita media pari a 500 mV/g, marca PCB modello 393M19, campo da 0.025 Hz ad 800 Hz, sensibilità pari a $1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}^2$, f.s. $\pm 50 \text{ m/s}^2$;
- 1 unità d'amplificazione e conversione analogico digitale DATA shuttle Express;
- 1 computer portatile.



Fig. 5.15 – Strumentazione utilizzata per la prova dinamica

Nell'esecuzione della prova le vibrazioni sono state prodotte mediante un impulso prodotto da un automezzo passante su un ostacolo.

Il segnale è stato acquisito senza nessuna preventiva elaborazione a meno di un filtro passa basso hardware di 2 kHz. Il tempo di campionamento è stato tarato a 2 ms.

La terna accelerometrica, composta dai sensori Ch1, Ch2, Ch3 è stata posizionata in mezzeria della campata del ponte, con direzioni come riportate in figura 5.16.

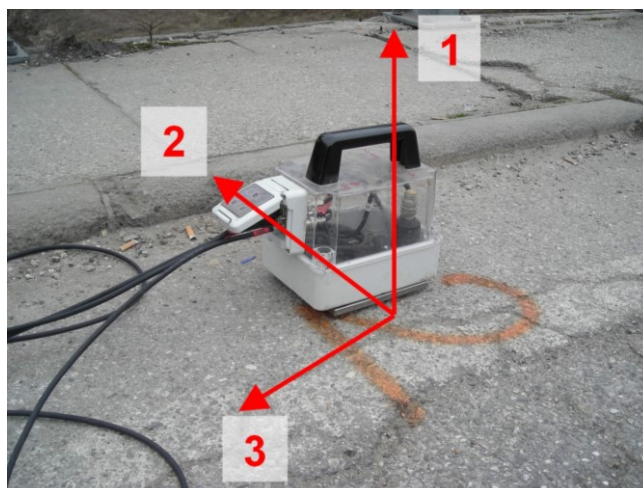


Fig. 5.16 – Direzioni accelerometri

In figura 5.17 è riportato l'accelerogramma ottenuto tramite una forza impulsiva generata da un automezzo transitante su un ostacolo posto al centro del ponte.

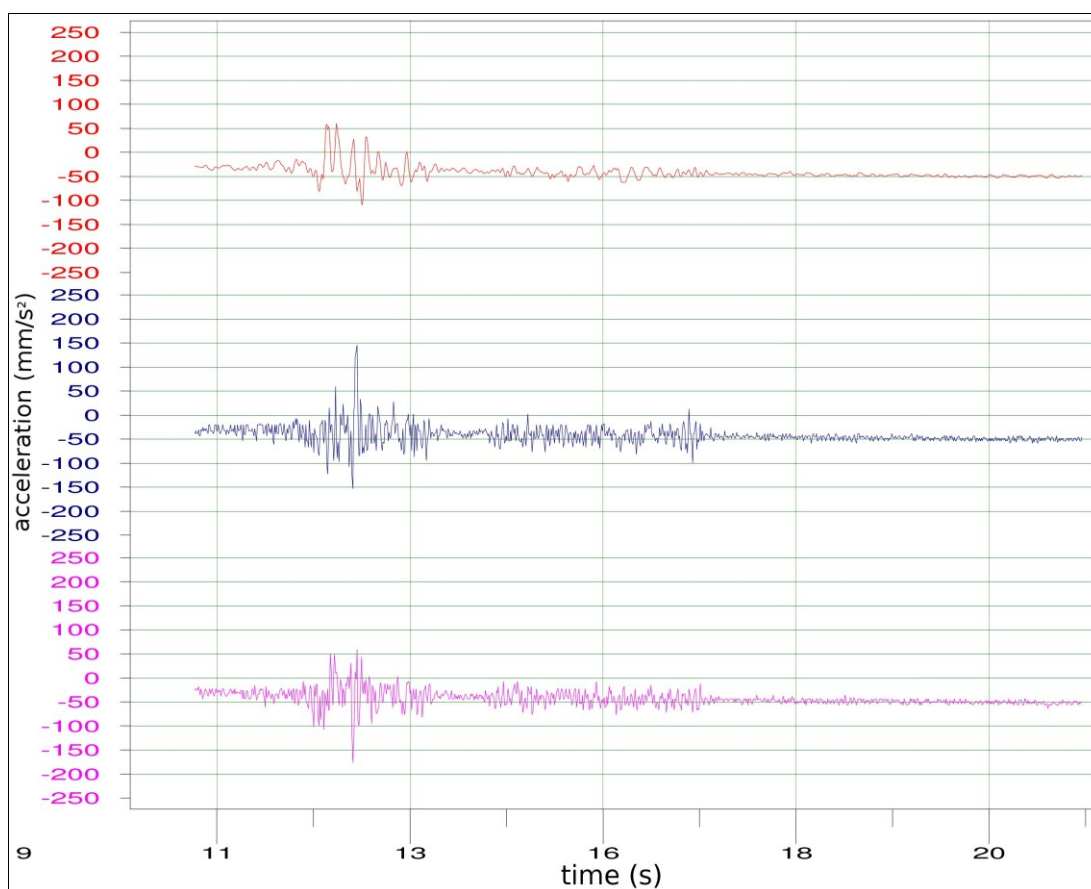


Fig. 5.17 – Accelerogrammi registrati durante la prova

Nei diagrammi si nota l'assenza della cosiddetta coda dovuta allo smorzamento dell'oscillazione. In questo caso, ciò è dovuto alle elevate rigidità e massività della tipologia strutturale indagata che impediscono un'ottimale registrazione ed individuazione della frequenza propria.

In figura 5.18 è riportato lo spettro del segnale riferito all'accelerogramma del canale Ch1, ottenuto mediante trasformata di Fourier, nel quale si evidenzia una frequenza fondamentale di 6,54 Hz.

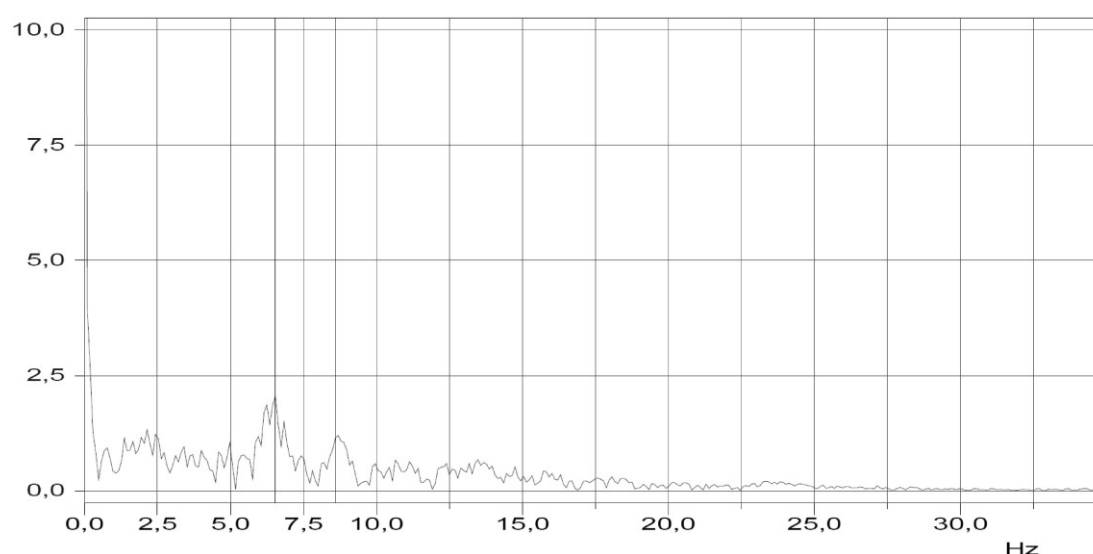


Fig. 5.18 – Spetto del segnale dell'accelerogramma Ch1

5.4.4 PROVA A COMPRESSIONE SULLA MURATURA

Allo scopo di valutare lo stato di consistenza del materiale costituente il ponte, sono stati prelevati due provini di muratura da un muro d'ala e sottoposti a prova di compressione in laboratorio. Tale prova risulta meno affidabile delle prove con martinetto piatto doppio in quanto il campione risulta disturbato e gli strumenti di prova, tenuta in conto anche la forma dei campioni, esercitano un effetto di confinamento sul provino che deve essere debitamente tenuto in conto al momento dell'assunzione dei valori di progetto.

I provini in questione sono stati prelevati mediante mototroncatrice con disco diamantato e successivo impiego del martello pneumatico. Nelle figure 5.19 e 5.20 sono riportati, rispettivamente, l'individuazione dei campioni nonché le fasi di prelievo.



Fig. 5.19 – Individuazione campioni di muratura



Fig. 5.20 – Fasi di prelievo dei campioni

In tabella 5.3 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove di compressione mentre in figura 5.21 è riportata un'immagine di una prova a compressione.

Tab. 5.3. Risultati delle prove di compressione dei campioni di muratura

Campione n.	Dimensioni		Forza di rottura [kN]	Tensione di compressione [MPa]
	h [mm]	A [mm ²]		
1	36,60	12 897	386,60	30,00
2	97,50	67 099	1148,60	29,50



Fig. 5.21. Immagine di una prova a compressione

I risultati delle prove a compressione hanno restituito valori di resistenza molto alti, probabilmente per quanto riportato sopra. Tali valori vengono assunti quale prova di buona qualità della muratura ma i calcoli saranno condotti con riferimento ai valori prescritti dalla normativa vigente per il materiale in questione.

5.5 ANALISI DEL PONTE

L'analisi del ponte è stata condotta ricorrendo a diverse tecniche, in particolare una prima serie di analisi è stata sviluppata seguendo il metodo dell'analisi limite per le

strutture ad arco in muratura mentre una seconda serie di analisi è stata condotta con l'ausilio di modelli fem e analisi di tipo lineare e non lineare.

5.5.1 ANALISI LIMITE DEL PONTE

Il teorema statico dell'analisi limite per strutture ad arco in muratura può essere enunciato nel modo seguente: un arco in muratura è sicuro se esiste una linea delle pressioni, in equilibrio con i carichi esterni e giacente interamente nello spessore dell'arco, e se le tensioni corrispondenti sono sufficientemente basse [40;42].

Nell'implementazione classica del calcolo degli archi, il rinfiacco è considerato un mero sovraccarico verticale, ignorando l'effetto delle pressioni passive orizzontali che possono essere mobilitate quando l'arco spinge contro il rinfiacco. Questo approccio è generalmente a favore di sicurezza, ma spesso non consente di soddisfare le verifiche di stabilità, specialmente nel caso di archi soggetti a sovraccarichi asimmetrici. L'introduzione dell'effetto delle pressioni orizzontali, ricentrando la linea delle pressioni, può condurre al soddisfacimento delle verifiche, evitando la necessità di costosi ed invasivi interventi di consolidamento. Dal punto di vista del restauro, nessun intervento è il miglior intervento [42].

Si riporta di seguito una breve trattazione storica del metodo prodotta da prof. Piero Gelfi [42].

La statica degli archi in muratura è trattata scientificamente solo a partire dalla fine del '700 con gli studi di Coulomb. Nella seconda metà del '800 Mèry presenta il concetto di curva delle pressioni e il metodo della minima spinta. Castigliano analizzò il ponte Mosca a Torino per illustrare il suo celebre Teorema (1879). È per merito di J. Heyman che, a partire dalla fine degli anni '60 si rianalizzano i problemi di calcolo degli archi alla luce della moderna teoria del calcolo limite. In generale un calcolo "esatto" dell'arco in muratura è assai difficoltoso, se non impossibile, per l'incerta conoscenza delle leggi costitutive dei materiali e per la difficoltà di tener conto degli effetti dei cedimenti, delle fessurazioni, della storia di carico, etc.. Si fa quindi ricorso al calcolo a rottura (teorema statico e teorema cinematico).

Il metodo di Mèry può essere giustificato sulla base del teorema statico (formulazione intuitiva): una struttura è in grado di sopportare determinati carichi se si può dimostrare che può equilibrarli un regime di sforzi ammissibile per il materiale. Le ipotesi alla base sono: duttilità, assenza di fenomeni di instabilità.

Con il metodo di Mèry si cerca l'esistenza di questo regime di sforzi, sintetizzato dalla curva delle pressioni. La struttura ad arco, tre volte iperstatica, viene resa isostatica introducendo tre cerniere, in corrispondenza delle quali si assumono momenti iperstatici nulli. La posizione delle cerniere viene variata alla ricerca di un regime di sforzi ammissibile. La rottura dell'arco avviene solitamente come illustrato in figura 5.22; in base a questa constatazione Mèry suggerisce di render isostatico l'arco introducendo le tre cerniere di figura 5.23.

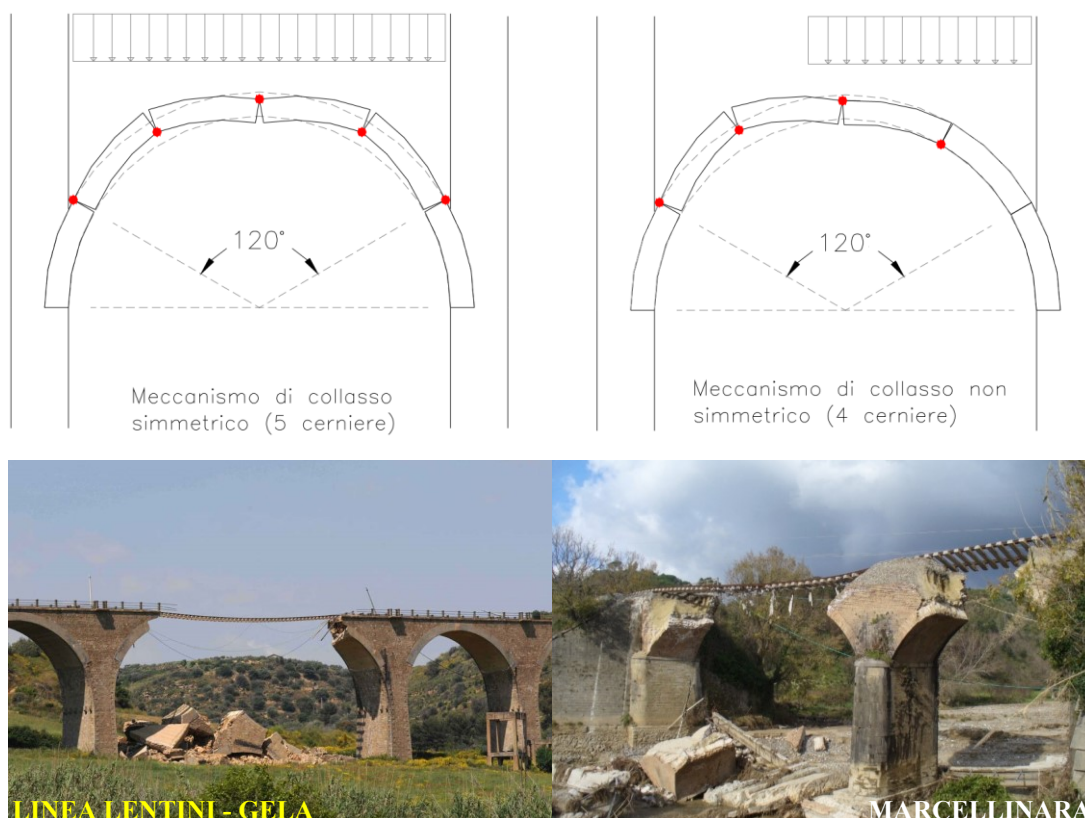


Fig. 5.22. Meccanismi di collasso dell'arco

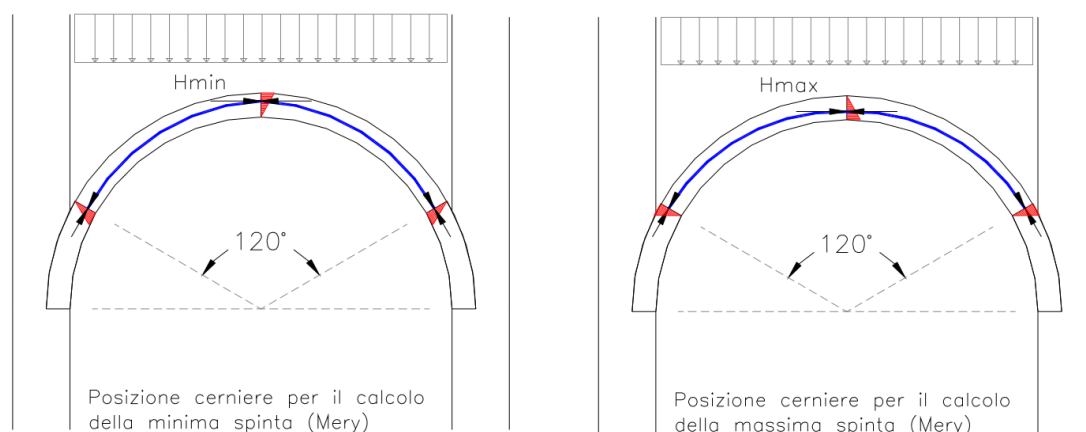


Fig. 5.23 – Posizione delle cerniere secondo Mery

Se la curva delle pressioni non esce dal nocciolo centrale d'inerzia in nessuna sezione, la spinta calcolata secondo l'immagine sinistra di figura 5.24 è la minima capace di mantenere l'arco in condizioni di assenza di fessurazione. Per tale valore andranno dimensionate le catene o, in loro assenza, i piedritti. Nel caso di piedritti spingenti (piani interrati, ponti) si eseguiranno anche le verifiche per la massima spinta. Secondo Heyman si può ammettere la parzializzazione delle sezioni, purché il centro di pressione sia interno alla metà centrale (eccentricità = $s/4$).

Il metodo di Mery viene solitamente presentato come metodo grafico: la curva delle pressioni è la funicolare dei carichi. Oggi ci è sicuramente più congeniale un approccio numerico. Dopo aver calcolato le reazioni vincolari H , V_s , V_d , si calcolano nella generica sezione i - i le azioni interne M_i , N_i , T_i . Con riferimento alla figura 5.23 si possono scrivere le seguenti semplici relazioni:

$$H_i = H \quad (5.1)$$

$$V_i = R_q + R_f + R_a - V_s \quad (5.2)$$

$$M_i = V_s \cdot b_{V_s} - H \cdot b_H - R_q \cdot b_{R_q} - R_r \cdot b_{R_r} - R_a \cdot b_{R_a} \quad (5.3)$$

$$N_i = H_i \cdot \cos \alpha_i - V_i \cdot \sin \alpha_i \quad (5.4)$$

$$T_i = -H_i \cdot \sin \alpha_i - V_i \cdot \cos \alpha_i \quad (5.5)$$

$$e_i = M_i / N_i \text{ (posizione del centro di pressione)} \quad (5.6)$$

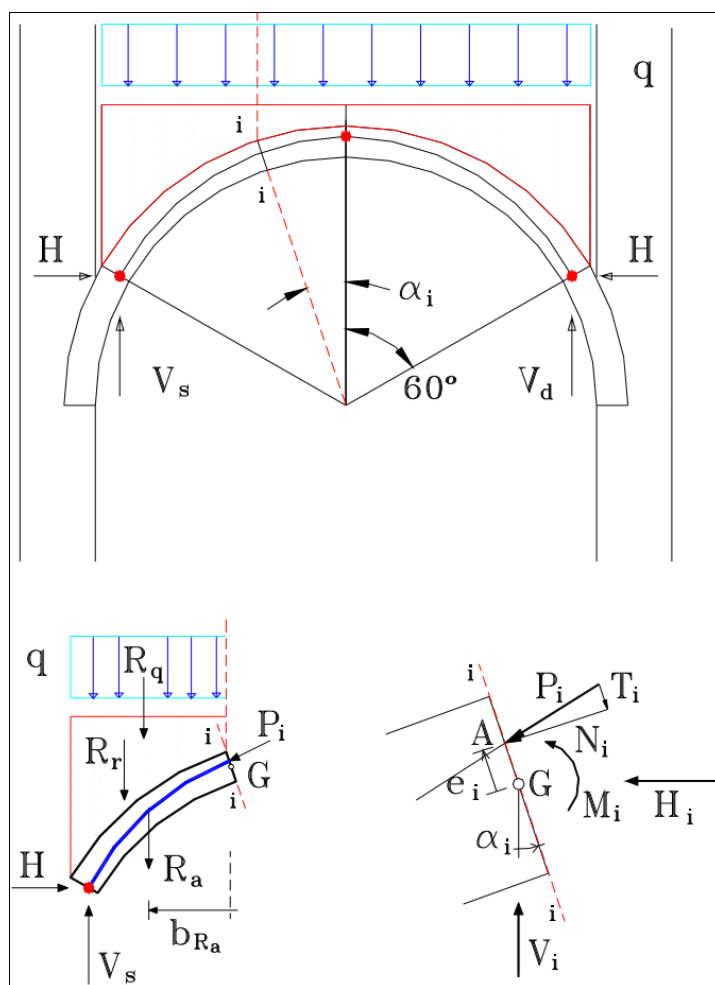


Fig. 5.24 – Calcolo della posizione del centro di pressione

Il teorema statico per l'arco in muratura, nella formulazione di J. Heyman: un arco in muratura è stabile se esiste una linea delle pressioni in equilibrio con i carichi esterni e giacente interamente nello spessore dell'arco, e se le tensioni corrispondenti sono comprese nei limiti della resistenza del materiale. Le ipotesi alla base di tale formulazione sono: resistenza a trazione nulla dei conci; resistenza a compressione infinita dei conci; assenza di scorrimento tra i conci.

Tale metodo offre la possibilità di calcolare il coefficiente di stabilità in funzione del rapporto spessore arco/spessore ideale.

A posteriori, tuttavia, devono essere condotte le seguenti verifiche:

- assenza di scorrimento dei giunti

$$V \leq \mu N / \gamma \quad (5.7)$$

dove $\mu = \operatorname{tg}\alpha$ essendo α l'angolo di attrito interno; γ coefficiente di sicurezza funzione dei materiali e del fattore di confidenza considerato;

- verifica a compressione della muratura;
- verifica a trazione dei rinforzi, se presenti;
- verifica delle imposte.

5.5.1.1 Analisi limite del ponte pre-retrofitting

L'analisi limite del ponte ad arco in muratura è stata condotta con l'ausilio del software commerciale SAV Aedes software per l'ingegneria civile s.a.s..

L'analisi strutturale per l'arco semplice è effettuata attraverso la risoluzione di un sistema tre volte iperstatico (arco incastrato alle imposte) introducendo opportune condizioni (sistema condizionato): la sezione può assorbire solo sforzi di compressione e la curva delle pressioni deve essere contenuta entro lo spessore dell'arco. Così impostato il problema si riconduce ad un modello discreto di conci in cui i vincoli reciproci sono costituiti rispettivamente da due bielle unilaterali ortogonali alla faccia del concio (solo compressione) poste alle estremità (intradosso ed estradosso dell'arco) ed una biella parallela alla faccia del concio in grado di controllare anche il taglio. Affinché l'arco sia stabile è consentito al più l'eliminazione di tre bielle, altrimenti l'arco diventa instabile per la formazione di tre cerniere. Il procedimento utilizzato per l'arco rinforzato, all'estradosso o all'intradosso, è identico al precedente trasformando però la biella posta nel lato del rinforzo da unilatera (solo a compressione) a bilatera (trazione e compressione).

Le caratteristiche dei materiali utilizzati nella modellazione, relative anche al modello post-retrofitting, sono riportate in tabella 5.4. Per la muratura si è fatto riferimento alla Tabella C8A.2.1 riportata nella Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 [58]. Per la muratura dell'arco è stato inoltre applicato un coefficiente migliorativo delle proprietà pari a 1,5 secondo Tabella C8A.2.2 della succitata circolare.

Data l'estensiva campagna prove eseguita e con riferimento alla Tabella C8A.1.2 [58] è stato scelto di adottare un livello di conoscenza LC3 cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1,00$.

Tab. 5.4. Proprietà dei materiali adottate nella modellazione

TIPOLOGIA: Muratura in mattoni pieni e malta di calce	
Resistenza media a compressione della muratura	$f_m = 360 \text{ N/cm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione della muratura	$f_k = 270 \text{ N/cm}^2$
Resistenza a taglio media della muratura	$\tau_0 = 9 \text{ N/cm}^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	$E = 1800 \text{ N/mm}^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	$G = 300 \text{ N/mm}^2$
Peso specifico medio della muratura	$w = 18 \text{ kN/m}^3$
TIPOLOGIA: Carbostru UDHM400	
Tipo di fibra	<i>Carbonio (alto modulo)</i>
Orditura	<i>unidirezionale</i>
Grammatura	400 g/m^2
Spessore di progetto del tessuto secco	$0,225 \text{ mm}$
Densità della fibra	$1,81 \text{ gr/cm}^3$
Resistenza meccanica a trazione	3000 MPa
Modulo Elastico longitudinale a trazione della fibra	390 GPa
Allungamento a rottura	$0,8\%$
TIPOLOGIA: Resina epossidica da impregnazione	
Colore	<i>trasparente</i>
Resistenza meccanica flessione	120 MPa
Resistenza meccanica a trazione	70 MPa
Modulo Elastico longitudinale a trazione	3 GPa
Temperatura di transizione vetrosa	85°C
TIPOLOGIA: Tassullo TBL – Betoncino leggero fibrorinforzato a base di FEN-X/A	
Resistenza a compressione (UNI EN 1015-11) – M2	$f_b = 8 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico longitudinale a compressione	$< 6000 \text{ MPa}$
Adesione al laterizio	$> 0,2 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica	950 daN/m^3

Nel modello di calcolo i pesi propri strutturali e i carichi permanenti sono stati derivati dalle densità dei materiali e dalla loro geometria. I carichi da traffico e le combinazioni di carico sono stati definiti secondo quanto previsto dal §5 delle N.T.C.

2008 [57]. Le azioni sismiche e accidentali in generale sono state calcolate secondo quanto previsto dal §3 delle N.T.C. 2008 [57].

Le verifiche di sicurezza condotte sono le seguenti:

- verifica di stabilità;
- verifica allo scorrimento dei giunti;
- verifica a compressione della muratura;
- verifica a trazione dei rinforzi (solo per il modello post-retrofitting).

La verifica a trazione dei rinforzi è stata condotta tenendo conto della minima tra la resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo e la resistenza alla delaminazione dalla muratura dello stesso.

Come precedentemente esposto le verifiche sono state condotte con riferimento a due diverse geometrie dell'arco: la prima descritta dalle elissi di intradosso ed estradosso dell'arco considerando il rinfiacco di laterizio come parte integrante dell'arco, la seconda, maggiormente cautelativa, descritta da un arco a sezione costante in cui il rinfiacco in laterizio non è considerato costituente l'arco.

Nelle figure 5.25 e 5.26 è riportata la verifica del primo modello mentre nelle figure 5.27 e 5.28 è riportata la verifica del secondo modello, nelle condizioni di pre-retrofitting.

Arco Ideale: 1 (2)			
Analisi Statica		Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:	
CCC 1 (1)		- per la CCC 1: Arco: 26.038 - Volta: 26.038	
Verifica NON Soddisfatta		- min. fra tutte le CCC: Arco: 26.038 - Volta: 26.038	
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	26.038		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			
Analisi Sismica con molt. 0.280		Molt. di collasso in direz. orizzontale:	
Verifica NON Soddisfatta		Arco: +X= >=1.000, -X=	
		Volta: +X= >=1.000, -X=	
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>=1.000 >=1.000		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

Fig. 5.25. Risultati del calcolo modello geometrico 1 pre-retrofitting

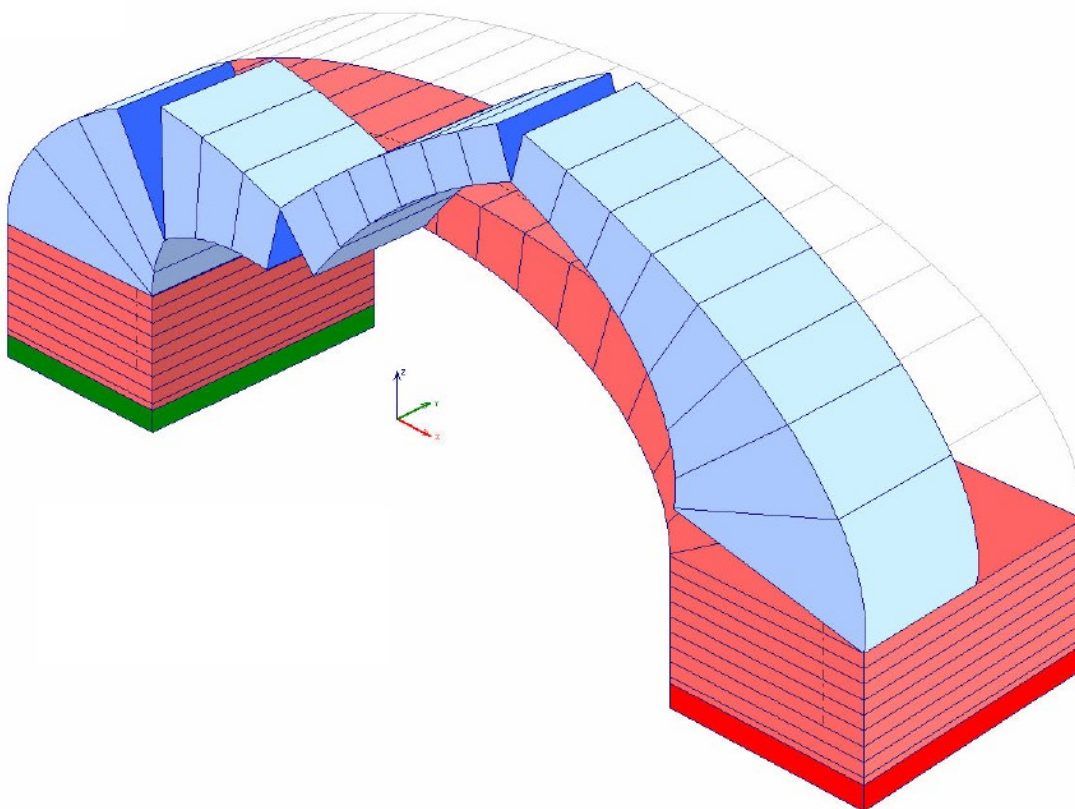


Fig. 5.26. Meccanismo di collasso modello geometrico 1 pre-retrofitting

Arco Ideale: 1 (2)			
Analisi Statica		Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:	
CCC 1 (1)		- per la CCC 1: Arco: 3.050 - Volta: 3.050	
Verifica Soddisfatta		- min. fra tutte le CCC: Arco: 3.050 - Volta: 3.050	
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	3.050		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			
Analisi Sismica con molt. 0.280		Molt. di collasso in direz. orizzontale:	
Verifica Soddisfatta		Arco: +X= 0.281, -X= 0.281	
		Volta: +X= 0.281, -X= 0.281	
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.281 0.281		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

Fig. 5.27. Risultati del calcolo modello geometrico 2 pre-retrofitting

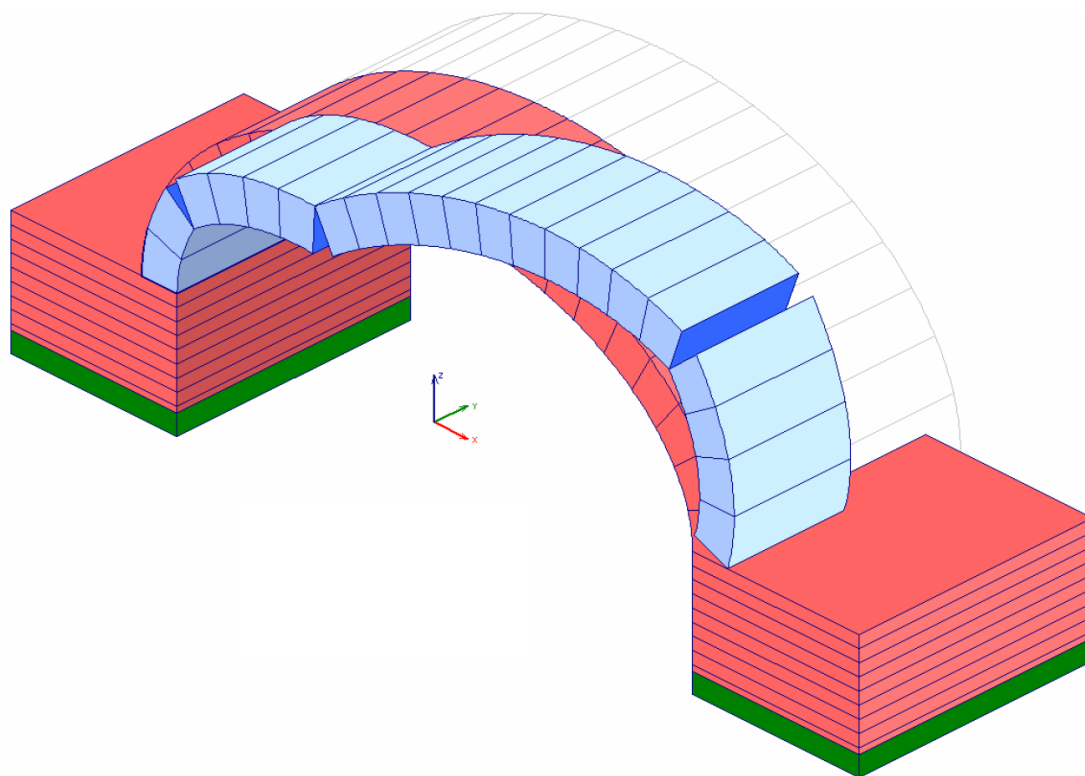


Fig. 5.28. Risultati del calcolo modello geometrico 2 pre-retrofitting

Come si evince da quanto sopra, entrambi i modelli hanno dato esiti soddisfacenti seppur nel secondo caso il coefficiente di sicurezza sia stato eroso a valori prossimi all'unità.

Nel primo modello inoltre non risulta verificato il piedritto destro ma, essendo quella dei piedritti in oggetto una modellazione qualitativa, l'attenzione è incentrata solo sui risultati ottenuti per l'arco.

Analogamente a quanto sopra sono state modellate le due geometrie con il software Arco.exe prodotto dal prof. Piero Gelfi e disponibile gratuitamente al sito internet <http://gelfi.unibs.it/arco.htm>.

In questo caso la modellazione della prima geometria è stata realizzata con dieci conci a sezione variabile. Con riferimento allo schema di carico di cui al §5.1.3.3.3 nonché alla tabella 5.1.V delle N.T.C. 2008 [57], sono stati assunti i seguenti carichi:

- densità della muratura: $\gamma_m = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{m, reale} = 1,10 \cdot 18 = 19,8 \text{ kN} / \text{m}^3$
- densità del rinfiacco: $\gamma_1 = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{1, reale} = 1,10 \cdot 18 = 19,8 \text{ kN} / \text{m}^3$
- impronte di carico: $Q_{TOT} = \gamma_Q \cdot (Q_{1K} + Q_{2K}) = 1,35 \cdot (2 \cdot 300 + 2 \cdot 200) = 1350 \text{ kN}$
che trasformato in un carico distribuito di lunghezza di 1 m e larghezza 7 m risulta: carichi distribuiti $q_{TOT} = 192,86 \text{ kN} / \text{m}^2$
- carico distribuito: $q_T = \gamma_Q \cdot (q_{1K} \cdot w_1 + q_{2K} \cdot w_2) / w_{tot}$
 $= 1,35 \cdot (9,0 \cdot 3 + 2,5 \cdot 4) / 7 = 7,14 \text{ kN} / \text{m}^2$

Con tale software le azioni orizzontali non possono essere discretizzate pertanto viene fatto riferimento esclusivamente alle azioni verticali.

Nelle figure 5.29 e 5.30 sono riportati i risultati ottenuti.

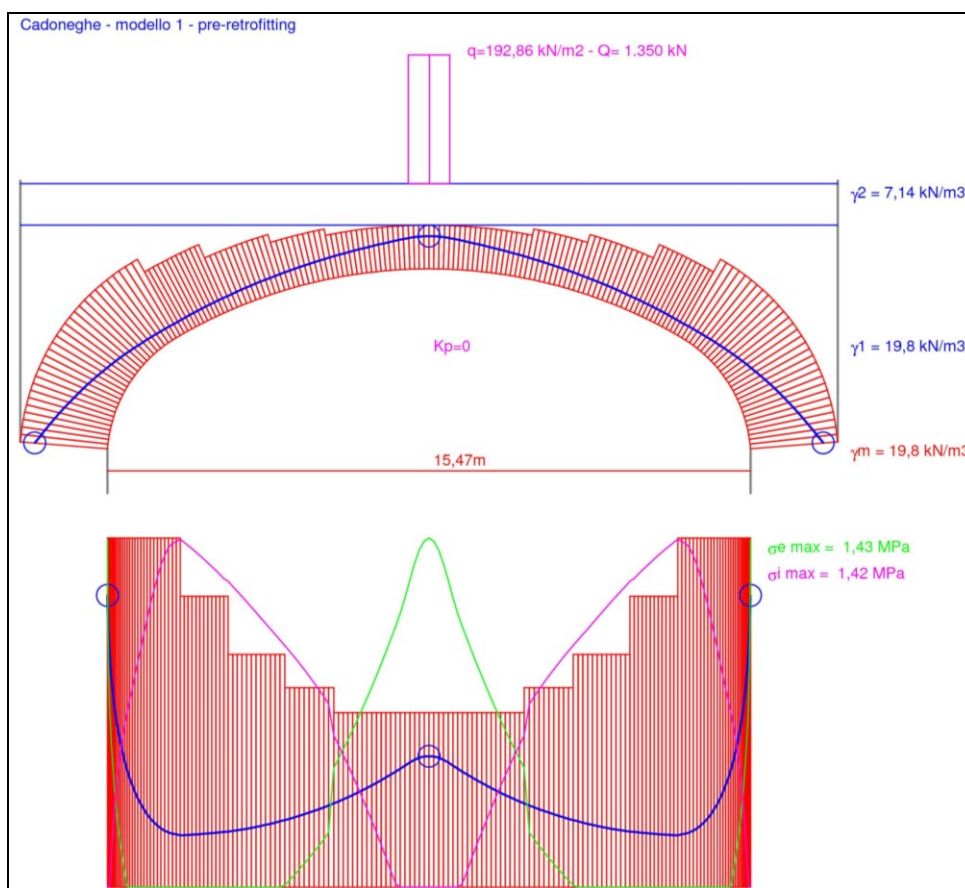


Fig. 5.29. Risultati modello 1 – pre-retrofitting – Arco.exe

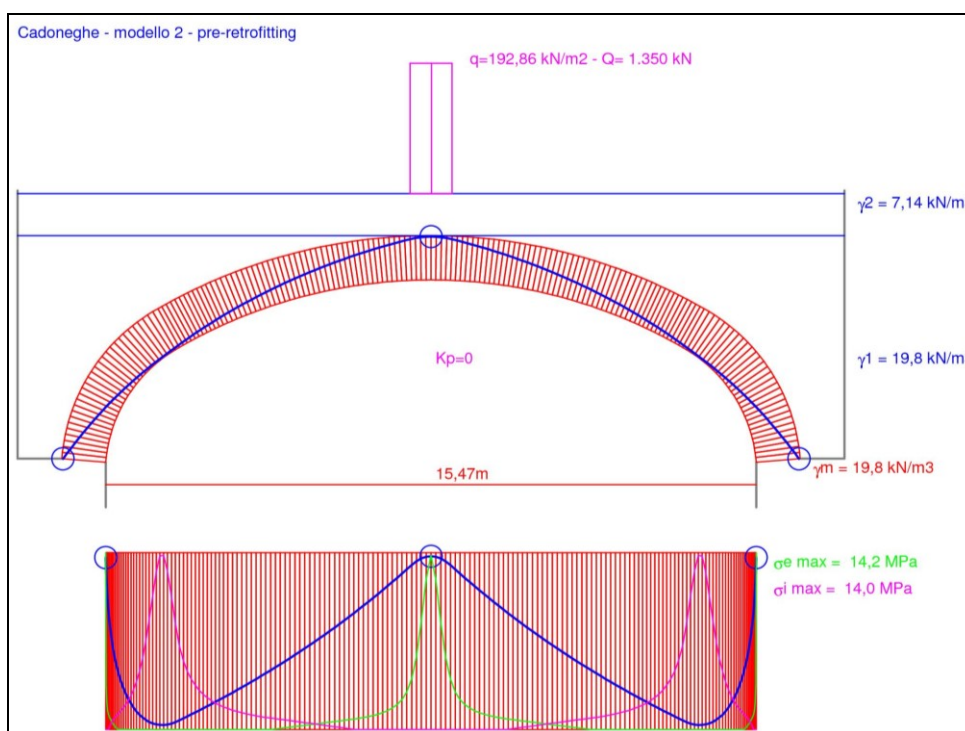


Fig. 5.30. Risultati modello 2 – pre-retrofitting – Arco.exe

Anche queste modellazioni evidenziano che: una geometria che integri nell'arco la porzione di rinfiacco è sufficientemente resistente a sostenere i carichi verticali da traffico attualmente vigenti; una geometria a sezione costante risulta inadeguata a sostenere i carichi di cui sopra, in quanto le tensioni di compressione sulla muratura risultano eccessive.

5.5.1.2 Analisi limite del ponte post-retrofitting

Il rinforzo dell'arco mediante l'utilizzo di FRP disposti all'estradosso aumenta la sicurezza rispetto ai meccanismi a 4 o 5 cerniere e riduce la parzializzazione delle sezioni in muratura con sensibile decremento delle tensioni di compressione.

Nelle figure 5.31 e 5.32 è riportata la verifica del primo modello mentre nelle figure 5.33 e 5.34 è riportata la verifica del secondo modello, nelle condizioni di pre-retrofitting.

Arco Ideale: 1 (2)						
Analisi Statica		Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:				
CCC 1 (1)		- per la CCC 1: Arco: 40.003 - Volta: 40.003				
Verifica NON Soddisfatta		- min. fra tutte le CCC: Arco: 40.003 - Volta: 40.003				
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx			
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>=100.000					
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi	40.003					
Analisi Sismica con molt. 0.280		Molt. di collasso in direz. orizzontale:		Arco: +X= >=1.000, -X=		
Verifica NON Soddisfatta				Volta: +X= >=1.000, -X=		
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx			
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>=1.000	>=1.000				
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi	>=1.000	>=1.000				

Fig. 5.31. Risultati del calcolo modello geometrico 1 post-retrofitting

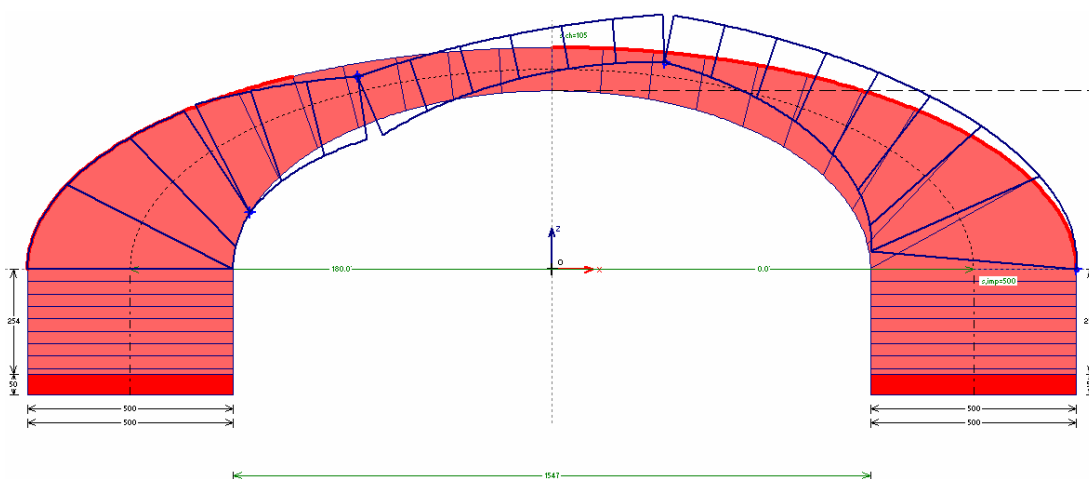


Fig. 5.32. Meccanismo di collasso modello geometrico 1 post-retrofitting

Arco Ideale: 1 (2)						
Analisi Statica		Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:				
CCC 1 (1)		- per la CCC 1:		Arco: 6.702 - Volta: 6.702		
Verifica Soddisfatta		- min. fra tutte le CCC:		Arco: 6.702 - Volta: 6.702		
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx			
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>=100.000					
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi	6.702					
Analisi Sismica con molt. 0.280		Molt. di collasso in direz. orizzontale:		Arco: +X= 0.744, -X= 0.740		
Verifica NON Soddisfatta				Volta: +X= 0.744, -X= 0.740		
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx			
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>=1.000	>=1.000				
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi	0.744	0.740				

Fig. 5.33. Risultati del calcolo modello geometrico 2 post-retrofitting

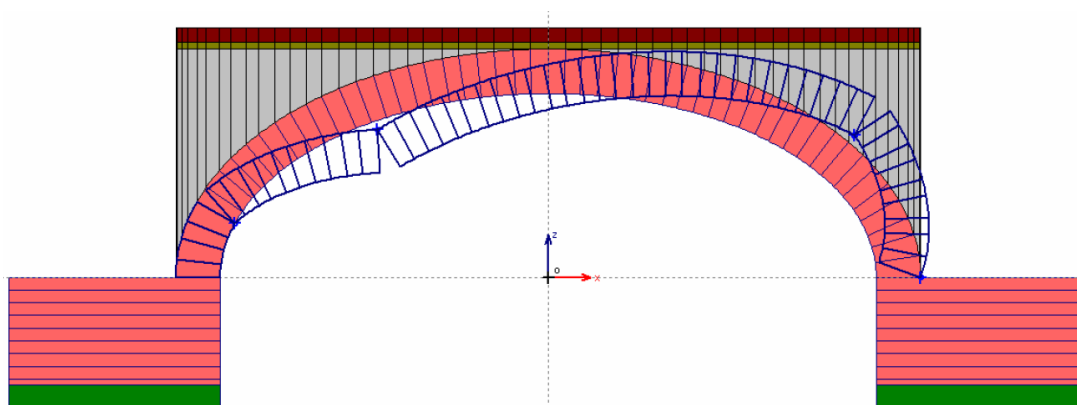


Fig. 5.34. Meccanismo di collasso modello geometrico 2 post-retrofitting

5.5.2 ANALISI FEM DEL PONTE

L'analisi del ponte è stata condotta anche per mezzo di alcuni modelli fem. Il ponte è stato modellato nella sua sezione longitudinale con una geometria bidimensionale. Le condizioni al contorno sono rappresentate da vincoli alla traslazione nelle tre direzioni alla base delle spalle (figura 5.35).

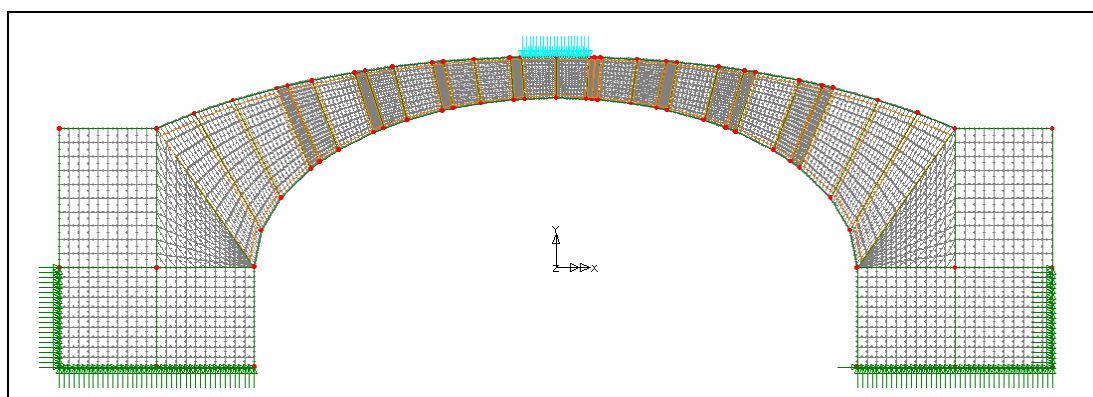


Fig. 5.35. Modello fem bidimensionale

Le spalle sono state modellate con elementi a comportamento elastico lineare mentre l'arco è stato rappresentato con elementi a comportamento non-lineare. In particolare la muratura dell'arco è stata discretizzata, per tenere in conto della quasi nulla

resistenza a trazione, come materiale isotropo a comportamento non lineare secondo criterio di Drucker-Prager:

$$f(I_1; J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K \quad (5.8)$$

dove

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (5.9)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (5.10)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \varphi)} \quad (5.11)$$

$$K = \frac{6c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \varphi)} \quad (5.12)$$

essendo c la coesione e φ l'angolo di attrito.

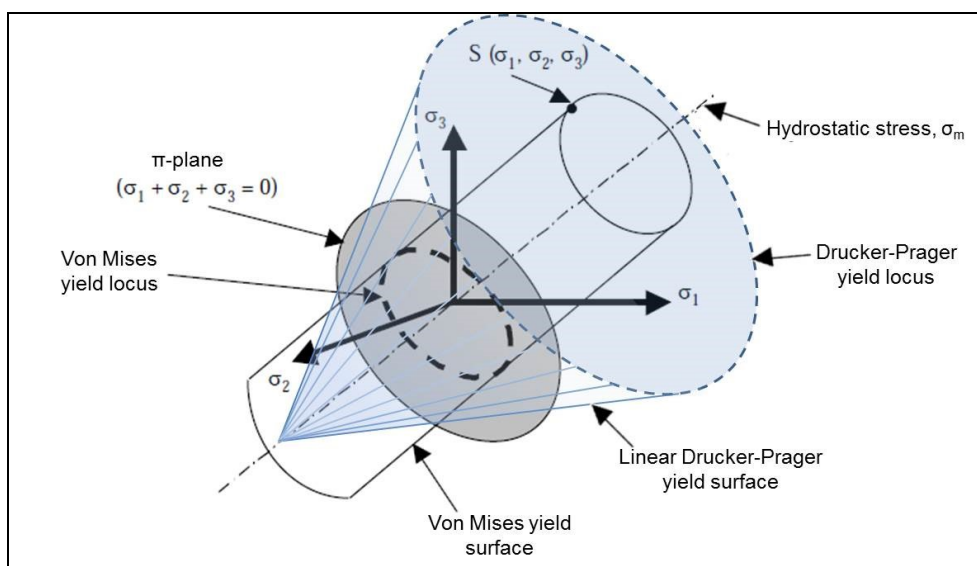


Fig. 5.36. Rappresentazione del dominio alla Drucker-Prager [44]

Le caratteristiche della muratura nella modellazione per l'analisi statica non lineare sono state assunte come segue:

- $E = 1800 \text{ MPa}$
- $\nu = 0,3$
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $c = 0,2 \text{ MPa}$
- $\varphi = 30^\circ$

In chiave è stato disposto un carico distribuito di lunghezza tale da simulare un carico pseudo-concentrato di 100 kN.

Il modello fem, realizzato con il software LUSAS Release 13.3, è composto da elementi shell a 8 nodi (QPM8) e triangolari a 6 nodi (TPM6); questi elementi presentano interpolazione quadratica e regola di integrazione alla Gauss 3x3. Tali caratteristiche permettono di evitare effetti di shear locking che può presentarsi quando il materiale raggiunge il limite elasto-plastico.

Il materiale muratura è stato rappresentato con un continuo omogeneo ed isotropo con legge costitutiva elastica perfettamente plastica e dominio di resistenza secondo Drucker-Prager. L'analisi è stata condotta mediante analisi statica non lineare di tipo incrementale in cui il carico in chiave è stato aumentato gradualmente.

5.5.2.1 Analisi fem non lineare del ponte pre-retrofitting

Di seguito si riportano le mappe cromatiche delle tensioni principali di trazione (σ_{\max}) per alcuni step di carico significativi, al fine di mostrare l'evoluzione della struttura. Le mappe cromatiche hanno una scala uguale per tutti gli step che varia da 0 a 0,3 MPa.

In Fig. 5.37 si riporta il terzo step di carico a cui corrisponde un load factor 4,966 ovvero un carico in chiave di 496,6 kN. L'arco evidenzia la presenza di significative tensioni di trazione all'intradosso in chiave e all'estradosso alle reni. In questa fase

l'arco ha ancora un comportamento elastico lineare, come si deduce dal diagramma forza-spostamenti.

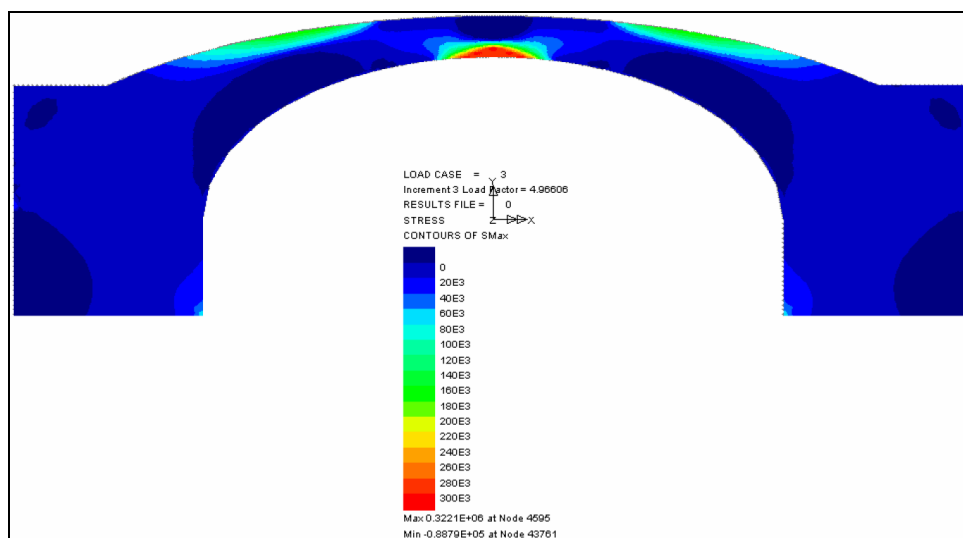


Fig. 5.37. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 496,6 kN – σ_{max}

In figura 5.38 è rappresentato il sesto step di carico, load factor 8,010 ovvero 801 kN. L'arco evidenzia un'intensificazione delle tensioni principali di trazione all'estradosso dell'arco in corrispondenza delle reni mentre inizia la fase non lineare in chiave all'arco.

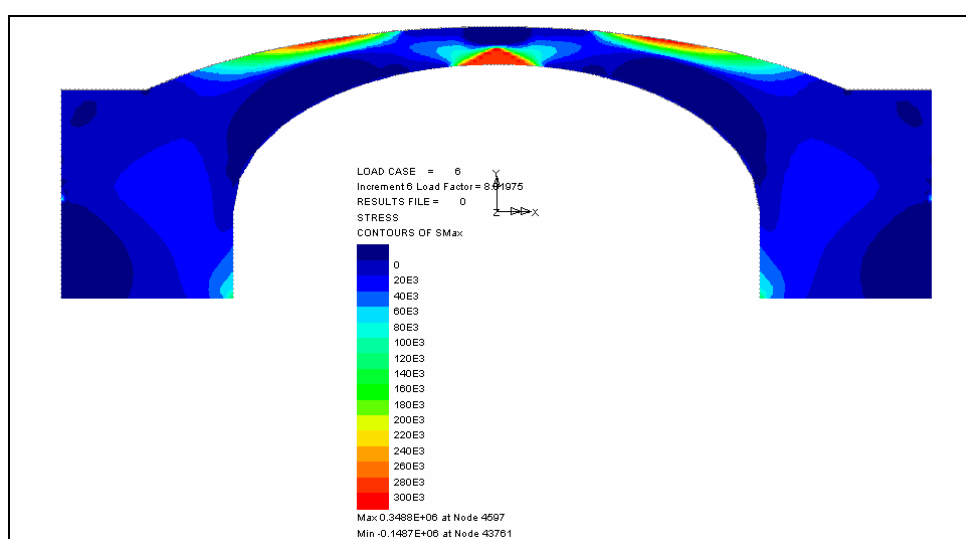


Fig. 5.38. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 801,1 kN – σ_{max}

In figura 5.39 è riportato lo step di carico 140, load factor 11,55, con una forza in chiave di 1155 kN. A piccoli incrementi del carico in chiave si intensificano le tensioni di trazione nelle tre cerniere plastiche ed iniziano a comparire delle tensioni di trazione alla base delle spalle.

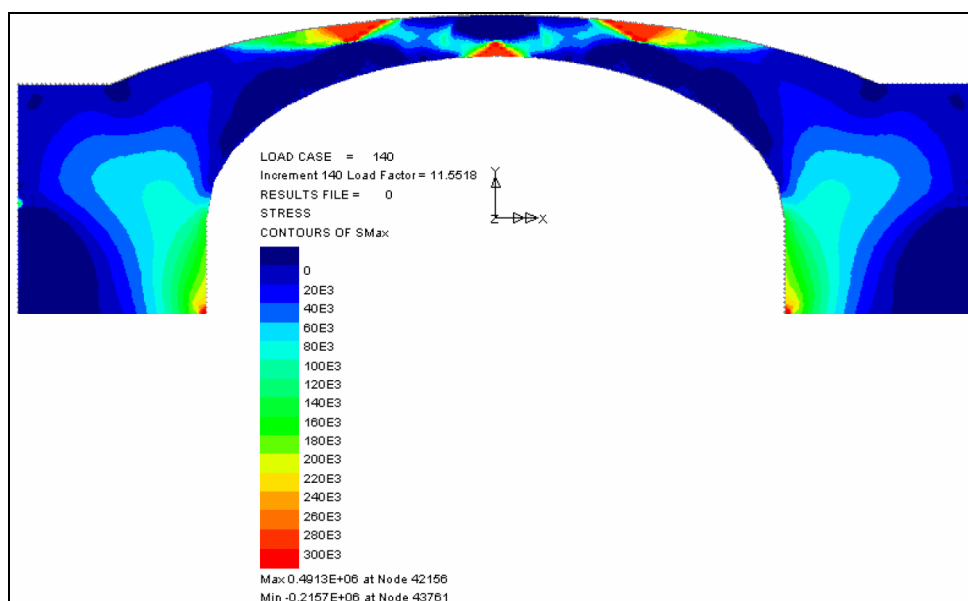


Fig. 5.39. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 1155 kN – σ_{max}

In figura 5.40 è riportato il millesimo step di carico, load factor 11,558, ovvero una forza in chiave pari a 1156 kN; il carico esterno rimane praticamente costante rispetto all'immagine precedente ma le trazioni all'interno della struttura evolvono rapidamente verso il meccanismo a cinque cerniere.

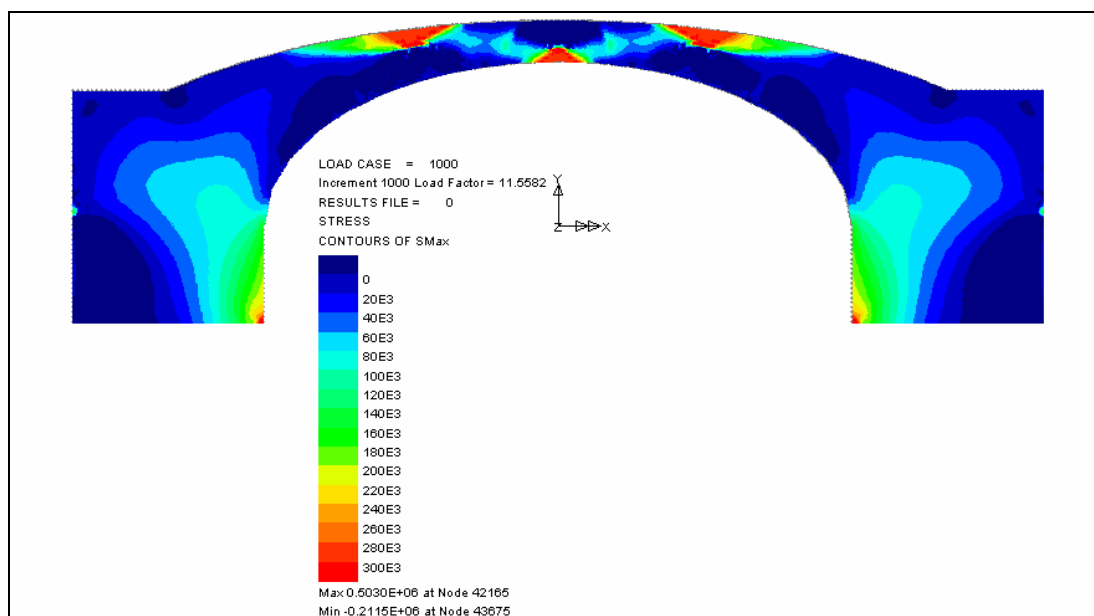


Fig. 5.40. Analisi non lineare pre-retrofitting – Step: 1156 kN – σ_{\max}

5.5.2.2 Analisi fem non lineare del ponte post-retrofitting

L'analisi post-retrofitting viene eseguita introducendo all'estradosso dell'arco opportuni elementi monodimensionali che descrivono il comportamento degli FRP di rinforzo.

Le caratteristiche degli FRP modellati sono rappresentate da un'area di 331,5 mmq, un modulo elastico di 400 GPa e una deformazione a rottura dello 0,8%. I tessuti monodirezionali in FRP possono essere impiegati per incrementare la resistenza ma anche la capacità deformativa, e quindi la duttilità, degli elementi strutturali [3; 47].

In fase elastica il comportamento del ponte non viene influenzato dalla presenza dei rinforzi, come si evince al terzo step di carico (figura 5.41) e al sesto (figura 5.42) che denunciano una situazione praticamente identica a quella del caso non rinforzato.

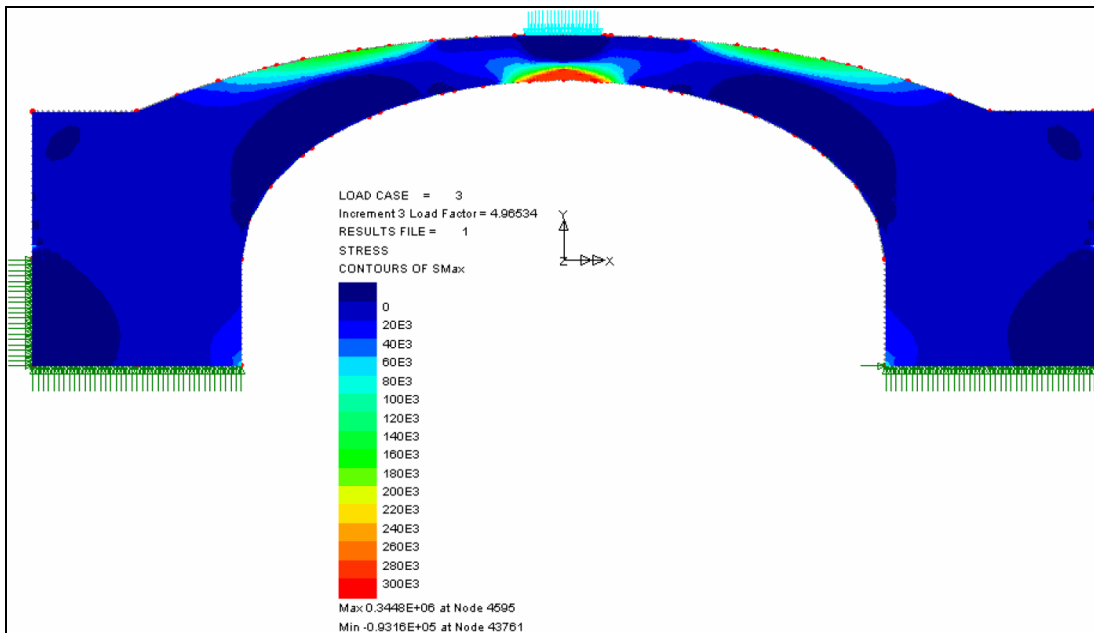


Fig. 5.41. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 496,6 kN – σ_{\max}

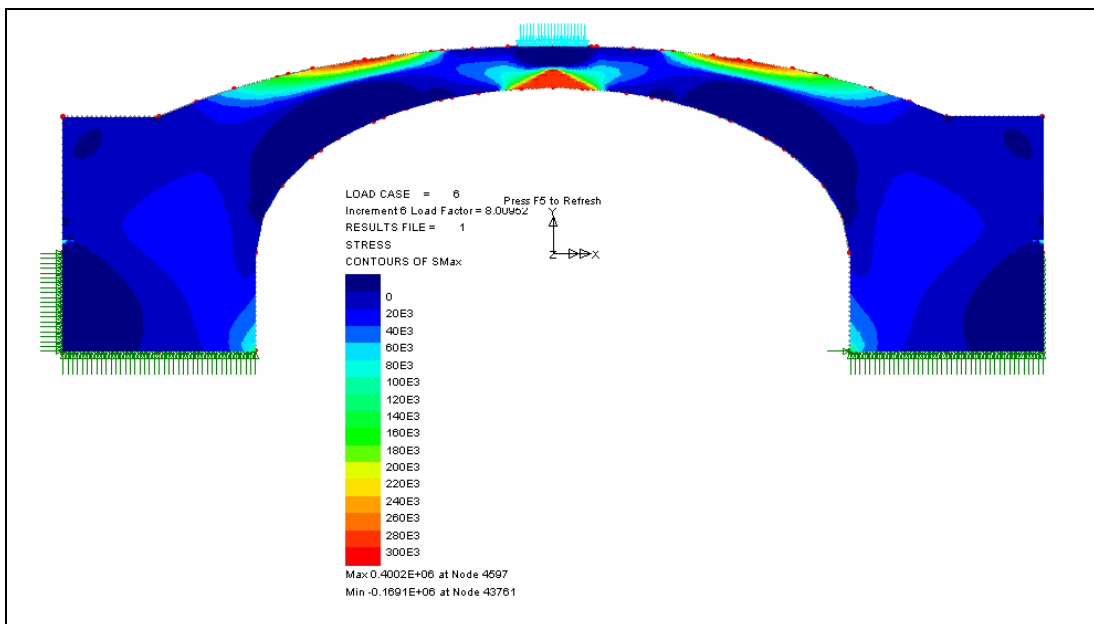
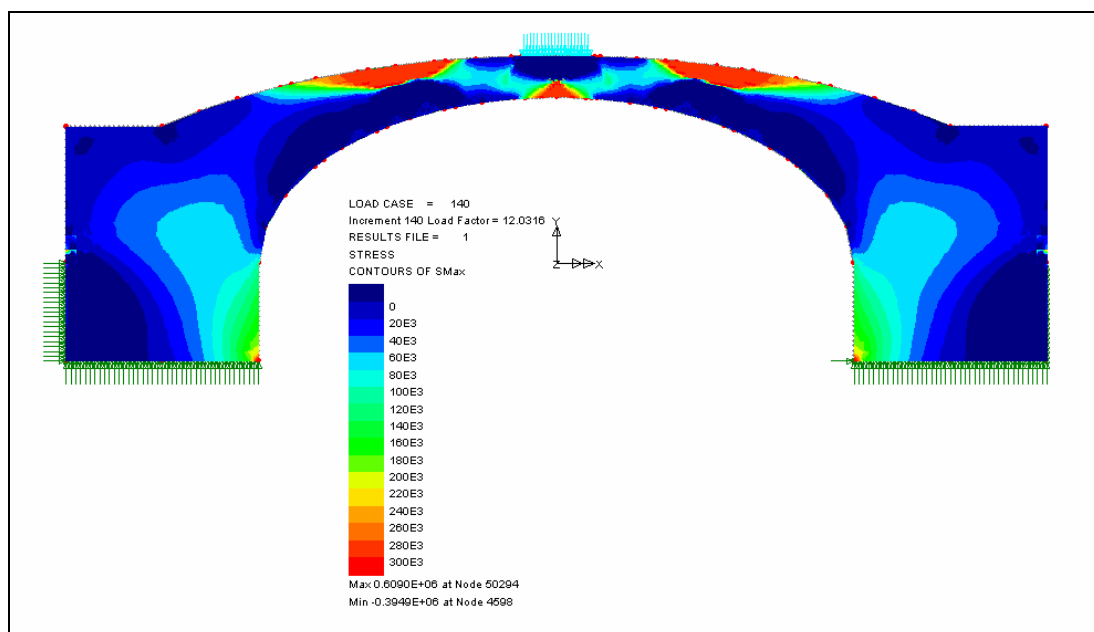
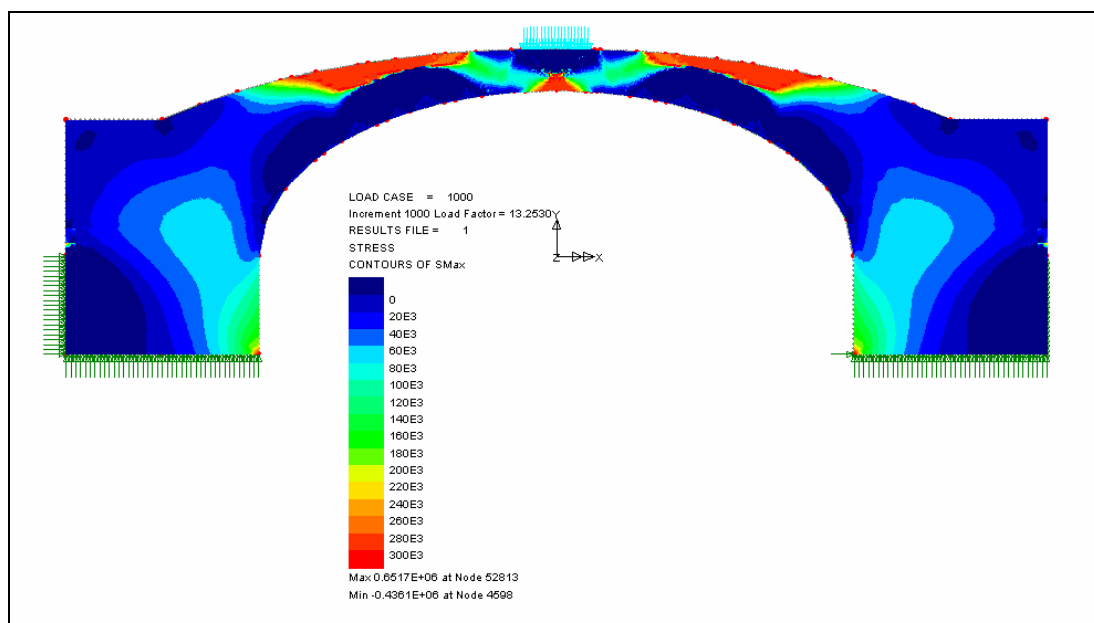


Fig. 5.42. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 801,1 kN – σ_{\max}

Le figure 5.43 (load case 140) e 5.44 (load case 1000) evidenziano che il rinforzo in FRP all'estradosso dell'arco permette un incremento del carico con una maggiore diffusione delle tensioni di trazione negli intorni delle zone fessurate.

Fig. 5.43. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1203 kN – σ_{\max} Fig. 5.44. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1325 kN – σ_{\max}

Dalle prove di aderenza effettuate sui campioni di FRP è stato determinato un carico di delaminazione di circa 10 kN per una lamina di larghezza 40 mm. Nel progetto sono state impiegate dieci strisce di FRP da 150 mm da cui il carico di delaminazione risulta 375 kN: tale limite viene raggiunto allo step di carico 153 cui corrisponde una forza in chiave di 1206 kN (figura 5.45).

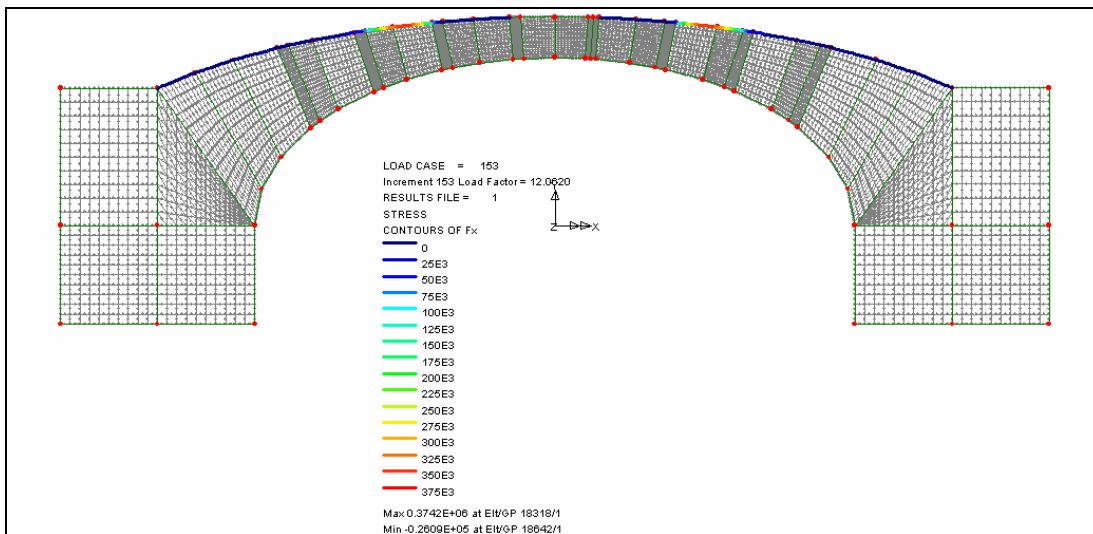


Fig. 5.45. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1206 kN – N_{delam}^{FRP}

In fase di progettazione sono stati predisposti anche degli ancoraggi meccanici dei rinforzi (figura 5.46) per cui si riporta anche il load case 305, carico in chiave di 1238 kN, in cui le fibre raggiungono il limite massimo di deformazione a cui si fa coincidere il collasso del ponte (figura 5.47).

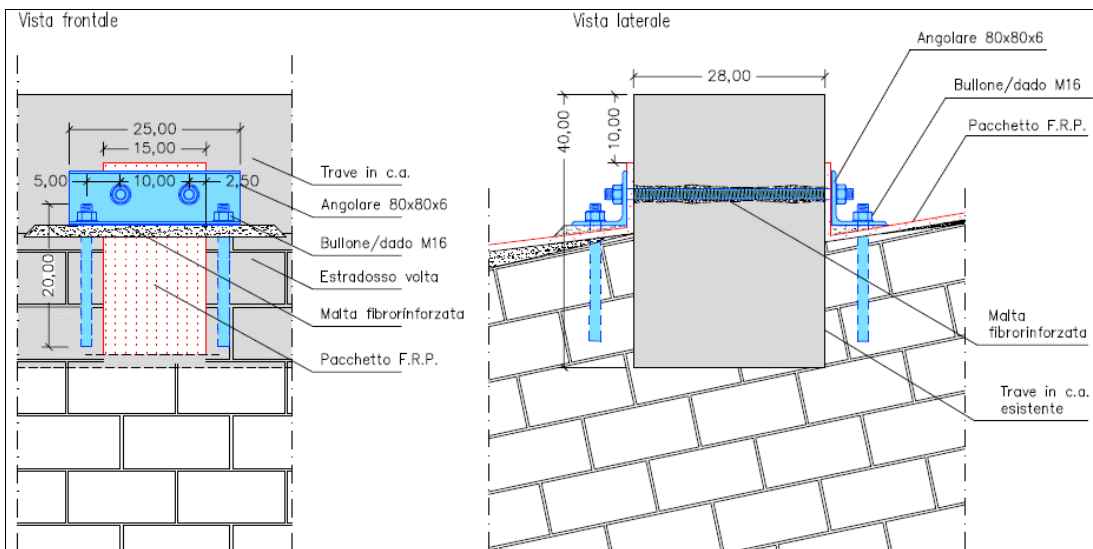


Fig. 5.46. Particolari di ancoraggio meccanico degli FRP all'arco

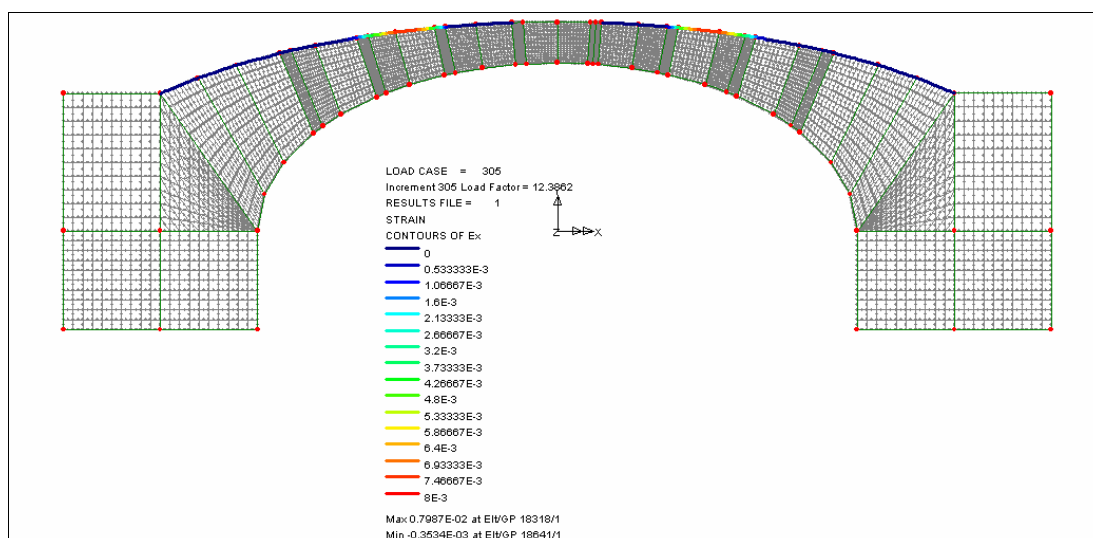


Fig. 5.47. Analisi non lineare post-retrofitting – Step: 1238 kN – $N_{\epsilon, \max}^{FRP}$

5.5.2.3 Analisi fem non lineare del ponte: confronto dei risultati

Il confronto tra i risultati ottenuti dalle varie modellazioni ha messo in evidenza che i rinforzi mediante FRP all’estradosso dell’arco hanno determinato un maggior carico di collasso del ponte in quanto assorbono le tensioni di trazione e contrastano la formazione delle cerniere alle reni dell’arco. In funzione del quantitativo di rinforzi previsti, le analisi hanno condotto ad un incremento del carico ultimo da 1155 kN nel caso di ponte non rinforzato a 1205 kN per il ponte rinforzato. Il principale vantaggio riscontrato, però, risiede nel notevole incremento di deformazione, e quindi di duttilità, che i rinforzi permettono al ponte di sviluppare fino al collasso; questo risultato è molto importante tantopiù che la muratura ha un comportamento di tipo prevalentemente fragile. La duttilità di una struttura rappresenta una delle più importanti caratteristiche intrinseche della stessa sia in condizioni statiche che sismiche [71;74].

Per rendere esplicito il confronto tra i risultati ottenuti sono state riportate le curve forza-spostamento in chiave ottenute dai modelli studiati (figura 5.48).

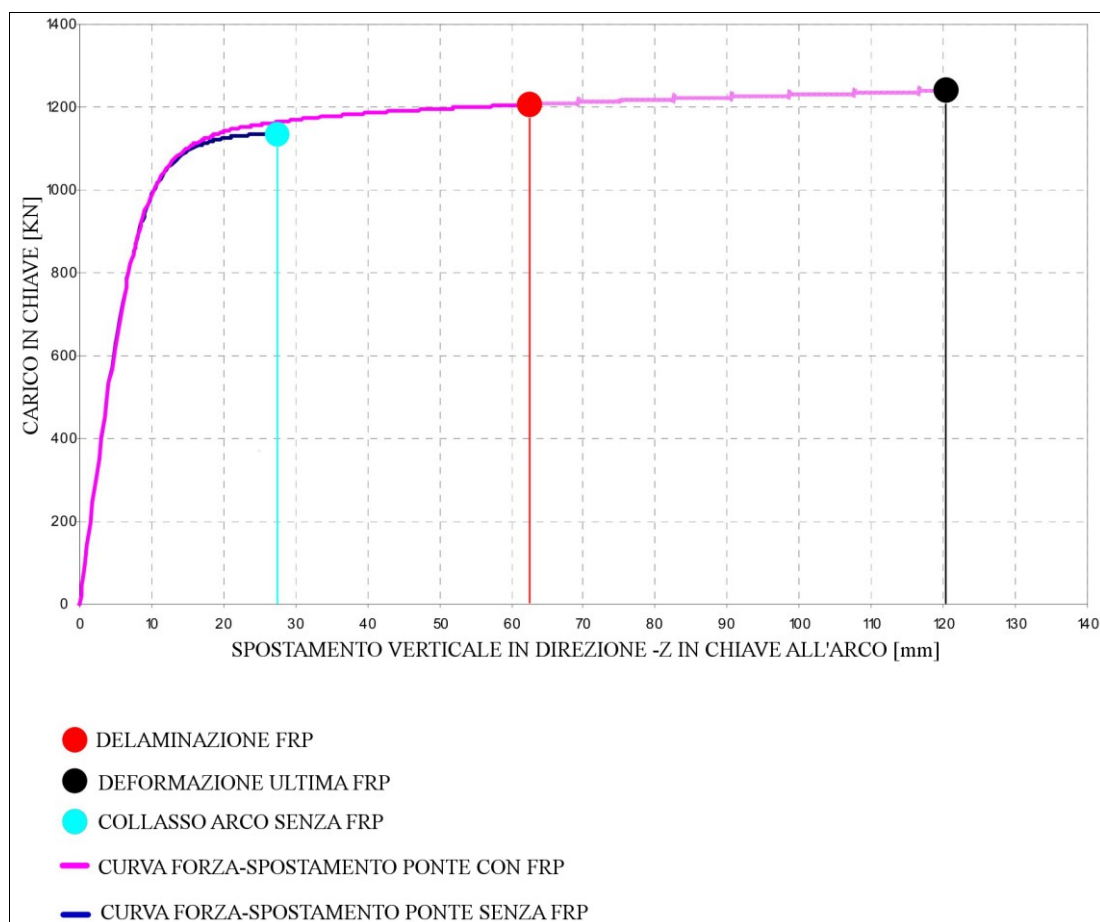


Fig. 5.48. Confronto delle curve forza-spostamento dei modelli pre e post-retrofitting

La curva del ponte senza rinforzi termina al sessantunesimo step di carico dove si forma il meccanismo di collasso a cinque cerniere. La curva del ponte rinforzato evidenzia lo stesso andamento in campo elastico del ponte pre-retrofitting; si differenzia da quest'ultimo, invece, in termini di resistenza e spostamenti ultimi. Il punto di collasso del ponte rinforzato è stato fatto coincidere con il punto di rottura per trazione del rinforzo: fenomeno, osservato anche sperimentalmente, che consente alla struttura rinforzata di deformarsi in campo plastico fino al raggiungimento della rottura degli FRP.

5.6 RETROFITTING DEL PONTE

Il retrofitting del ponte è il risultato di un complesso insieme di operazioni volte a ripristinare la resistenza strutturale e, se necessario, a raggiungere l'adeguamento prestazionale richiesto dalla normativa vigente. Gli interventi riguardano la struttura portante in muratura e le opere integrative in calcestruzzo nonché le opere geotecniche complementari. Il manufatto viene completato con le opere non strutturali quali il pacchetto stradale e relativi elementi accessori.

5.5.1 OPERE GEOTECNICHE: TIRANTAGGIO DEI MURI D'ALA

L'aumento dei carichi da traffico, e di conseguenza l'incremento della spinta orizzontale sui muri d'ala, nonché la parziale volatilizzazione della calce componente la malta hanno messo in crisi i muri d'ala i quali denunciavano delle fessurazioni passanti.

L'intervento riabilitativo più adeguato, non potendo intervenire sulla riduzione dei carichi, si è composto del ripristino, per quanto possibile, della malta degradata e la realizzazione di tiranti ancorati al terreno e post tesi.

L'intervento si è così composto (figura 5.49):

- costruzione di rampe e aree di manovra in corrispondenza dell'area di lavoro anche mediante l'infissione di palancole;
- realizzazione, mediante roto-percussione, di perfori $\Phi = 100-125\text{mm}$ inclinati di 20° sull'orizzontale e con una lunghezza di 25 m;
- posa dei trefoli, composti da 7 fili di acciaio armonico $\Phi = 5\text{mm}$, protetti da guaina protettiva anticorrosione in PVC;
- iniezione della miscela legante (100 kg cemento tipo 425; 50 litri di acqua; 1 kg additivo antiritiro);
- predisposizione della testata di ancoraggio e serraggio dei dadi;
- recupero palancole, rimozione piazzole e rampe.



Fig. 5.49. Realizzazione tirantaggio muri d'ala

Come riportato in letteratura [18] la resistenza di un singolo ancoraggio può essere determinata secondo la (5.13).

$$P_{ar} = p \cdot D \cdot \gamma \cdot d_2 \cdot L \cdot k \cdot \tan \varphi + c_a \cdot p \cdot D \cdot L \quad (5.13)$$

dove D è il diametro dell'ancoraggio, L la lunghezza dell'ancoraggio, d_2 è la profondità media dell'ancoraggio, c_a è la coesione mentre γ , φ e k sono parametri geotecnici.

5.5.2 RIPARAZIONE DELLE LESIONI MURARIE

La riparazione delle lesioni murarie e la ristillatura dei giunti sono state eseguite diffusamente sul manufatto. Dopo una idropulizia profonda della muratura e la sostituzione, mediante scuci e cucì, degli elementi deteriorati con nuovi elementi, le

fessure sono state riparate con malta composta da inerti di piccolo diametro e 400 kg/mc di cemento. Infine una generale ristillatura dei giunti di malta è stata eseguita.

5.5.3 REALIZZAZIONE DEI RINFORZI IN FRP ALL'ESTRADOSSO DELL'ARCO

L'intervento principale di rinforzo dell'arco è composto dalla realizzazione di rinforzi estradossali in tessuto monodirezionale in fibra di carbonio. Le caratteristiche di tale materiale e di quelli complementari necessari alla sua posa sono descritte in tabella 5.4.

Per la realizzazione dei rinforzi si è resa necessaria la demolizione del pacchetto stradale e della soletta in c.a. che lo sosteneva; inoltre, è stato rimosso tutto il materiale inerte fino alla messa in luce della muratura (figura 5.50).



Fig. 5.50. Vista dell'estradosso dell'arco

Successivamente è stata eseguita la pulizia della parte liberata mediante sabbiatura e raschiatura e sono state eliminate le principali irregolarità superficiali dei laterizi con l'utilizzo di levigatrici orbitali a disco diamantato. A completamento di quanto sopra, è stata eseguita la pulizia e la depolverizzazione delle superfici fino a renderle

regolari, esenti da polveri, grassi, oli e presentanti una scabrezza superficiale tale da massimizzare l'aderenza.

Per la corretta posa degli FRP si è resa necessaria la formazione di alcune tasche passanti sui traversi in laterizio e la realizzazione di voltine con mattoni di nuova fattura al fine di ottenere una superficie curva continua su cui disporre i rinforzi (figura 5.51).



Fig. 5.51. Realizzazione delle tasche nei traversi e dei supporti in muratura

I basamenti per il fissaggio delle fibre sono stati livellati e preparati con malta fibrorinforzata. Preparate tutte le superfici, è stato applicato un primo strato di primer epossidico bicomponente, per impregnare il supporto e consolidare la parte superficiale dello stesso. Per garantire aderenza ed allineamento del rinforzo alla struttura è stato steso uno strato di adesivo epossidico di spessore $1,5 \div 2,0$ mm; al di sopra, è stato realizzato il primo strato di resina epossidica bicomponente per l'impregnazione delle fibre di carbonio, con resa di $0,7 \div 0,8$ kg/mq, sul quale sono stati applicati i tessuti di fibre di carbonio. Gli FRP, fino al momento della posa, devono essere conservati in luoghi idonei, mantenuti al riparo da polvere e sporco oltre che protetti da eventuali danni accidentali. All'atto della posa tutto il nastro deve risultare di colore omogeneo, privo di parti non impregnate dal polimero e di bolle d'aria. Completamento della posa con l'applicazione di un secondo strato di resina epossidica con resa pari al primo strato (figura 5.52).



Fig. 5.52. Completamento supporti e incollaggio FRP

Infine, il rinforzo estradossale è stato completato con sistemi di ancoraggio meccanico fissati alla struttura mediante ancoranti metallici, allo scopo di contrastare fenomeni pre-collasso quali la delaminazione del rinforzo dal supporto e permettere il raggiungimento della deformazione di rottura degli FRP (figure 5.53 e 5.54).



Fig. 5.53. Fissaggio meccanico dei rinforzi mediante staffe ad L e bulloni passanti



Fig. 5.54. Fissaggio meccanico dei rinforzi nella parte terminale

I rinforzi in FRP sono stati protetti mediante il getto di una soletta in cls, dello spessore di 5 cm, armata con rete e.s. $\Phi 8/20 \times 20$.

Il rinfiacco dell'arco è stato realizzato mediante materiale inerte misto cementato opportunamente costipato.

L'allargamento della carreggiata, con sbalzi laterali all'arco, è stato realizzato con lastre autoportanti in c.a..

La struttura del ponte è stata completata con una soletta piena in c.a., dello spessore di 30 cm e dimensioni pari a quella della carreggiata stradale, la quale è stata connessa alla struttura esistente mediante ancoranti chimici, realizzati con spezzoni di barre da c.a. piegate a L (figura 5.55).



Fig. 5.55. Rinfianco dell'arco e connessioni per la soletta di completamento

5.7 INDAGINI IN SITO POST-RETROFITTING

La stima dell'incremento di resistenza e rigidezza dell'arco in muratura rinforzato con FRP risulta un problema di non facile soluzione; in questo caso di studio sono state condotte analisi sperimentali anche dopo gli interventi di retrofitting per valutare gli effetti ottenuti dalle opere in progetto [53;75].

5.7.1 PROVA DI CARICO STATICA

La presente prova di carico è stata eseguita secondo le procedure e con la strumentazione presentati al §5.4.2.

In figura 5.56 viene riportato il primo schema di carico e le relative posizioni di misura.

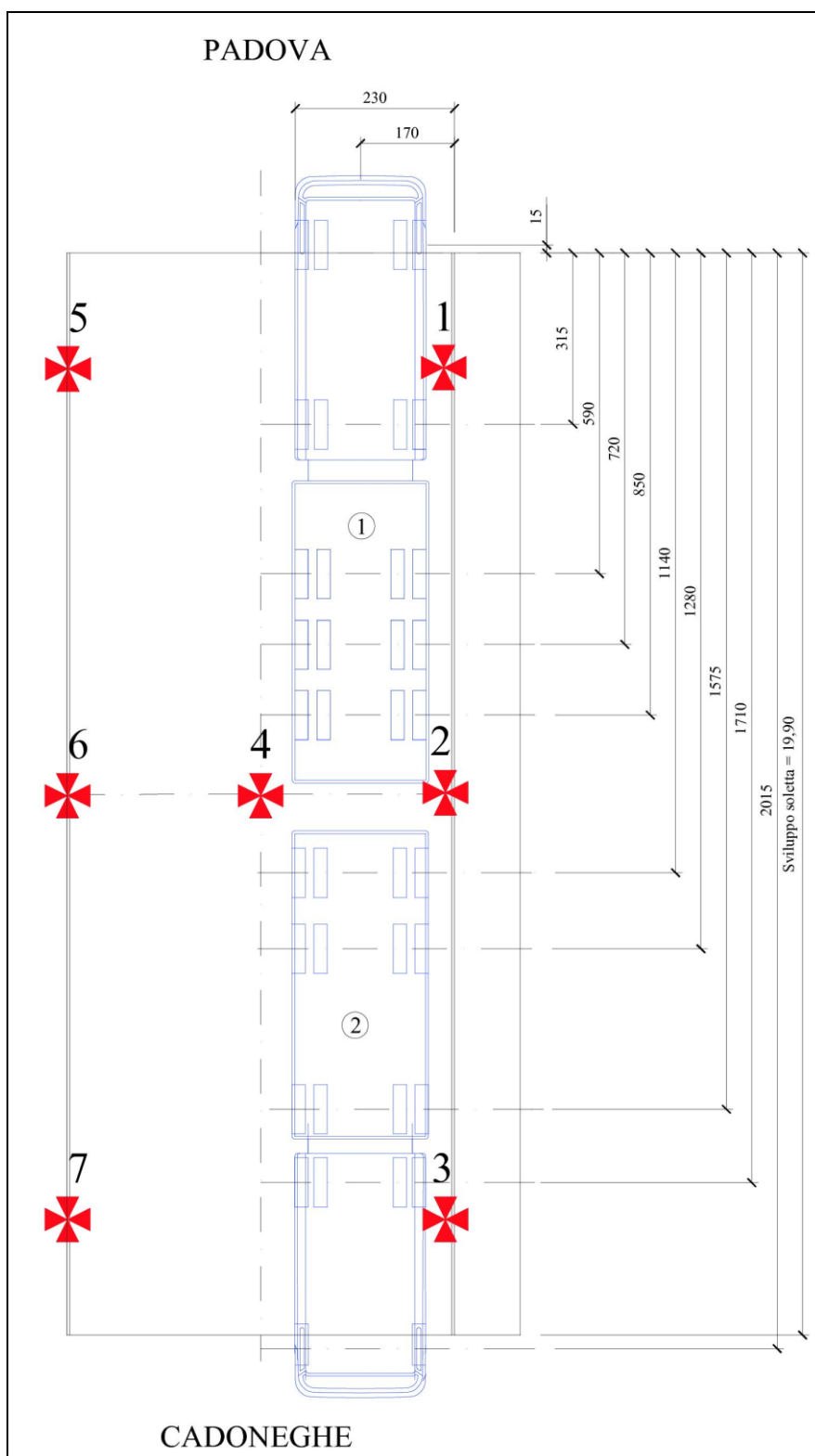


Fig. 5.56. Schema di carico e punti di misura

In tabella 5.5 si riportano i valori di pesatura totali pre-prova e parziali post-prova.

Tab. 5.5. Valori di pesatura automezzi prima prova di carico

TIPO AUTOMEZZO	TOTALE (kN)	I ASSE (kN)	II ASSE (kN)	III ASSE (kN)	IV-V ASSE (kN)
BILICO	45,12	7,50	12,00	9,00	9,00
BILICO	57,36	8,00	10,00	10,00	26,00

In tabella 5.6 si riportano i valori ottenuti nelle stazioni di misura durante le varie fasi di prova.

Tab. 5.6. Misure degli spostamenti durante le fasi di carico nelle varie stazioni

FASE DI MISURA	S1 mm	S2 mm	S3 mm	S4 mm	S5 mm	S6 mm	S7 mm
Fase 1: ponte scarico	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fase 2: configurazione di carico	-0,2	-0,6	-0,2	-0,2	-0,1	-0,3	-0,1
Fase 3: ponte scarico	0,0	-0,1	0,0	-0,1	0,0	-0,1	0,0

Come si evince, gli spostamenti verticali che si verificano sul ponte carico sono notevolmente inferiori a quelli ottenuti nella prova pre-retrofitting.

5.7.2 ANALISI DINAMICA

Mediante l'applicazione delle stesse procedure e strumentazione descritte al §5.4.3 una prova dinamica è stata condotta sul ponte a lavori terminati.

In figura 5.57 è riportata un'immagine dell'applicazione della forzante impulsiva e la posizione degli accelerometri nella mezzeria della campata.



Fig. 5.57. Esecuzione della prova dinamica post-retrofitting

In figura 5.58 è riportato l'accelerogramma ottenuto.

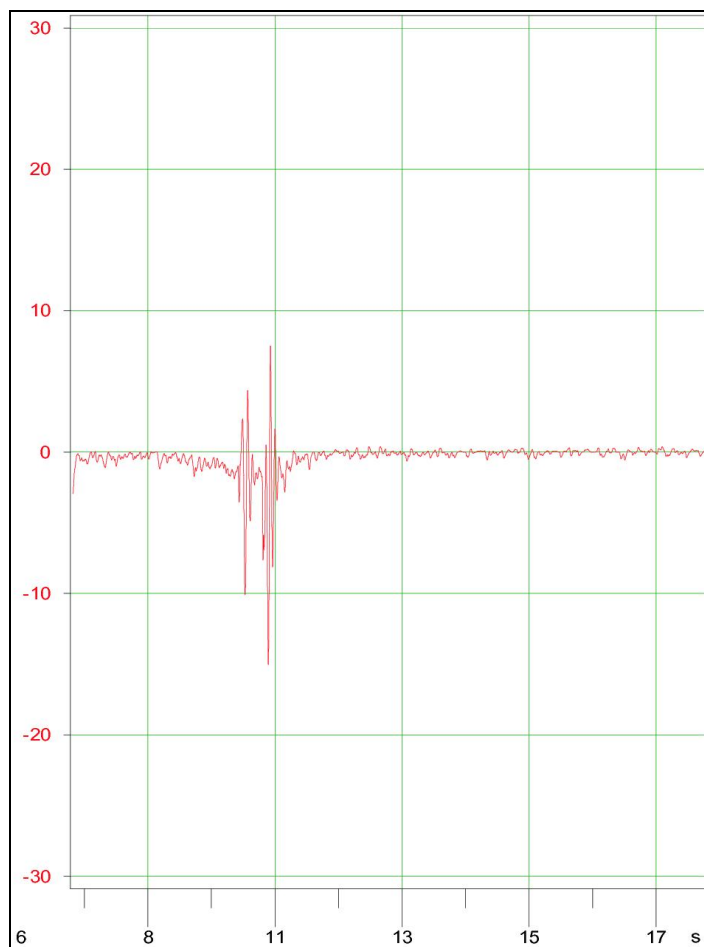


Fig. 5.58 – Accelerogramma registrato durante la prova

Come nella prova pre-retrofitting si nota l'assenza della cosiddetta coda dovuta allo smorzamento dell'oscillazione. In figura 5.59 è riportato lo spettro del segnale riferito all'accelerogramma del canale Ch1, ottenuto mediante trasformata di Fourier, nel quale si evidenzia una frequenza fondamentale di 13,67 Hz.

La frequenza fondamentale rilevata risulta praticamente raddoppiata rispetto al caso pre-retrofitting; ciò a sta a significare che il rapporto tra rigidezza e massa della struttura, nella direzione considerata, è raddoppiato a seguito degli interventi eseguiti. Da quanto esposto nel paragrafo relativo alle analisi fem tale effetto è difficilmente imputabile alla presenza dei rinforzi in FRP bensì risulta correlato alla presenza degli elementi in c.a. realizzati nella nuova configurazione.

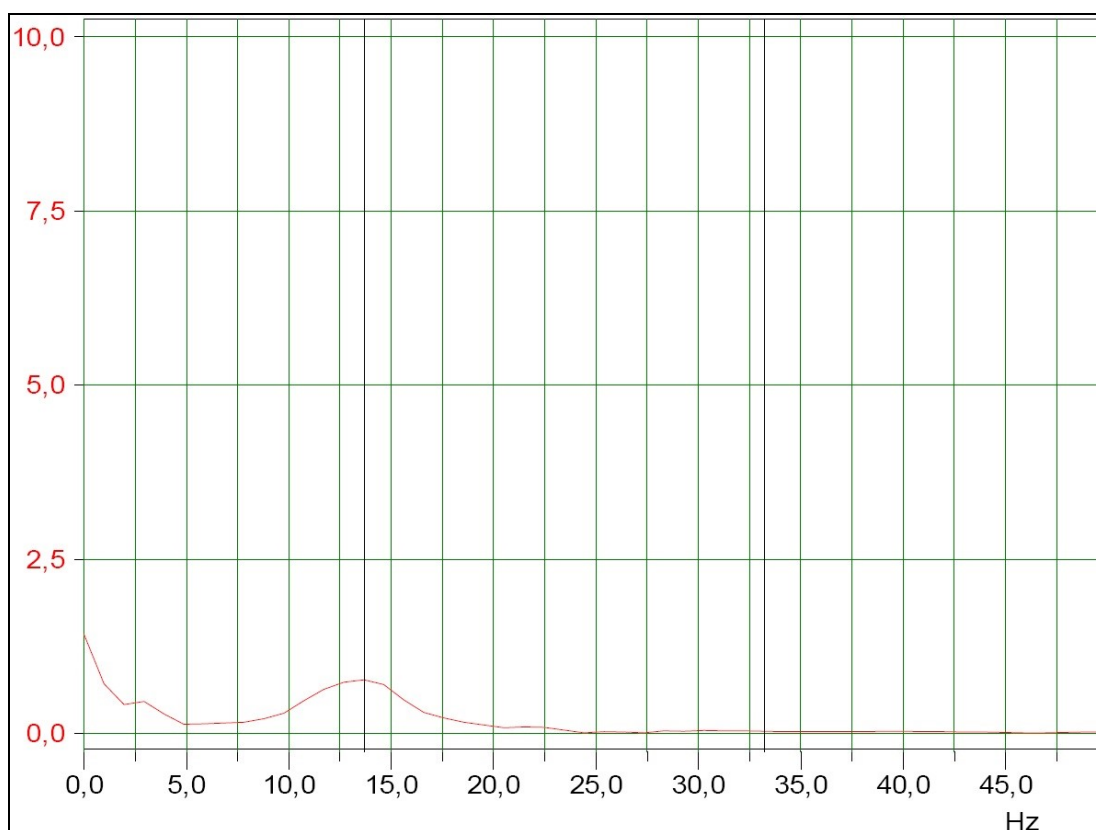


Fig. 5.59 – Spetto del segnale dell'accelerogramma Ch1

5.8 CONCLUSIONI

Nel presente capitolo è stato presentato un intervento di retrofitting di un ponte storico ad arco in muratura.

Il rinforzo strutturale mediante FRP all'estradosso dell'arco ha permesso un incremento della resistenza ed in particolare della duttilità permettendo spostamenti verticali al collasso notevolmente maggiori rispetto alla situazione pre-retrofitting; lo spostamento ultimo è passato da 27 a 62 mm. Sulla base delle prove sperimentali e delle analisi numeriche il progetto di adeguamento ha permesso un incremento della resistenza e della rigidezza del ponte, come si riscontra dalle prove dinamiche, dove la frequenza fondamentale è passata da 6,54 Hz per la situazione iniziale a 13,67 Hz dopo gli interventi, e dalle prove di carico statiche dove lo spostamento in mezzeria è passato da 1,3 mm a 0,6 mm.

Il rinforzo e l'adeguamento dei ponti storici ad arco in muratura, attualmente in servizio nelle reti stradali nazionali ed europee, può essere pertanto efficacemente e convenientemente perseguito mediante l'utilizzo di FRP scongiurando, per quanto possibile, la sostituzione del patrimonio infrastrutturale esistente con elementi di nuova costruzione.

In conclusione, nel presente caso di studio sono stati raggiunti i seguenti obiettivi:

- la resistenza e la deformabilità della struttura sono state adeguate ai requisiti prestazionali richiesti dalla normativa vigente, sia nei confronti degli stati limite ultimi che degli stati limite di esercizio;
- un'opera d'arte del patrimonio storico è stata salvaguardata.

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro, con l'ausilio di tre casi di studio, è stato affrontato l'argomento dell'analisi e retrofitting di ponti e viadotti esistenti.

Allo scopo di presentare l'argomento sono state applicate e analizzate:

- tecniche d'indagine in sito ed in laboratorio;
- metodi di modellazione e di verifica;
- tecniche di rinforzo e adeguamento per ponti ad arco in muratura e ponti a travata in calcestruzzo.

I risultati ottenuti sono stati discussi e utilizzati per evidenziare vantaggi e svantaggi delle procedure applicate.

Gli argomenti sviluppati nella tesi sono stati oggetto di pubblicazioni sulle riviste internazionali di seguito riportate:

- Bergamo O, Russo G, Donadello S (2014) *Retrofitting of the Historic Castagnara Bridge in Padua, Italy, with Fibre Reinforced Plastic Elements*. Structural Engineering International (IABSE) 11/2014. 24(4):532-543;
- Bergamo O, Campione G, Donadello S, Russo G (2015) *In-situ NDT testing procedure as an integral part of failure analysis of historical masonry arch bridges*. Engineering Failure Analysis 11/2015. 57:31-55.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AA. VV., “Carta di Venezia per il restauro e la conservazione di monumenti e siti”, 1964
- [2] Acito M, Bocciarelli M, Chesi C, Milani G (2014) Collapse of the clock tower in Finale Emilia after the May 2012 Emilia Romagna earthquake sequence: Numerical insight. *Engineering Structures* 08/2014. 72:70-91
- [3] Alampalli S, Kunin J Load testing of an FRP bridge deck on a truss bridge. *Compos. Struct.* 2002; 57(1–4): 373–375
- [4] Alani AM, Morteza A, Kilic G (2014) Integrated health assessment strategy using NDT for reinforced concrete bridges. *NDT & E International* 01/2014.61:80-94
- [5] American Concrete Institute (2011) ACI 318-11- Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. Michigan, U.S.A.
- [6] American Society of Civil Engineers (ASCE) (2004) FEMA 356 - Pre standard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. Washington DC, U.S.A.
- [7] Arioglu, E., Manzak, O. (1991) “Application of SonReb method to concrete samples produced in Yedpa construction site,” Prefabrication Union, pp. 5-12
- [8] Azenha M, Faria R, Magalhães F, Ramos L, Cunha Á (2012) Measurement of the E-modulus of cement pastes and mortars since casting, using a vibration based technique. *Materials and Structures* 01/2012. 45(1):81-92
- [9] Bartoli, G. and Betti, M. (2013). “Cappella dei Principi in Firenze, Italy: Experimental Analyses and Numerical Modeling for the Investigation of a Local Failure.” *J. Perform. Constr. Facil.* 27, SPECIAL ISSUE: Analysis of Structural Failures Using Numerical Modeling, 4–26
- [10] Basharat A., Catbas N., Shah M., “A framework for intelligent sensor network with video camera for structural health monitoring of bridges.” In: *Pervasive Computing and Communications Workshops, 2005. PerCom 2005*

- Workshops. Third IEEE International Conference on. IEEE, 2005, pp. 385-389;
- [11] Bayraktar, A., Altunişik, A., Birinci, F., Sevim, B., and Türker, T. (2010). "Finite-Element Analysis and Vibration Testing of a Two-Span Masonry Arch Bridge." *J. Perform. Constr. Facil.*, 24(1), 46–52
- [12] Beltrame, L. "Indagini non distruttive e valutazione del degrado per la conservazione del ponte San Lorenzo a Padova", Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, A.A. 2013/2014
- [13] Bergamo O, Campione G, Donadello S, Russo G (2015) In-situ NDT testing procedure as an integral part of failure analysis of historical masonry arch bridges. *Engineering Failure Analysis* 11/2015. 57:31-55
- [14] Bergamo O, Russo G, Donadello S (2014) Retrofitting of the Historic Castagnara Bridge in Padua, Italy, with Fibre Reinforced Plastic Elements. *Structural Engineering International (IABSE)* 11/2014. 24(4):532-543
- [15] Bergamo, O. (2009) "Analisi strutturale di infrastrutture strategiche e retrofitting di ponti e strutture storiche", Tesi di dottorato, Università degli Studi di Udine
- [16] Blindow N., Eisenburger D., Illich B., Petzold H., Richter T., "Ground penetrating radar." In *Environmental Geology* 2007 pp. 283-335. Springer Berlin Heidelberg
- [17] Boothby, T. E "Analysis of masonry arches and vaults", *Prog. Struct. Engng Mater.* 3, 246-256, (2001)
- [18] Bowles, J. E., "Fondazioni. Progetto e analisi", Mc-Graw Hill, 1991
- [19] Brencich A, Gambarotta L (2009) Assessment procedure and rehabilitation of riveted railway girders: The Campasso Bridge. *Engineering Structures* 01/2009. 31(1):224-239
- [20] Bufarini, S., D'Aria, V., Giacchetti, R. (2010) "Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura" EPC Editore
- [21] Chase S.B., Laman J.A., "Dynamics and field testing of bridges." *Transportation in the new millennium: state of the art and future directions*, 2000
- [22] Clough, R.W., Penzien, J. (1993) "Dynamics of structures", Mc-Graw Hill

- [23] Cluni, F., Costarelli, D., Minotti, A. M., Vinti, G. (2015). “Enhancement of thermographic images as tool for structural analysis in earthquake engineering”, *NDT & E International*, Volume 70, 60-72
- [24] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale (2008) “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”
- [25] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2010) “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”
- [26] D.M. LL. PP. 04/05/1990. Aggiornamento delle Norme Tecniche per la Progettazione dei Ponti Stradali. 1990
- [27] Del monte E., Lavacchini G., Vignoli A. (2004) “Modelli per la previsione della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera”, *Ingegneria Sismica*, ISSN: 0393-1420, 3/2004
- [28] Diamanti N, Giannopoulos A, Forde MC (2008) Numerical modelling and experimental verification of GPR to investigate ring separation in brick masonry arch bridges. *NDT & E International* 07/2008. 41(5):354-363
- [29] El-Mahmoud, H., Rufini, E., and Gu, (2004). “Micropile Application for Seismic Retrofit of the Richmond-San Rafael Toll Bridge.” *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*: pp. 1290-1298
- [30] EN 13791:2006 “Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete elements”
- [31] European Standard (2003) Eurocode 1 - Action on Structures – Traffic Loads on Bridge
- [32] European Standard (2004) Eurocode 8 - Seismic Design of Buildings
- [33] European Standard (2006) prEN 13791 - Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components
- [34] Farrar C.R., Duffey T., Cornwell P.J., Doebling S. W., “Excitation methods for bridge structures.” In *Society for Experimental Mechanics, Inc, 17th International Modal Analysis Conference 1999, February*. Vol. 1, pp. 1063-1068

- [35] Fujino Y., Abe M., “Structural health monitoring in civil infrastructures and research on SHM of bridges at the University of Tokyo.” In: Proc. of the Third World Conference on Structural Control. 2002. p. 125-140
- [36] Gelfi, P., “Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults”, *International Journal for Restoration of Buildings*, Aedificatio Verlag, Freiburg, Vol. 8, No 6, pag. 573-589, ISSN 0947-4498, (2002). [http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/pdfPubblicazioni/14-Role of horizontal backfill.pdf](http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/pdfPubblicazioni/14-Role%20of%20horizontal%20backfill.pdf)
- [37] Giuriani, E., Gubana, A. and Arengi, A. “Backfill and spandrels to limit the vault bending”, in Proc. Stremah99, Eds. C.A. Brebbia, W. Jäger, WIT Press: Southampton, Boston, 738-748, (1999)
- [38] Hag-Elsafi O, Alampalli S, Kunin J. Application of FRP laminates for strengthening of a reinforced-concrete T-beam structure. *Compos. Struct.* 2001; 52(3): 453–466
- [39] Harvey W. J. “Application of the mechanism analysis to masonry arches”, *The Structural Engineer* 66(5), 77-84, (1988)
- [40] Heyman, J. “The stone skeleton”, *International Journal of Solids and Structures* 2, 249-279, (1966)
- [41] Hing, C. and Halabe, U. (2010). “Nondestructive Testing of GFRP Bridge Decks Using Ground Penetrating Radar and Infrared Thermography.” *J. Bridge Eng.* 15, SPECIAL ISSUE: Bridge Inspection and Evaluation, 391–398
- [42] <http://gelfi.unibs.it/software/Arco-ITA.pdf>
- [43] <http://www.opificiodellepietredure.it/index.php?it/227/la-radiografia>
- [44] <https://academy.3ds.com/sites/default/files/198-gallery-137021950921815.jpg>
- [45] <https://it.wikipedia.org/wiki/Fenolftaleina>
- [46] Jol H.M., “Ground penetrating radar theory and applications.”, Elsevier, 2008
- [47] Kachlakev D, McCurry DD. Behavior of full-scale reinforced concrete beams retrofitted for shear and flexural with FRP laminates. *Compos. B Eng.* 2000; 31(6–7): 455–452

- [48] Kheder, G. F. (1999) "Two stage procedure for assessment of in situ concrete strength using combined non-destructive testing", *Materials and Structures* 32(6):410-417 · July 1999
- [49] Kim C. Y, Kim N.S. Kim, Yoon J.G., Jung D. S., "Monitoring System and Ambient Vibration Test of the Namhae Suspension Bridge", *Conference Proceedings of SP/E, California, USA, 2000*, pp. 324-332
- [50] Kishen, J., Ramaswamy, A., and Manohar, C. (2013). "Safety Assessment of a Masonry Arch Bridge: Field Testing and Simulations." *J. Bridge Eng.*, 18(2), 162–171
- [51] Lai, J., Wu, S., and Chiang, C. (2011). "Evaluating the Compaction Quality of Backfills by Stress Wave Velocities. Contemporary Topics on Testing, Modeling, and Case Studies of Geomaterials, Pavements, and Tunnels", *GeoHunan 2011*, pp. 92-99, Publisher: American Society of Civil Engineers, ISBN (print): 978-0-7844-7626-0, doi: 10.1061/47626(405)12.
- [52] Li, T., Almond, D. P., Rees D.A.S. (2011) "Crack imaging by scanning pulsed laser spot thermography", *NDT & E International*, Volume 44, Issue 2, 216-225.
- [53] Liu X, Silva PF, Nanni A. Rehabilitation of steel bridge members with FRP composite materials. In *Proceedings of the CCC2001, Composites in Construction*, Porto, Portugal, October 10–12, Figueiras J, Juvandes L, Furia R (eds), 2001; 613–617, <http://transportation.mst.edu/media/research/transportation/documents/rehab.pdf>
- [54] Loulizi A., "Development of ground penetrating radar signal modeling and implementation for transportation infrastructure assessment." PhD diss., Virginia Polytechnic Institute and State University, 2001;
- [55] Maser, K. and Roddis, W. (1990). "Principles of Thermography and Radar for Bridge Deck Assessment." *J. Transp. Eng.*, 116(5), 583–601
- [56] Masi, A. (2005). "La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive" *Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica*, 1/2005
- [57] Ministero dei Lavori Pubblici (2008) Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. Nuove Norme tecniche per le costruzioni

- [58] Ministero dei Lavori Pubblici (2009) Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»
- [59] Modena C, Bergamo O, Franchetti P, Pellegrino C. Linee Guida per la Progettazione e l'Esecuzione di Ponti in Zona Sismica. Pubblicazione a cura di Veneto Strade. 2004
- [60] Modena C, Franchetti P, Grendene M. Linee Guida per la Progettazione e l'Esecuzione di Ponti a Travata. Pubblicazione a cura di Veneto Strade. 2003
- [61] Norris T, Saadatmanesh H, Ehsani MR Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fiber sheets. *J. Struct. Eng.* 1997; 123(7): 903–911
- [62] O.P.C.M. 3274/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- [63] Olhoeft G.R., "Maximizing the information return from ground penetrating radar." *Journal of Applied Geophysics* 43, no. 2, 2000:175-187
- [64] Paoletti, N.M. (2015) “Retrofitting del viadotto di San Giuliano e determinazione del modulo elastico globale”. Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Udine
- [65] Pauley T, Priestley MJN (1992) *Seismic design of reinforced concrete and masonry building*. John Wiley and sons, ISBN: 978-0-471-54915-4
- [66] Ren W, Zhao T, Harik IE. Experimental and analytical modal analysis of steel arch bridge. *J. Struct. Eng.* 2004; 130(7): 1022–1103
- [67] RILEM, “Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion”, Rilem draft recommendation 124 - SRC, 1995
- [68] Robinson E.S., Coruh C., *Basic Exploration Geophysics*, Wiley, New York, 1988, p. 562
- [69] Russo G, Bergamo O, Damiani L (2009) Retrofitting a Short Span Bridge with a Semi - Integral Abutment Bridge: the Treviso Bridge. *Structural Engineering International (IABSE)* 05/2009. 19(2):137-141
- [70] Russo G, Bergamo O, Damiani L, Lugato D (2010) Experimental analysis of the “Saint Andrea” Masonry Bell Tower in Venice. A new method for the

- determination of “Tower Global Young’s Modulus E”. *Engineering Structures* 01/2010. 32(2):353-360
- [71] Russo G, Bergamo O, Damiani L. Il viadotto di silea in veneto: verifica sismica secondo la normativa italiana e l’Eurocodice. *Ingegneria Sismica* 2008; 3: 24–35
- [72] Russo G, Bergamo O, Damiani L. Retrofit of the “Saint Andrea” Masonry Bell tower in Venice. *Protection of Historical Building, Prohitech* 2009, Rome, Italy, 2009
- [73] Russo G, Bergamo O, Damiani L. Retrofitting a short span bridge with a semi-integral abutment bridge: the Treviso Bridge. *Struct. Eng. Int.* 2009; 19(2): 137–141
- [74] Russo G, Bergamo O, Donadello S. “Il viadotto di Dolcè”: analisi sismica delle pile secondo la normativa italiana e l’Eurocodice”. *Ingegneria Sismica* 2010; XXVII(2): 49–61
- [75] Saadatmanesh H, Ehsani MR R/C beams strengthened with fiber reinforced plastic (FRP) plates: analysis and parametric study. *J. Struct. Eng. Div.* 1991; 117(10): 3417–3433
- [76] Saadatmanesh H, Ehsani MR, Jin L. Seismic strengthening of circular bridge pier models with fiber composites. *ACI Structural J.* 1996; 93(6): 639–647
- [77] Saadatmanesh H, Ehsani MR, Liu MW. Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps. *ACI Structural J.* 1994; 91(4): 434–447
- [78] Seidel K., Lange G., "Direct current resistivity methods." In *Environmental Geology*, pp. 205-237. Springer Berlin Heidelberg, 2007
- [79] Sgrenzaroli M., Vassena G.P.M., “Tecniche di rilevamento tridimensionale tramite laser scanner. Volume 1 – Introduzione generale”, Starrylink Editrice Brescia, 2007
- [80] Sinagra, R. (2007) “Analisi dinamica non lineare di ponti ad arco in muratura”, Tesi di Laurea in Riabilitazione Strutturale, Università degli Studi di Bologna

- [81] Solla, M., Lorenzo, H., Rial, F. I., Novo, A. (2011). "GPR evaluation of the Roman masonry arch bridge of Lugo (Spain)", *NDT & E International*, Volume 44, Issue 1, 8-1
- [82] Srinivas, V., Sasmal, S., Ramanjaneyulu, K., and Ravisankar, K. (2014). "Performance Evaluation of a Stone Masonry–Arch Railway Bridge under Increased Axle Loads." *J. Perform. Constr. Facil.*, 28(2), 363–375
- [83] Tanigawa Y., Baba K., Mori H. (1984) "Estimation of concrete strength by combined nondestructive testing method", *ACI SP-82*, 1, 57-65
- [84] Tao Y, Stratford TJ, Chen JF (2011) Behaviour of a masonry arch bridge repaired using fibre-reinforced polymer composites. *Engineering Structures* 05/2011. 33(5):1594-1606
- [85] Tecchio G., "Ponti in muratura: materiali, tipologie, tecniche costruttive, patologie" *Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari*, Convegno CIFI, Padova (Italia), 24 maggio 2013
- [86] Tsopeles, P. and Constantinou, M. (1997). "Study of Elastoplastic Bridge Seismic Isolation System." *J. Struct. Eng.*, 123(4), 489–498
- [87] UNI, "Istruzioni per l'ispezione delle strutture di cemento armato esposte all'atmosfera mediante mappatura di potenziale", UNI 10174:1993
- [88] Vestroni F., De Sortis A., Marzellotta R., "Vibrazioni di natura antropica – Il benessere delle persone e la sicurezza del costruito", Bardi Editore, Roma, 2005, pp. 111-121
- [89] Ward, H. (1984). "Traffic Generated Vibrations and Bridge Integrity." *J. Struct. Eng.*, 110(10), 2487–2498
- [90] Weekes, B., Almond, D. P., Cawley, P., Barden, T. (2012) "Eddy-current induced thermography – probability of detection study of small fatigue cracks in steel, titanium and nickelbased superalloy