



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Facoltà di Ingegneria
Corso di Studio Ingegneria Edile-Architettura

TESI DI LAUREA

INDAGINI NON DISTRUTTIVE E VALUTAZIONE DEL DEGRADO PER LA CONSERVAZIONE DEL PONTE SAN LORENZO A PADOVA

Relatore: Prof. Maria Rosa Valluzzi

Correlatore: Prof. Rita Deiana
Prof. Stefano Zaggia
Dott. Ing. Filippo Lorenzoni

Laureando: LUCA BELTRAME

Anno Accademico 2013 - 2014

Indice

| | |
|--|----|
| Premesse | 7 |
| Abstract..... | 7 |
| Introduzione | 8 |
| Simbologia | 9 |
| Glossario..... | 11 |
| 1. Metodi non distruttivi per la diagnosi: stato dell'arte | 15 |
| 1.1. Tipi di prove non distruttive | 15 |
| 1.2. Analisi delle vibrazioni | 17 |
| 1.2.1. Cause di vibrazioni sulle strutture | 19 |
| 1.2.1.1. Vibrazioni da traffico automobilistico | 19 |
| 1.2.1.2. Vibrazioni da traffico su rotaia: treni, tram, metropolitana .. | 25 |
| 1.2.1.3. Vibrazioni da traffico marittimo..... | 27 |
| 1.2.1.4. Vibrazioni causate da cantieri, impianti e macchinari..... | 28 |
| 1.2.2. Riferimenti normativi | 31 |
| 1.2.3. Cenni teorici | 33 |
| 1.2.4. Strumentazione | 34 |
| 1.3. Indagini georadar | 35 |
| 1.3.1. Applicazioni del metodo georadar | 35 |
| 1.3.1.1. Interventi su infrastrutture per il trasporto..... | 38 |
| 1.3.1.2. Localizzazioni di sottoservizi | 39 |
| 1.3.1.3. Controlli strutturali su manufatti..... | 40 |
| 1.3.1.4. Individuazione e riconoscimento del tipo di armature | 41 |
| 1.3.1.5. Individuazione di strutture sepolte..... | 41 |
| 1.3.1.6. Analisi della pavimentazione stradale | 42 |
| 1.3.1.7. Determinazione natura e geometria del substrato | 43 |
| 1.3.1.8. Individuazione di discontinuità in genere..... | 44 |
| 1.3.1.9. Determinazione dello spessore della coltre glaciale | 44 |
| 1.3.1.10. Mappatura di fondali..... | 45 |
| 1.3.1.11. Determinazione della profondità di falda | 46 |
| 1.3.1.12. Stima del contenuto di umidità del suolo..... | 46 |
| 1.3.1.13. Individuazione di strutture murarie e di reperti | 47 |
| 1.3.1.14. Verifiche e perizie per rilascio di concessioni e permessi .. | 48 |
| 1.3.1.15. Individuazione e delimitazione spaziale di suoli inquinati... | 48 |
| 1.3.1.16. Ricerca di discariche abusive o serbatoi sepolti..... | 49 |
| 1.3.1.17. Ricerca e localizzazione di ordigni bellici | 49 |
| 1.3.2. Cenni teorici | 50 |
| 1.3.3. Strumentazione | 64 |
| 1.4. Indagini geoelettriche | 68 |
| 1.4.1. Applicazioni delle indagini geoelettriche..... | 68 |
| 1.4.1.1. Indagine di strutture interrate litologiche | 70 |
| 1.4.1.2. Stima di profondità, spessore e proprietà delle falde | 71 |
| 1.4.1.3. Determinazione dello spessore della zona alterata che copre una roccia non esposta a fattori atmosferici | 71 |
| 1.4.1.4. Individuazione di fratture e faglie in rocce cristalline | 72 |
| 1.4.1.5. Mappatura dei percorsi preferenziali del flusso delle acque sotterranee..... | 72 |

| | | |
|-----------|---|-----|
| 1.4.1.6. | Stima di profondità e spessore di discariche; rilevamento di disomogeneità al loro interno..... | 73 |
| 1.4.1.7. | Mappatura di pennacchi di contaminazione..... | 73 |
| 1.4.1.8. | Monitoraggio cambiamenti proprietà elettriche sottosuolo.. | 74 |
| 1.4.1.9. | Individuazione di cavità sotterranee..... | 75 |
| 1.4.1.10. | Classificazione di materiale coesivo e non coesivo | 75 |
| 1.4.2. | Cenni teorici..... | 76 |
| 1.4.3. | Strumentazione..... | 88 |
| 1.5. | Analisi termografiche | 90 |
| 1.5.1. | Cenni teorici..... | 93 |
| 1.5.2. | Strumentazione..... | 99 |
| 1.6. | Osservazioni | 100 |
| 2. | Il ponte di San Lorenzo a Padova | 101 |
| 2.1. | Storia della costruzione..... | 102 |
| 2.2. | Descrizione morfologica..... | 110 |
| 2.3. | Dati urbanistici e vincoli esistenti | 117 |
| 2.4. | Caratterizzazione dei materiali..... | 120 |
| 2.4.1. | Trachite Euganea | 121 |
| 2.4.2. | Pietra di Vicenza..... | 124 |
| 2.5. | Rilievo dello stato del degrado del ponte San Lorenzo | 127 |
| 2.5.1. | Alterazione cromatica sulla superficie..... | 128 |
| 2.5.2. | Alveolizzazione sui blocchi di pietra..... | 128 |
| 2.5.3. | Disgregazione | 129 |
| 2.5.4. | Distacco | 130 |
| 2.5.5. | Efflorescenza | 130 |
| 2.5.6. | Esfoliazione | 131 |
| 2.5.7. | Fratturazione o fessurazione | 132 |
| 2.5.8. | Mancanza | 133 |
| 2.5.9. | Patina..... | 134 |
| 2.5.10. | Patina biologica | 134 |
| 2.5.11. | Scagliatura..... | 135 |
| 2.5.12. | Interventi di carattere antropico | 136 |
| 2.6. | Osservazioni | 136 |
| 3. | Analisi delle vibrazioni..... | 138 |
| 3.1. | Modalità della prova..... | 138 |
| 3.2. | Illustrazione della campagna di prove..... | 139 |
| 3.3. | Analisi delle vibrazioni e verifiche | 142 |
| 3.3.1. | Pre-processamento dei segnali | 142 |
| 3.3.2. | Monitoraggio visivo del transito veicolare | 143 |
| 3.3.3. | Metodologia d'indagine | 151 |
| 3.3.4. | Valutazione degli effetti delle vibrazioni (UNI 9916)..... | 153 |
| 3.3.5. | Livelli intensità di traffico | 159 |
| 3.4. | Osservazioni | 163 |
| 4. | Indagini sulle anomalie interne..... | 166 |
| 4.1. | Prove termografiche..... | 172 |
| 4.1.1. | Modalità della prova..... | 172 |
| 4.1.2. | Prove applicate alla struttura | 173 |
| 4.2. | Prove con georadar | 178 |
| 4.2.1. | Prove applicate alla struttura | 178 |
| 4.3. | Osservazioni | 196 |

| | |
|--|-----|
| 5. Analisi strutturale | 201 |
| 5.1. Analisi ponte S. Lorenzo | 202 |
| 5.2. Osservazioni..... | 212 |
| 6. Previsioni e interventi | 213 |
| 6.1. Proposta di ulteriori analisi | 213 |
| 6.2. Interventi possibili..... | 214 |
| 6.2.1. Interventi volti al riempimento dei vuoti e a fermare i distacchi ... | 214 |
| 6.2.2. Interventi sull'umidità | 217 |
| 6.3. Osservazioni..... | 219 |
| Conclusioni | 220 |
| Appendice A: catasti storici..... | 223 |
| Appendice B: rilievo fotografico | 225 |
| Appendice C: rilievo dello stato del danno..... | 229 |
| Bibliografia..... | 233 |

Premesse

Abstract

Il ponte San Lorenzo, costruito in epoca romana, attualmente è situato sotto il piano stradale all'incrocio tra Riviera dei Ponti Romani e via S. Francesco. Infatti, quando, intorno agli anni sessanta si tombinò il tratto del Naviglio che ora scorre sotto al piano stradale, fu interrato anche il ponte, sopra cui passano strade di traffico veicolare, bus e recentemente anche la rete tramviaria. Nel luglio del 2013 l'associazione Legambiente, incaricata di gestire le visite al monumento, ne ha denunciato il degrado. Il Comune di Padova in seguito ha incaricato l'Università di Padova di svolgere indagini per individuare i problemi principali e proporre interventi.

Il presente studio inizia con una ricerca storica volta a conoscere gli interventi che hanno interessato la struttura nel corso dei secoli.

Successivamente riporta un'analisi sul degrado, preceduta da un rilievo fotografico volto a capire e catalogare i problemi di deterioramento.

Il ponte è stato monitorato per valutare quali vibrazioni meccaniche lo interessino e quanto queste influiscano sulla perdita di materiale lapideo nell'intradosso della struttura.

Si sono effettuate inoltre indagini termografiche e georadar per approfondire il problema delle infiltrazioni d'acqua.

In conclusione, vengono proposti interventi volti a riempire i vuoti e fermare i distacchi nella struttura e interventi per incidere sui problemi legati all'umidità.

Si auspicano inoltre approfondimenti delle indagini.

Introduzione

Argomento della presente tesi sono le indagini non distruttive e la valutazione del degrado per la conservazione del ponte San Lorenzo a Padova. La tesi è composta da cinque capitoli, preceduti da una introduzione e seguiti da una conclusione.

Il primo capitolo esamina lo stato dell'arte delle indagini non distruttive effettuate per lo studio dei problemi di degrado che interessano il ponte San Lorenzo. Oltre alle indagini vibrazionali, all'utilizzo del georadar e della termografia, si esamina anche lo stato dell'arte delle indagini geoelettriche, inizialmente previste ma poi scartate quando si è venuti a conoscenza della rete di impianti esistenti sopra la struttura.

Il secondo capitolo racconta la storia del ponte, analizzando gli interventi che sono stati realizzati sul monumento; prosegue con una descrizione morfologica della struttura e dei materiali che la costituiscono e si conclude con l'analisi sul degrado che interessa l'intradosso delle tre arcate.

Il terzo capitolo riporta l'analisi sulle vibrazioni rilevate attraverso il monitoraggio svolto la prima settimana di ottobre 2013.

Il quarto capitolo è un'analisi strutturale sulla staticità della struttura allo stato limite ultimo secondo i carichi massimi che si possono presentare sull'estradosso del ponte.

Nel quinto capitolo si presentano le modalità delle prove termografiche e georadar effettuate e i risultati ottenuti.

Il sesto ed ultimo capitolo, propone infine alcuni interventi utili a salvaguardare ponte S. Lorenzo dal problema dei distacchi e da quello dell'umidità e auspica lo svolgimento di indagini più approfondite.

Simbologia

| | | |
|-----------|---|--|
| m | = | metri |
| F | = | forza, vettore forza (N) |
| H | = | funzione di risposta in frequenza (mRMSN ⁻¹) |
| X | = | risposta registrata (kg) |
| ω | = | frequenza angolare (rad s ⁻¹) |
| ξ | = | permettività elettrica |
| σ | = | conducibilità elettrica |
| λ | = | lunghezze d'onda (m) |
| $E(t,z)$ | = | campo elettrico trasversale |
| ω | = | frequenza angolare (s ⁻¹) |
| γ | = | propagazione costante (m ⁻¹) |
| ξ^* | = | permettività |
| ξ_r^* | = | permettività relativa |
| μ^* | = | permeabilità |
| c_0 | = | velocità della luce nel vuoto (m s ⁻¹) |
| α' | = | coefficiente di assorbimento (dB m ⁻¹) |
| v | = | velocità (m/s) |
| Z^* | = | impedenza Z^* |
| α' | = | coefficiente di assorbimento |
| ϕ | = | angolo di incidenza |
| ψ | = | angolo di rifrazione |
| x | = | distanza (m) |
| E | = | intensità di campo delle onde |
| A | = | assorbimento |
| α | = | coefficiente di attenuazione |
| G | = | divergenza sferica |
| r | = | coefficiente di riflessione |
| Pt | = | potenza di trasmissione (W) |
| Pr | = | potenza del campo al ricevitore (W) |
| Qs | = | dispersione (m ²) |
| h | = | distanza tra l'antenna e il diffrattore (m) |

| | | |
|---------------|---|--|
| f | = | frequenza (MHz) |
| ρ | = | resistività elettrica (Ωm) |
| I | = | intensità di corrente elettrica |
| ΔV | = | differenza di potenziale |
| ε | = | emissività |
| ρ | = | fattore di riflessione |
| τ | = | fattore di trasmissione |
| ρ | = | fattore di riflessione |

Glossario

Per ciò che concerne la struttura e le sue componenti costitutive principali si possono distinguere (Mazzoleni e Jurina, 2006):

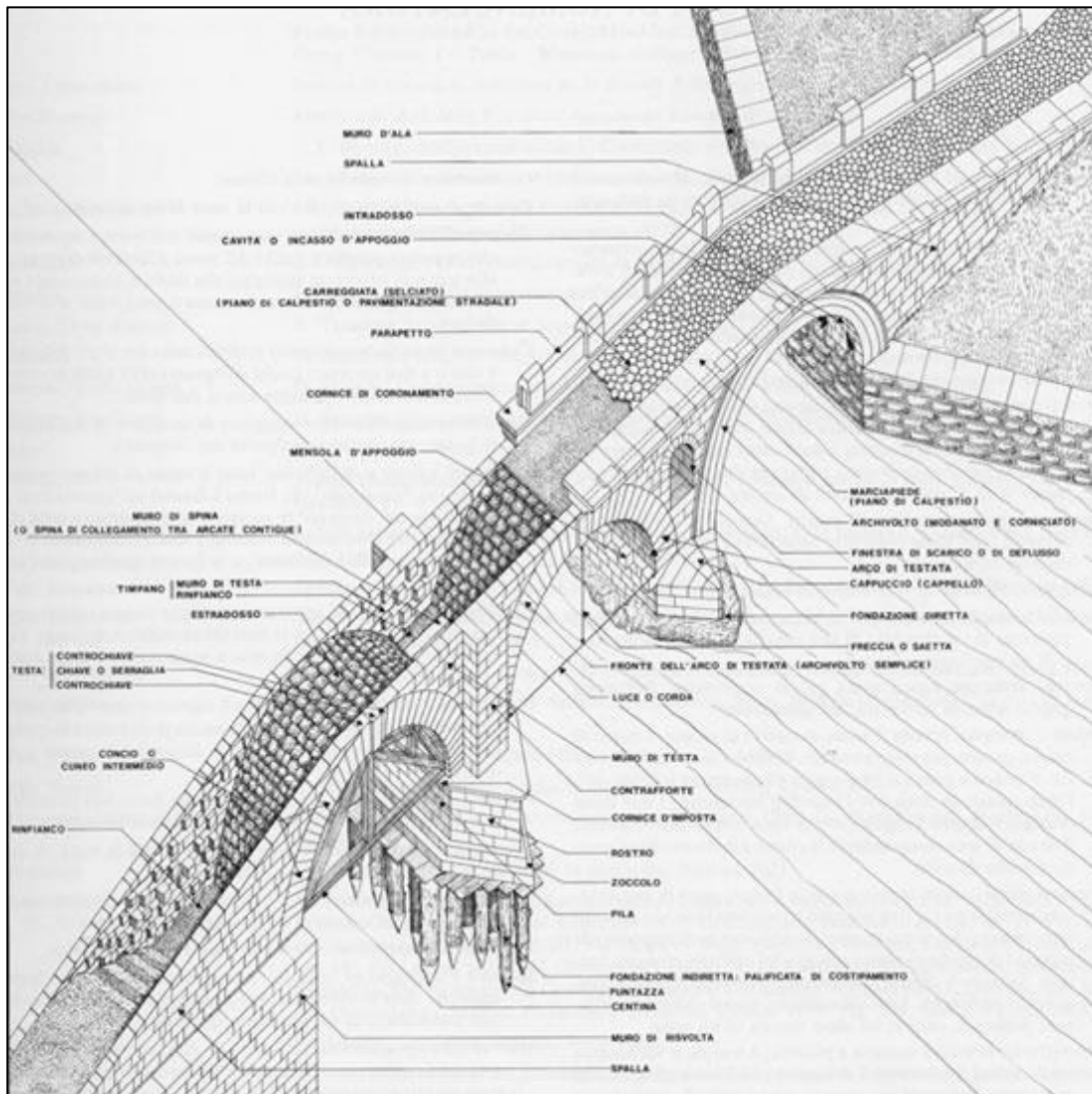


Figura 1: Rappresentazione componenti costitutive di un ponte (Mazzoleni e Jurina, 2006).

- **Archivolto:** fronte a vista di un arco di testata per lo più estradossato (cioè con linea di estradosso parallela alla linea di intradosso) che viene messo in evidenza, o mostrando le linee costruttive della sua stessa struttura (archivolto semplice), o muovendo tale superficie con apposite modanature (archivolto modanato), o sottolineando la linea dell'estradosso con una apposita cornice che l'accompagna (archivolto corniciato);

- **Arco di testata:** è l'arco (visto nell'insieme della sua struttura) che conclude a monte o a valle una arcata. Nei testi di ingegneria riguardanti i ponti moderni è pure detto armilla, un termine che viene peraltro impiegato anche per designare la semplice fronte vista di un singolo arco di testata;
- **Chiave o serraglia:** prende il nome di concio di chiave o cuneo di chiave, ovvero, più semplicemente, di chiave (o serraglia) il concio o cuneo a penetrazione posto alla sommità o colmo dell'arco, giusto in linea con l'asse dell'intradosso. I due cunei contigui e laterali vengono invece detti controchiavi, mentre il settore di arco comprendente la chiave e le controchiavi prende il nome di testa;
- **Contrafforte:** struttura muraria a pilastro, a scarpa, o variamente conformata, il cui scopo è di opporre resistenza all'azione di una spinta. Nei ponti esso appare soprattutto alle spalle (dove mostra per lo più forme a pilastro o a semipilastro, sia a pianta quadrata, sia a pianta rettangolare), oppure è presente sopra i rostri delle pile, a rinforzo e a difesa dei muri di testa dei timpani;
- **Cornice d'imposta:** cornice in vario modo articolata o modanata che in genere aggetta a livello del piano d'imposta di un arco allo scopo di offrire un appoggio alla centina, rinforzando ed evidenziando al tempo stesso la mossa o nascita dell'arco medesimo;
- **Estradosso:** superficie curva superiore di un arco o di una arcata (e in tal caso per lo più coperta dal timpano);
- **Fondazione:** parte con la quale un manufatto poggia sul terreno. Essa può essere diretta, se la base del manufatto raggiunge direttamente lo strato solido atto a sopportarne il peso, indiretta, se non lo raggiunge;
- **Freccia o saetta:** distanza massima in altezza fra la luce (o corda) e il punto più alto o sommità della linea d'intradosso;
- **Intradosso:** superficie curva inferiore, per lo più in vista, di un arco o una arcata. È pure detto sottarco;
- **Luce (o corda):** distanza fra i paramenti interni dei piedritti misurata all'altezza dei punti d'imposta dell'intradosso;

- **Muro di spina:** muro robusto di diversa struttura messo in opera allo scopo di contrastare una spinta. Nei ponti è impiegato a rinforzo di una spalla oppure di una o più arcate;
- **Muro di testa o frontale:** muro frontale ed in vista di un timpano, il quale serve a contenere sia la struttura di rinfiango o colmataura, sia l'eventuale riempimento sopra un'arcata, sia la massicciata stradale che può scendere fino ai rinfianchi. Esso in genere è sormontato da un plinto in forte aggetto o coronamento aggettante per lo più modanato, detto cornice di coronamento;
- **Parapetti:** muri di protezione e di contenimento del traffico lungo le contrapposte fronti di un ponte, al di sopra del piano stradale. Essi, piuttosto genericamente, prendono pure il nome di spallette;
- **Concio d'imposta:** concio il quale con il suo letto o piano di posa inferiore costituisce la mossa o la nascita dell'arco (in pratica è il primo concio o cuneo che dà avvio ad un arco);
- **Piano di calpestio** (o manto stradale di usura): è la parte utile del piano stradale che comprende la carreggiata;
- **Pila:** è un piedritto o sostegno intermedio di muratura atto a raccordare le fondazioni con le arcate, permettendo il deflusso dell'eventuale acqua sottostante. Il corpo di una pila presenta nella porzione inferiore un piede o base che può slargarsi in una struttura con pianta maggiore rispetto allo spiccatto, dando così luogo ad uno zoccolo di base;
- **Rene o fianco:** è il settore di un arco (o di una arcata) dall'imposta fino ad un piano di giunto inclinato detto piano o giunto al rene (o, più semplicemente, rene). In pratica è il settore d'arco che va dall'imposta fino al concio o cuneo in cui il coefficiente d'attrito è tale da impedirne lo scorrimento (in genere i due piani o giunti alle reni di una arcata sono dati dalle sezioni che formano un angolo di circa 60° con il piano verticale passante per il centro dell'arco o della volta);
- **Rinfiango:** è la struttura muraria che viene addossata sull'estradosso dell'arcata ai lati di questa e sulla quale viene impostato l'eventuale riempimento e/o la massicciata stradale;

- **Soprastruttura:** parte superiore del ponte comprendente l'arcata, il timpano, il piano di calpestio e i parapetti;
- **Spalla:** piedritto con cui un ponte è sostenuto ad una estremità. Essa in genere si presenta come un corpo di sostegno resistente, verticale e di muratura;
- **Timpano:** struttura muraria di copertura di un'arcata che sta fra l'estradosso e il piano stradale o di calpestio. Esso comprende i rinfianchi, l'eventuale soprastante riempimento e i muri di testa o frontali.

1. Metodi non distruttivi per la diagnosi: stato dell'arte

In questo capitolo si analizzeranno gli ambiti di utilizzo dell'analisi vibrazionale, delle prove georadar e geoelettriche, presentandone le applicazioni a diversi tipi di manufatti. Si prenderanno in considerazione le modalità di esecuzione delle prove, la teoria a cui queste fanno riferimento e gli obiettivi che si propongono.

1.1. Tipi di prove non distruttive

Nel programmare un intervento di conservazione di un edificio, la fase diagnostica è fondamentale per decidere il tipo di intervento ma anche per determinarne i costi e i tempi. Le indagini devono essere in grado di dare una risposta ad ipotesi già formulate precedentemente, devono fornire parametri fisici e meccanici da utilizzare nel calcolo strutturale e dati di controllo della struttura nel tempo. Rielaborando i dati si renderà la diagnosi efficace nella scelta delle tecniche di intervento, ottimizzando tempi e costi.

L'intervento di conservazione di un edificio storico inizia quindi con le conoscenze di base, quali l'analisi visiva del degrado, la storia dell'evoluzione dell'edificio fino allo stato odierno, i materiali di cui è costituito e le tecniche costruttive utilizzate. Solo in un secondo tempo si passa alle indagini vere e proprie, suddivisibili in distruttive, parzialmente distruttive e non distruttive.

Le prime (compressione, taglio-compressione) devono essere utilizzate solo quando indispensabili, in quanto danneggiano l'edificio.

Le indagini parzialmente distruttive (martinetti piatti, carotaggi) sono le più utilizzate, in quanto danno risultati in breve tempo e non hanno un costo elevatissimo.

Ci sono poi le indagini non distruttive (rilievi e mappature, riprese fotografiche, misure e spostamenti, misura dei fenomeni spontanei, prove georadar, prove geoelettriche, radiografie, termografie, prove dinamiche, test sonici e ultrasonici, endoscopie) che non danneggiano o deturpano l'edificio. Tra

queste, le ultime citate utilizzano strumenti che esaminano la conformazione interna del manufatto, evidenziando ad esempio la presenza di cavità nascoste, i diversi tipi di materiale sotto lo strato superficiale, insomma tutto quello che non è visibile ad occhio nudo, senza danneggiare il monumento. Hanno però un costo di strumentazione molto elevato e richiedono una calibrazione ad ogni particolare applicazione.

La **termografia** utilizza le radiazioni infrarosse per l'analisi degli elementi nascosti da una superficie. Questa tecnologia, che si basa sulle emissioni di radiazioni elettromagnetiche diverse per ogni tipo di materiale, può essere applicata a vaste porzioni di superficie senza alcun contatto diretto.

Essa rileva e suddivide le radiazioni infrarosse emesse spontaneamente da singoli punti di un corpo caldo, in un certo istante. La differenza di temperatura è dell'ordine della frazione di grado centigrado. È molto utilizzata per l'individuazione di vuoti o cavità, presenza di materiale di diverso tipo o di anomalie interne, per verificare la presenza di umidità e per il rilievo di impianti nascosti dalla muratura.

Le **indagini soniche** si basano sulla generazione di onde elastiche ottenute percuotendo la struttura con un'apposita strumentazione. I dati vengono analizzati e suddivisi in base al tempo e alla velocità di attraversamento dell'impulso dato nella muratura. Vengono spesso utilizzate per definire la morfologia di una muratura, individuando vuoti o difetti intrinseci e per il controllo della muratura dopo interventi di consolidamento o di ripristino.

La **tomografia sonica e radar** è una tecnica particolarmente interessante per l'elaborazione di dati. È spesso utilizzata per la diagnosi di elementi isolati come pilastri e per la verifica di singole sezioni murarie, soprattutto per l'alta risoluzione che si può ottenere. Il principio di base consiste nell'acquisizione di una maglia di dati lungo una fitta rete di percorsi nel materiale in modo da ricostruire una mappa dell'intera sezione analizzata.

Il **georadar** come anche le **indagini geoelettriche** ed il **monitoraggio statico e dinamico di una struttura** verranno analizzati più in dettaglio nei prossimi capitoli in quanto sono le tecniche di indagine utilizzate nell'ambito della nostra analisi sullo stato del ponte S. Lorenzo a Padova.

L'insieme di queste indagini può permettere la conoscenza della struttura e dei materiali, descrivendo l'assetto statico di un edificio. Le metodologie di indagine più appropriate da utilizzare e tra cui scegliere dipendono da vari fattori.

Per problemi morfologici la metodologia radar offre un'ottima risoluzione ed è preferibile rispetto alle indagini soniche, in quanto riesce a riconoscere le forme degli elementi e le anomalie locali (cavità, travi nascoste, elementi metallici nascosti, distacchi di paramento, fratture principali).

Anche in zone in cui è presente umidità, la strumentazione radar è la più efficace in quanto riesce a distinguere zone umide da zone più asciutte in base alla minor penetrazione del segnale riflesso.

Per la localizzazione di fessure o di delaminazioni è possibile utilizzare le indagini radar per riflessione con antenne ad alta frequenza, con cui la fessurazione di spessore superiore al millimetro viene evidenziata dall'aumento di intensità delle riflessioni dovute alla presenza di acqua nella cavità. Se invece la fessurazione è molto diffusa, ma inferiore al millimetro, la metodologia migliore è costituita da indagini soniche in trasparenza o la tomografia sonica.

Per una verifica dello stato generale di salute di una muratura, cioè per l'applicazione delle prove a grandi superfici, le indagini soniche sono le migliori in quanto strettamente correlate con le proprietà elastiche della struttura, benché di risoluzione inferiore rispetto a quelle radar.

Infine per il controllo dell'efficacia degli interventi di consolidamento è possibile utilizzare prove soniche per una mappatura superficiale, mentre se si deve andare in dettaglio sono sempre preferibili le prove radar (Binda e Saisi, 2003).

1.2. Analisi delle vibrazioni

I fenomeni vibratorii, piccole oscillazioni del sistema intorno ad una posizione di equilibrio, sono un sottoinsieme dei fenomeni dinamici. Le strategie di protezione nei confronti dell'inquinamento di questo tipo causato da attività umane sono molto simili a quelle adottate per difendersi da vibrazioni causate da forze naturali come il vento e i terremoti: in entrambi i casi per ridurre

l'impatto delle vibrazioni si agisce sulla sorgente, sul mezzo e sul ricettore (Vestroni *et al.*, 2005).

Il problema delle vibrazioni degli edifici sta assumendo un'importanza sempre maggiore a causa della tipologia strutturale delle costruzioni, più snelle e leggere perché utilizzano materiali con migliori caratteristiche di resistenza meccanica, ma anche per il moltiplicarsi delle fonti di vibrazione di tipo antropico. In particolare, attività di cantiere e traffico stradale e ferroviario, possono essere causa di disturbo e apprensione per la popolazione, da qui la necessità di verificare se le vibrazioni che provocano siano tali da indurre danni alla costruzione. In realtà, danni strutturali all'edificio attribuibili a fenomeni vibratorii sono estremamente rari e quasi sempre derivati dal concorso con altre cause. Sono invece frequenti forme di danno di entità definita di soglia, che, senza compromettere la sicurezza strutturale degli edifici, ne possono determinare una riduzione del valore. Questi, detti danni cosmetici, si presentano come fessure nell'intonaco, accrescimenti di fessure esistenti, danneggiamenti di elementi architettonici. Naturalmente il problema è particolarmente sentito per quanto riguarda gli edifici monumentali (Norma UNI 9916).

Le misurazioni delle vibrazioni possono essere effettuate con modalità e scopi diversi:

- misura del livello di vibrazione: si rileva il livello di vibrazione per confrontarlo con il valore ammesso da norme di sicurezza, o per valutare le sollecitazioni meccaniche indotte;
- misura dell'eccitazione: si misurano le possibili forzanti, cioè le azioni che pongono in vibrazione un sistema;
- misura della risposta a un'eccitazione nota: si effettua per identificare la risposta in frequenza di un corpo e per stimare le frequenze e i modi della vibrazione (*Experimental Modal Analysis*).

Per stimare una vibrazione si possono misurare lo spostamento o le sue derivate prima e seconda (velocità e accelerazione). La scelta del parametro da misurare dipende dal *range* di frequenza del fenomeno.

L'ampiezza di una vibrazione in termini di spostamento accentua le componenti a bassa frequenza rispetto a quelle ad alta frequenza, mentre

l'accelerazione enfatizza le componenti ad alta frequenza. Le tre curve coprono un intervallo di frequenza da 1 a 1000 Hz, che coincide con l'intervallo di interesse delle vibrazioni meccaniche. Per misure a bassa frequenza (<1 Hz) è opportuno rilevare gli spostamenti, mentre per quelle ad alta frequenza (>100 Hz) conviene rilevare le accelerazioni (http://www.diim.unict.it/users/gfichera/MSIM_file/vibrazioni_misura.pdf).

1.2.1. Cause di vibrazioni sulle strutture

Tra le cause antropiche che producono vibrazioni, le principali sono:

- il traffico automobilistico, ferroviario e marittimo;
- forze impulsive prodotte da macchinari industriali;
- le vibrazioni prodotte nelle operazioni di cantiere.

Queste vibrazioni possono produrre danni agli edifici mediante la trasmissione di impulsi attraverso il terreno o per mezzo delle strutture portanti. Casi particolari sono quelli di forze impulsive interne agli edifici, come ad esempio i campanili, dove il ritmo del suono delle campane può entrare in risonanza con la struttura, provocando lesioni tali da metterne a repentaglio la stabilità (Martinelli, 1997).

1.2.1.1. Vibrazioni da traffico automobilistico

Il trasporto su gomma e su rotaia crea vibrazioni che sollecitano la sensibilità della popolazione residente e l'attenzione dei tecnici. Come già detto, esso assume sempre maggiore importanza a causa dell'aumento di mezzi di traffico pesante e delle linee ferroviarie per il trasporto veloce, ma anche per la diversa tipologia strutturale delle costruzioni moderne (Barbaro *et al.*, 2006).

Il traffico automobilistico può provocare vibrazioni sugli edifici attraverso il terreno, con l'impatto delle ruote sull'asfalto che propaga le vibrazioni alle fondamenta, passando poi da queste alle altre parti degli edifici. Un altro tipo di vibrazioni da traffico, causate da suoni a bassa frequenza, si trasmette invece attraverso l'aria alle parti dell'edificio sovrastanti il terreno. Esse possono essere prodotte anche contemporaneamente, per il passaggio dello stesso veicolo (Hajek *et al.*, 2006).

Il livello delle vibrazioni provocate dall'impatto delle gomme sulla pavimentazione dipende molto dalle condizioni del manto stradale.

La sequenza di cause ed effetti che portano alla vibrazione di un edificio è:

- il fondo stradale è scabroso, le ruote seguono le asperità e le trasmettono al veicolo attraverso gli ammortizzatori;
- il veicolo entra in oscillazione e trasmette una forza dinamica al sottofondo;
- il sottofondo filtra le vibrazioni e le trasmette al terreno, in cui si generano onde elastiche;
- il terreno filtra le vibrazioni e le trasmette alle fondamenta degli edifici;
- le fondamenta mettono in vibrazione gli elementi strutturali e non strutturali degli edifici.

L'irregolarità del fondo stradale quindi influenza in modo fondamentale il problema delle vibrazioni (Vestroni *et al.*,2005).

I proprietari di case spesso attribuiscono al traffico danni come fessurazioni a pareti e fondamenta o la separazione tra mattoni. In realtà, di rado i livelli di vibrazione sono tali da provocare questo tipo di danni, anche se possono contribuire al processo di deterioramento causato da altri fattori.

Se l'edificio ha tensioni residue come effetto di piccoli movimenti del sottosuolo, di umidità, cattiva manutenzione e riparazioni pregresse, le piccole vibrazioni del traffico possono innescare le tensioni. Di conseguenza, è difficile stabilire quale sia il livello di vibrazioni che provoca danni, dato che spesso si tratta di concause di difficile separazione, soprattutto se l'edificio è stato soggetto a stress da vibrazione per parecchi anni. Inoltre, i danni possono essere provocati da movimenti differenziali causati dalla densificazione del sottosuolo, che a sua volta può essere provocata dalle vibrazioni, in particolare su terreni sabbiosi (Hunaidi e Trambley, 1997).

I primi studi sulle vibrazioni causate dal traffico risalgono alla prima metà del XX secolo (ad esempio Hyde e Lintern,1929). Alla fine degli anni '40, a Winnipeg, Canada, il *National Research Council* studia le vibrazioni prodotte dagli autobus (Sutherland, 1951). Più recentemente, studi su questo tipo di vibrazioni sono stati condotti in tutto il mondo: Bata, 1971; House, 1973; Hill,

1980; Watts, 1990; Al-Hunaidi e Rainer, 1991; Hunaidi e Tremblay, 1997; contribuendo ad identificare il problema e a definirne dimensioni ed effetti.

L'effetto delle asperità sul livello di vibrazioni è stato esaminato in un lavoro del 2001 (Lombaert e Degrande, 2001), con esperimenti sugli effetti del traffico pesante eseguiti anzitutto nel 1999 utilizzando mezzi e circuiti di prova delle DAF, e poi nel 2000 nel sito 'de Hemptinne' dell'esercito belga a Heverlee. Gli esperimenti del 1999 hanno dimostrato l'incidenza della velocità e della dinamica del terreno nelle vibrazioni.



Figura 2: Il passaggio di un autocarro DAF su un'irregolarità artificiale nel circuito DAF nei Paesi Bassi (Lombaert e Degrande, 2001).

Quelli più approfonditi del 2000, inseriti nel progetto OROS *European University Millennium Award "Vehicle response measurements as a validation tool for a prediction model for free field traffic induced vibrations"*, hanno confermato la possibilità di predire il livello di vibrazioni libere provocate dal traffico.



Figura 3: Un autocarro Volvo su un irregolarità artificiale nella pista del sito "de Hemptine" dell'esercito belga a Heverlee (Lombaert e Degrande, 2001).

Particolarmente soggetti alle vibrazioni da traffico sono i ponti. Essi sono attentamente monitorati, attraverso l'analisi visiva e l'uso di sensori e di strumentazioni adeguate. Numerosi studi hanno esaminato gli effetti delle vibrazioni su di essi: tra gli altri, Kim *et al.*, 2000, che evidenziano il particolare impatto delle vibrazioni da traffico pesante; Basharat *et al.*, 2005, che propongono l'uso di un sistema di sensori collegati wireless per monitorare anomalie nelle vibrazioni da traffico. Alcuni ponti sono comunque già dotati di sensori, con il massimo raggiunto dal ponte Tsing Ma, che attraversa per una lunghezza di 1377m il Ma Wan Channel a Hong Kong (Farrar *et al.*, 1999).



Figura 4: Il ponte Tsing Ma a Hong Kong, monitorato da 600 sensori (Farrar *et al.*, 1999).

La *Federal Highway Administration* del ministero dei trasporti degli USA riferisce che il 15% dei ponti degli Stati Uniti ha deficienze strutturali, soprattutto a causa dell'eccessivo traffico (Chase e Laman, 2000). Infatti, sia

negli USA che in Europa, molti ponti sono stati costruiti durante gli anni '60 e da allora sono stati soggetti ad un'eccessiva usura da traffico. Ciò accade anche in Giappone, dove si è calcolato che nel 2020 il 50% dei ponti sarà usurato (Fujino e Abe, 2001).

Particolarmente sensibili alle vibrazioni sono gli edifici antichi. Il Colosseo, la colonna Traiana e le Mura Aureliane a Roma, manufatti di epoca romana soggetti a stress da vibrazioni da traffico, sono stati oggetto d'indagine per mezzo di accelerometri, allo scopo di determinare la natura e la dimensione dei livelli di vibrazione ed accertare la risposta dinamica (Pau et al., 2005).

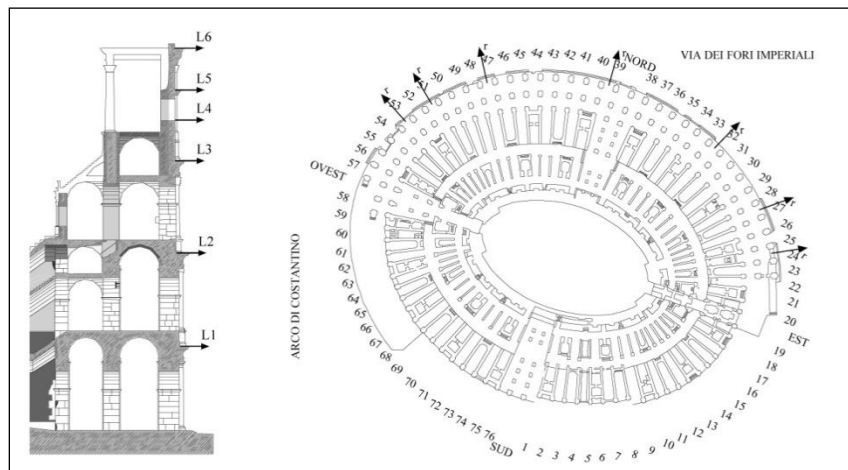


Figura 5: Posizione degli accelerometri sul Colosseo, Roma (Pau et al., 2005).

Nella stessa città, una campagna di prove durata sei mesi è stata eseguita sull'obelisco egiziano in San Giovanni in Laterano, allo scopo di verificare se l'intenso traffico, anche pesante, che passa per un crocevia accanto all'obelisco causi problemi alla struttura (De Canio et al., 2012).

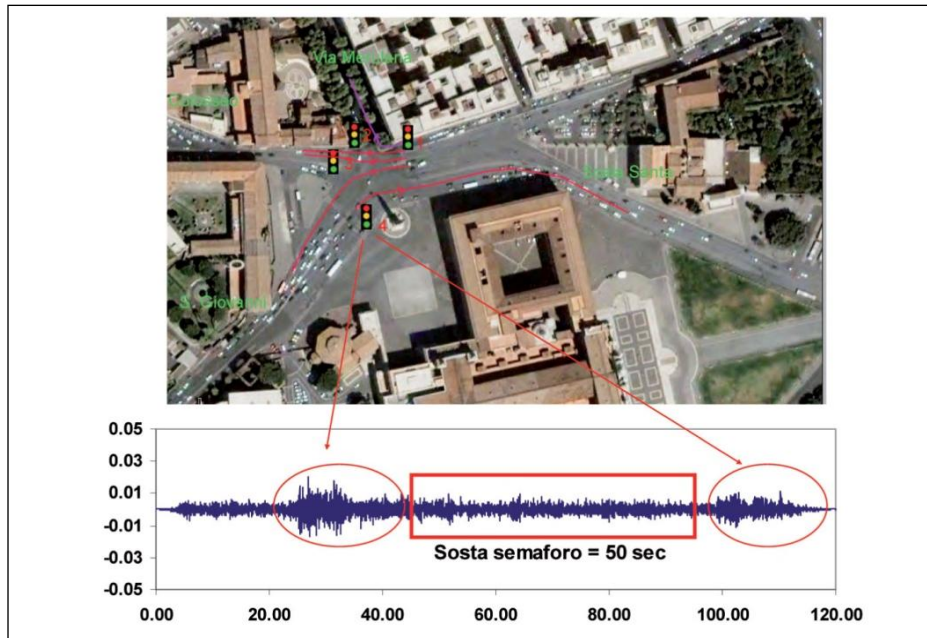


Figura 6: Esempio di monitoraggio del traffico presso l'obelisco in San Giovanni in Laterano, Roma (De Canio et al., 2012).

A Bologna sono state monitorate le torri Asinelli e Garisenda, per individuare eventuali danni indotti anche dalle sollecitazioni e vibrazioni causate dal traffico intenso. Infatti i mezzi passano a pochi metri dalle torri, con fermate e semafori che ne rendono il percorso discontinuo, con accelerazioni e rallentamenti che aumentano le vibrazioni rispetto a un passaggio a velocità regolare (Pesci et al., 2011).

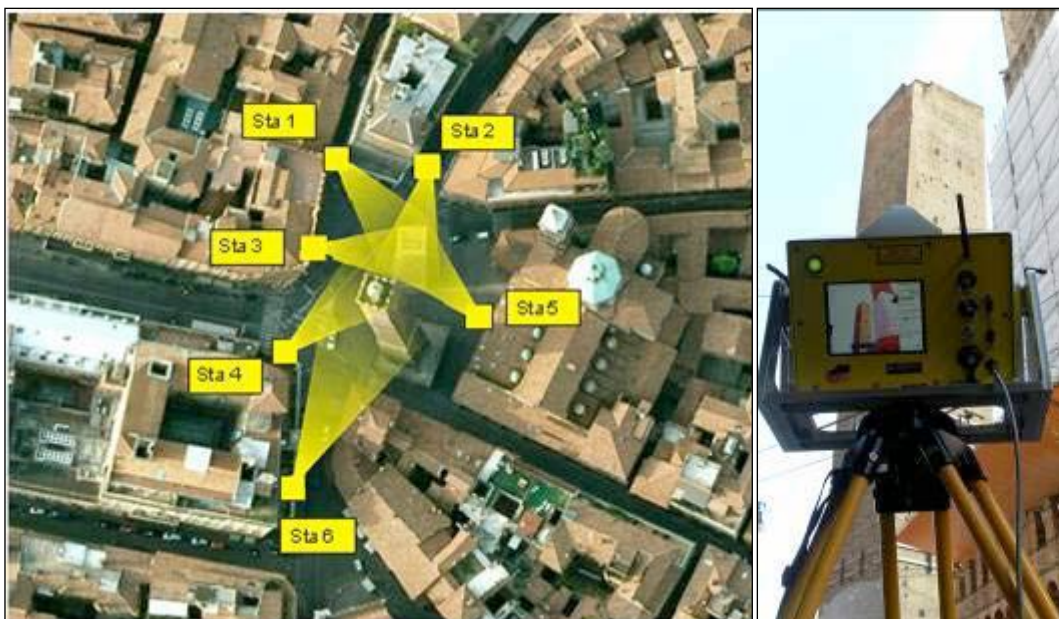


Figura 7: A sinistra, i sei punti di stazione dello scanner con in giallo le aree spazzate; a destra lo strumento di rilevazione (Pesci et al., 2011).

Le stesse torri sono state soggette a indagini con la tecnica dell'emissione acustica, che ha evidenziato una sensibilità al traffico nelle ore di maggiore intensità dello stesso, dalle 15 alle 16 (Carpinteri *et al.*, 2011).



Figura 8: Foto del sistema di acquisizione dati ad emissione acustica alla base delle torri (Carpinteri *et al.*, 2011).

1.2.1.2. Vibrazioni da traffico su rotaia: treni, tram, metropolitana

Le vibrazioni dei veicoli su rotaia sono principalmente dovute all'interazione tra ruota e rotaia, con l'irregolarità della ruota, che può raggiungere l'ovalizzazione, causa principale di disturbo.

La sequenza di cause ed effetti che porta un edificio a vibrare è:

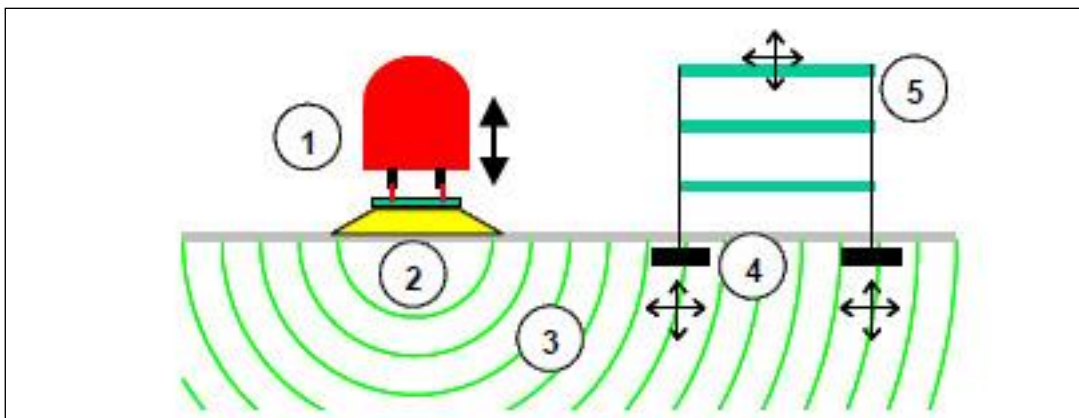


Figura 9: Schematizzazione delle vibrazioni indotte dal traffico su rotaia (Vestroni *et al.*, 2005).

- le rotaie trasferiscono i carichi alla massicciata mediante le traversine; a causa dell'irregolarità del contatto ruota-rotaia il veicolo vibra;
- durante l'oscillazione la vettura trasmette al binario una forza dinamica, che si scarica sulla massicciata;

- la massicciata filtra le vibrazioni e le trasmette al terreno, generando onde elastiche;
- il terreno filtra le vibrazioni, che raggiungono le fondamenta degli edifici;
- mettendone in vibrazione gli elementi strutturali e non strutturali.

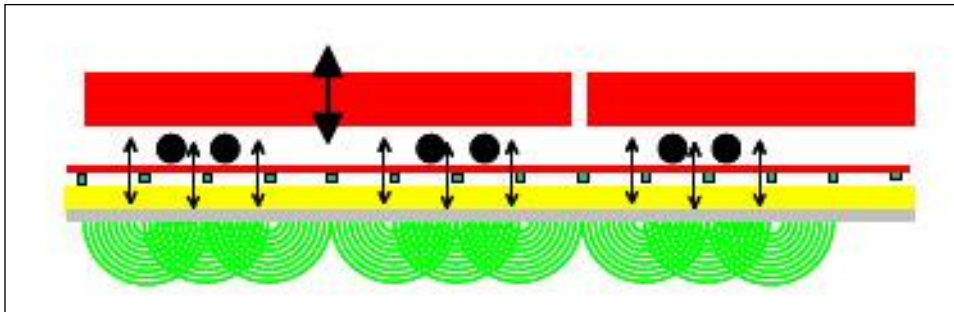


Figura 10: Schematizzazione dell'interazione treno-rotaia (Vestroni et al., 2005).

Dei numerosi studi che si sono occupati delle vibrazioni prodotte da treni, metropolitana, tram, parecchi si sono preoccupati piuttosto dell'effetto delle vibrazioni sulla popolazione che sugli edifici. In effetti, in particolare all'interno delle città, i limiti di legge sono spesso superati. La diffusione delle vibrazioni è fortemente influenzata dalla natura del terreno (Volberg, 1983), ma tecniche di costruzione diverse o la costruzione di barriere nel terreno lungo i binari permetterebbero di ridurre sensibilmente le vibrazioni all'interno degli edifici (Lang, 1988). Altri studi sulle vibrazioni provocate dal trasporto su rotaia sono stati condotti da Krylov e Ferguson (1994) e Al Suhairy (2000).

A Montreal si evidenzia come i maggiori disturbi avvengano in zone con terreno sedimentario argilloso (Hunaidi e Tremblay, 1997); in Xia *et al.* (2005) si studiano le vibrazioni dei treni su un ponte e due edifici, collegando il livello delle vibrazioni a velocità e peso del treno e alla distanza degli edifici dalle rotaie. Nell'ambito del progetto Europeo CONVURT (*Control of Vibration from Underground Railway Traffic*) sono state effettuate misurazioni in situ sulle vibrazioni della Bakerloo Line a Regent's Park, Londra. Per 35 passaggi di un treno a velocità tra i 20 e i 50 km/h, sono state misurate le vibrazioni sul treno stesso, su varie parti del tunnel, nel terreno, sia in superficie che a 15cm di profondità, e sui piani diversi di due edifici a 70 m dal sito. Benché con l'aumento della velocità del treno la velocità di picco delle vibrazioni (PPV=*peak particle velocity*) cresca nel treno, sui binari e nel tunnel, questa tendenza è meno pronunciata o addirittura assente sul terreno e negli edifici,

probabilmente a causa dell'attenuazione delle frequenze più alte dovute allo smorzamento del terreno (Degrande *et al.*, 2006).



Figura 11: Il tunnel della Bakerloo Line alla stazione di Baker Street, Londra, dove sono avvenute le misurazioni (Degrande *et al.*, 2006).

Anche se è accertato che il rumore del traffico su rotaia crea meno disagio di quello su gomma, la costruzione di nuove linee ferroviarie veloci richiede la comprensione dei meccanismi fisici delle vibrazioni indotte dalle ferrovie per permettere una accurata pianificazione al fine di minimizzare il disturbo provocato dal rumore e dalle vibrazioni (Krylov e Ferguson, 1994). È perciò necessario controllare come i diversi fattori (numero di treni, presenza di vibrazioni nel terreno, tipologia degli edifici - come ad esempio l'orientamento di finestre e terrazzi) influenzino il disturbo. Benché il fastidio provocato dal rumore sia doppio in chi ha il terrazzo e il 50% in più per chi ha le finestre della camera da letto in direzione della ferrovia, sono il numero dei treni e le vibrazioni del terreno a creare il maggiore grado di disturbo (Gidlöf-Gunnarsson *et al.*, 2012).

1.2.1.3. Vibrazioni da traffico marittimo

Le prove dinamiche sono utilizzate in ambito marittimo per valutare la quantità di vibrazioni prodotte dal traffico navale e l'entità degli effetti che esse producono sulle strutture a terra. Infatti le vibrazioni prodotte dai natanti in transito creano, tramite lo spostamento d'acqua che generano, sollecitazioni dinamiche agli edifici vicini al corso d'acqua, in particolare alle loro fondazioni. La quantità di vibrazioni dipende dalle caratteristiche del natante (massa, velocità, caratteristiche idrodinamiche, ecc.), dalla distanza da riva, dalle condizioni di marea e dalle proprietà del sottosuolo. Nell'ambito di una

campagna di prove svolta a Venezia nel 2006 (Franchetti e Modena, 2006) furono calcolate le vibrazioni prodotte sul palazzo sede dell'autorità portuale di Venezia dalle imbarcazioni che transitano sul canale della Giudecca.

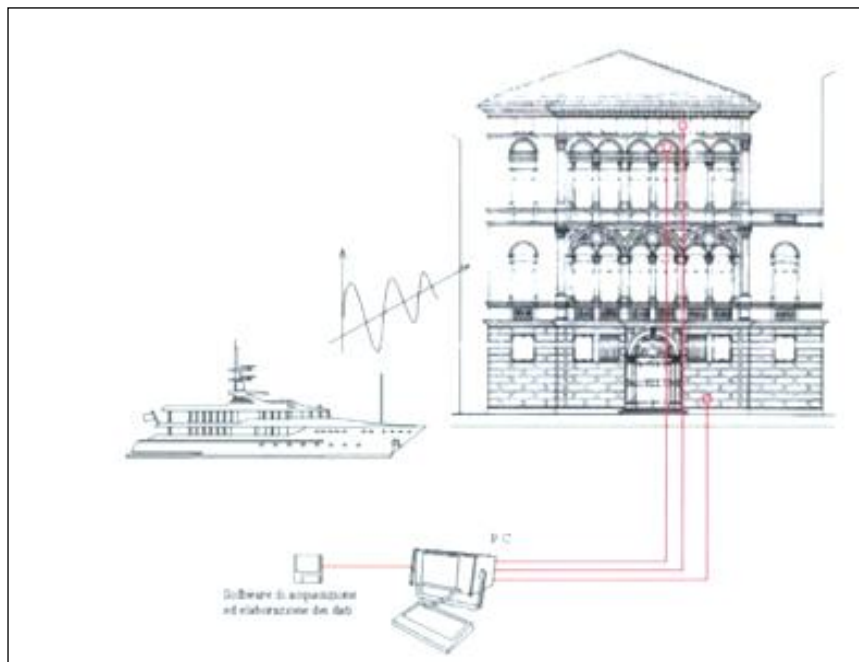


Figura 12: Monitoraggio del traffico marittimo nel Canale della Giudecca, Venezia (Franchetti e Modena, 2006).

Lo studio ha registrato il maggior numero possibile di eventi nell'arco della giornata per determinare il comportamento della struttura al variare del tipo di sollecitazioni dinamiche.

I casi più significativi sono elencati in base a:

- tipo di natante;
- orario di transito del natante;
- transito in ingresso o in uscita;
- classe del natante in tonnellate.

1.2.1.4. Vibrazioni causate da cantieri, impianti e macchinari

Cantieri edili e fabbriche possono produrre vibrazioni ambientali ad edifici più o meno vicini. La qualità della fonte, la geologia del terreno, la condizione degli edifici, la distanza degli stessi dalla fonte, sono caratteristiche che influenzano la qualità e la quantità delle vibrazioni sulle strutture (Hanson *et al*, 2006).

Il problema dell'isolamento delle vibrazioni è di fondamentale importanza in ambito industriale: tutte le macchine operatrici sono fonte di vibrazioni i cui

effetti sono dannosi sia per le strutture che per gli operatori addetti alle macchine (http://www.dimeg.unipd.it/didattica/76/isolam_contr_vibrazioni.pdf). La correlazione tra ogni costruzione e ogni fonte è unica, e richiede quindi un approccio specifico per diminuire l'impatto delle vibrazioni causate da cantieri o fabbriche sugli edifici adiacenti. La presenza di macchine industriali con forte impatto vibrazionale può causare danni all'edificio stesso in cui si trovano, oltre che agli operatori delle macchine, a chi vi lavora accanto o agli edifici vicini. Le vibrazioni possibili debbono essere previste e calcolate, il terreno monitorato e controllato per scegliere le misure più adatte a prevenire o almeno mitigare i problemi causati dalle vibrazioni (Pal *et al.*,2010). Il crollo nel 2013 di un edificio di otto piani adibito a fabbrica a Dhaka, Bangladesh, è ancora in studio, ma, oltre all'aggiunta illegale di tre piani, al posizionamento di generatori e di macchinari senza considerarne il peso, testimoni affermano che, subito prima del crollo, si è verificato un breve arresto della corrente elettrica seguito da una ripresa contemporanea di generatori e macchine da cucire, una situazione vibrazionale che ha precipitato una condizione già gravemente compromessa (<http://www.industrytap.com/what-caused-the-bangladesh-building-to-collapse-killing-over-800/5879>).

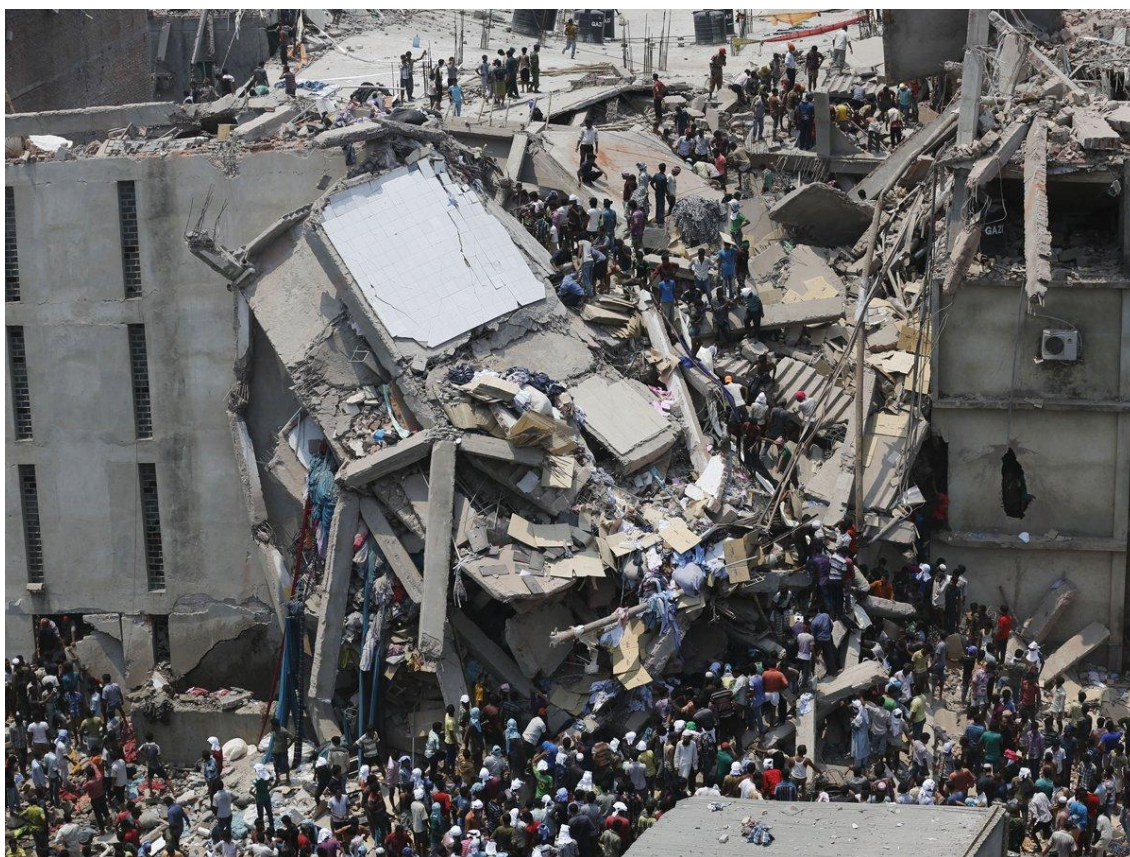


Figura 13: L'edificio adibito a fabbrica tessile crollato a Dacca, Bangladesh
(www.repubblica.it)

Per quanto riguarda i cantieri edili/stradali, è opportuno classificare le vibrazioni create da diverse operazioni di costruzione a seconda che si tratti di:

- cingolati, come pale, ruspe, scavatrici;
- macchine con ruote di gomma, come raschiatrici o autoribaltabili;
- macchine compattatrici, come pianta-pali o rulli compressori.

È documentato che, benché i cantieri stradali creino disturbo, questi sono al di sotto della soglia di rischio per danni ad edifici (Mahin, 1977). In caso gli edifici debbano ospitare laboratori o comunque attività che richiedono assoluta mancanza di vibrazioni, essi possono essere progettati in modo tale che il pavimento sia isolato dalla base, impedendo così la trasmissione di vibrazioni (Jaswal H., 2007).

Le prove dinamiche sono utilizzate anche per calcolare il livello delle vibrazioni prodotte da un impianto o da un macchinario all'interno di una fabbrica.



Figura 14: Piccola struttura abitativa accanto ad impianto termico
(http://www.4emme.it/PDF/ES_813.pdf).

Ad esempio, la ditta 4 Emme Service Spa ha calcolato le vibrazioni causate da un ravvicinato impianto termico su un piccolo edificio a Belluno. La ditta ha cercato di valutare se l'entità delle vibrazioni prodotte sia da ritenersi pericolosa, secondo i limiti previsti dalle norme, per quanto riguarda le strutture ed il disturbo sull'uomo.

1.2.2. Riferimenti normativi

Le vibrazioni indotte dal traffico veicolare possono provocare effetti dannosi sia sulle strutture che sulle persone. La quantificazione di questi effetti risulta in generale difficile essendo funzione della specifica sensibilità di persone o edifici. Qualche riferimento può essere reperito in alcune normative che forniscono dei valori utili a valutare gli effetti delle vibrazioni.

Per quanto riguarda gli effetti delle vibrazioni sulle strutture, le norme di riferimento sono:

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 normative forniscono i valori ammissibili di velocità per differenti tipi di edifici, intervalli di frequenza e posizione dei punti di misura. Nel caso di edifici che presentano segni di degrado, la valutazione dell'effetto delle vibrazioni, può richiedere la diretta osservazione dell'apertura e dell'eventuale propagazione delle fessurazioni.

Le normative evidenziano che gli effetti delle vibrazioni sulle persone e sulle strutture risultano in generale dipendenti non soltanto dal livello di vibrazione ma anche dal contenuto in frequenza. Come punti significativi per l'acquisizione dei segnali le norme indicano la base della struttura, dove la vibrazione viene trasmessa dal terreno all'edificio, e le parti più elevate dove la stessa vibrazione viene amplificata dalle caratteristiche strutturali.

La norma DIN 4150, utilizzata nella presente ricerca per la determinazione dei valori di riferimento degli effetti delle vibrazioni (vedi Appendice D della UNI 9916), considera tre classi di edifici:

- 1) Edifici industriali e costruzioni strutturalmente simili;
- 2) Edifici Residenziali e strutturalmente simili;
- 3) Costruzioni che non appartengono alle prime due categorie e sono degne di essere tutelate (per esempio monumenti storici).

La stessa norma distingue gli effetti prodotti sugli edifici dalle 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 dovute a risonanza nella struttura interessata.

Il caso di studio in esame, essendo un ponte antico soggetto a passaggi molto frequenti di mezzi di trasporto (in particolare autobus e tram) sia in direzione trasversale (lungo la Riviera dei Ponti Romani) sia in direzione parallela all'asse del ponte (lungo via S. Francesco), viene fatto rientrare nella categoria di strutture monumentali soggette a vibrazioni permanenti in quanto fenomeni di fatica indotti da traffico possono, nel caso specifico, essere non trascurabili.

1.2.3. Cenni teorici

Le modalità di prova, standardizzate dalle normative, consistono nella misura delle vibrazioni (accelerazioni) effettuata alla base del ponte (al piede della pila, in prossimità delle fondazioni) e ai livelli più alti della struttura (in chiave di ciascuna arcata). Gli accelerometri, sensori utilizzati per rilevare le vibrazioni, sono stati posizionati, per ogni posizione di prova, lungo tre direzioni mutuamente ortogonali, come previsto dalle norma UNI 9916 “Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici”, al fine di acquisire le vibrazioni nelle tre direzioni X, Y, Z.

La gestione dell'acquisizione e dell'archiviazione viene effettuata tramite software sviluppato in ambiente Labview. Il programma di acquisizione utilizzato per le prove permette l'acquisizione su comando dell'operatore; eseguendo automaticamente la conversione da unità elettrica ad unità ingegneristica, e archiviando i segnali acquisiti su Hard Disk.

Per meglio mettere in luce gli effetti indotti dal traffico sulle strutture si sono eseguite registrazioni nei due casi seguenti:

- prove con vibrazione ambientale in assenza di traffico (*Ambient Vibration Test* AVT, durante le ore notturne);
- prove con vibrazione indotta da traffico (durante le ore diurne).

Confrontando i valori registrati nei due casi, in assenza ed in presenza di traffico, risulta immediato apprezzare l'effetto del transito di veicoli sul valore delle vibrazioni delle strutture.

L'ipotesi alla base dell'estrazione della Funzione di Risposta in Frequenza (FRF) è che la forzante si possa assimilare ad un processo stocastico stazionario a media nulla (rumore bianco), di cui generalmente non si conosce la covarianza. In assenza di rumore di fondo vale, nel dominio delle frequenze, la relazione:

$$X(\omega)=H(\omega)\cdot\tilde{F}(\omega)$$

| | | |
|----------|-----------------------------------|------------------------|
| F | forza, vettore forza | [N] |
| H | funzione di risposta in frequenza | [mRMSN ⁻¹] |
| X | risposta registrata | [kg] |
| ω | frequenza angolare | [rad s ⁻¹] |

E per un periodo di acquisizione sufficientemente lungo, con l'ipotesi di rumore bianco, vale:

$$\tilde{F}^2(\omega) = \sigma F^2$$

Da cui:

$$H^2(\omega) = (X^2(\omega)) / (\sigma F^2)$$

L'ipotesi di rumore bianco è accettabile per lunghissimi periodi di campionamento, per i quali la presenza di un rumore di fondo diventa non trascurabile. Ciò nonostante lo spettro di Fourier delle acquisizioni ambientali (AVT) è sufficiente a mettere in evidenza le principali basse frequenze della struttura. Per cogliere in modo completo l'eccitazione indotta dal passaggio di veicoli si rende necessario acquisire un periodo di tempo sufficientemente lungo per vedere l'effetto di incremento e successivo smorzamento delle vibrazioni della struttura.

Sulla base di queste considerazioni è stata individuata la durata delle acquisizioni (monitoraggio continuo durante tutto il periodo di controllo) e la frequenza di campionamento del segnale (100 Hz).

1.2.4. Strumentazione

Il sistema di acquisizione impiegato per la registrazione delle vibrazioni ambientali è basato sull'impiego di una piattaforma portatile compatta dotata di Personal Computer e di una scheda di acquisizione digitale.

Le prove descritte nel presente documento sono state realizzate mediante l'utilizzo della strumentazione di seguito elencata:

- sistema di acquisizione multicanale (24 canali), dotato di processore, hard disk, monitor e tastiera EMBEDDED;
- scheda di acquisizione *National Instruments* PXI NI 4472;
- 17 trasduttori accelerometrici PCB 393 B12;
- cavi coassiali PCB 012R10 a bassa impedenza di lunghezza 3.0 m;
- cavi coassiali RG58 a bassa impedenza di lunghezza variabile da 10.0 a 15.0 m.

La gestione dell'acquisizione e dell'archiviazione dei dati viene effettuata tramite un software sviluppato in ambiente LabVIEW. Il programma di acquisizione sviluppato ed utilizzato per le prove permette l'acquisizione su

comando dell'operatore. Il programma esegue automaticamente la conversione da unità elettrica ad unità ingegneristica ed archivia i segnali acquisiti su Hard Disk. Il software permette inoltre di:

- visualizzare i segnali direttamente on-line;
- configurare i diversi canali con passaggio dei parametri specifici per ogni sensore (sensibilità, ecc.);
- eseguire l'analisi dei dati on-line oppure off-line (FFT, funzione di trasferimento, correlazione, coerenza, ecc.);
- archiviazione e caricamento dei dati acquisiti.

1.3. Indagini georadar

1.3.1. Applicazioni del metodo georadar

La storia della tecnologia georadar è relativamente recente. Infatti, l'individuazione dei primi oggetti metallici attraverso il radar è attribuita a Hulsmeyer (1904) mentre Stern (1930) fu il primo ad utilizzarlo per la mappatura di materiale geologico. Negli anni seguenti la tecnica fu scarsamente usata, anche se durante la seconda guerra mondiale il radar (acronimo di Radio Detection And Ranging (Buderi, 1996) venne usato da entrambe le parti belligeranti a scopo difensivo (per individuare aerei nemici) e offensivo (per individuare bersagli).

Solo negli anni '60 si sviluppò l'utilizzo del radar per l'analisi del sottosuolo, inizialmente per individuare lo spessore del ghiaccio (Behrendt *et al.*, 1979; Bentley *et al.*, 1979; Bryan, 1974; Evans, 1963; Steenson, 1951), i sostrati rocciosi nelle miniere (Cook, 1973; 1975; 1977; Dellwig e Bare, 1978) e localizzare tubature (Caldecott *et al.*, 1988; Morey, 1974; Osumi e Ueno, 1988). Fu inoltre utilizzato in archeologia per individuare strutture sepolte, come mura, cantine e basamenti di costruzioni (Vickers e Dolphin, 1975; Bevan e Kenyon, 1975; Kenyon, 1977; Fischer *et al.* 1980; Sheets *et al.*, 1985). Ricerche simili furono condotte in Giappone, dove furono individuati manufatti e sepolture (Imai *et al.*, 1987; Goodman 1994; Goodman e Nishimura 1993; Goodman *et al.* 1994; Goodman *et al.* 1995). Il successo ottenuto era in parte dovuto al fatto che i resti archeologici erano coperti da

terreno secco, che facilitava la penetrazione alle onde prodotte dal radar. Computer sempre più potenti ed economici ne aiutarono la diffusione. Negli anni '80, con l'introduzione del georadar digitale, si ebbero migliori risultati, una maggior penetrazione in profondità, e dati facilmente processabili, con computer che permettevano la rielaborazione dei dati in mappe sempre più dettagliate, bi e tri dimensionali, rotanti, con possibilità di *rendering* (Conyers e Goodman, 1997; Conyers *et al.*, 2002; Leckebusch e Peikert, 2001). Dagli anni '90 quindi il GPR (Ground Penetration Radar) divenne un metodo di indagine standard in geologia, geotecnologia, studio dell'ambiente ed archeologia, con processori sempre più veloci e di piccole dimensioni (Moorman, 2001).

La strumentazione più comune per le misurazioni georadar utilizza una trasmittente e una ricevente a geometria fissa, che vengono spostate su una superficie per individuare riflessi della superficie esaminata (Jol, 2008).

Le applicazioni in cui può essere utilizzato il radar sono numerose; per ognuna è stato dato almeno un esempio.

Ingegneria civile:

- interventi di restauro e per il collaudo di grandi opere (gallerie, viadotti, ponti, dighe, piste di atterraggio), vedi [1.3.1.1](#);
- localizzazioni di sottoservizi di varia natura (tubi metallici, o plastici, cavi elettrici o a fibra ottica, cloache, cunicoli, vedi [1.3.1.2](#);
- controlli strutturali su manufatti, ovvero individuazione di fratture, superfici di distacco, zone di ammaloramento dei materiali, vedi [1.3.1.3](#);
- individuazione e riconoscimento del tipo di armature (tondini, putrelle, centine singole o accoppiate, reti elettrosaldate), vedi [1.3.1.4](#);
- individuazione di strutture sepolte per la pianificazione di opere di scavo e ricostruzione (corpi di fondazione, cisterne, cunicoli e condotte), vedi [1.3.1.5](#);
- analisi della pavimentazione stradale, vedi [1.3.1.6](#).

Geologia:

- determinazione della natura e della geometria del substrato, localizzazione di corpi rocciosi, trovanti, cavità carsiche, vedi [1.3.1.7](#);

- individuazione di discontinuità in genere (faglie, fratture, giunti, limiti litologici, paleosuoli), vedi [1.3.1.8](#);
- determinazione dello spessore della coltre glaciale, vedi [1.3.1.9](#);
- mappatura di fondali marini, di laghi o letti di fiume, vedi [1.3.1.10](#);
- determinazione della profondità di falda in ghiaia, sabbia e arenaria, vedi [1.3.1.11](#);
- stima del contenuto di umidità del suolo, vedi [1.3.1.12](#).

Archeologia:

- individuazione di strutture murarie, manufatti, camere sepolcrali, reperti di varia natura, vedi [1.3.1.13](#);
- verifiche e perizie per rilascio concessioni e permessi di scavo in aree sotto vincolo archeologico, vedi [1.3.1.14](#).

Ambiente:

- individuazione e delimitazione spaziale di suoli inquinati, vedi [1.3.1.15](#);
- ricerca di discariche abusive o fusti/serbatoi sepolti, vedi [1.3.1.16](#);
- ricerca e localizzazione di ordigni bellici, vedi [1.3.1.17](#).

(<http://www.georadar.it/pdf/GPR.pdf>)

Dei molti usi della tecnologia GPR, quello che ci interessa particolarmente è l'ambito dell'ingegneria civile, campo in cui il georadar è spesso utilizzato. Gli studi sull'interpretazione dei dati in questo campo sono pochi, benché solo operatori esperti e competenti diano garanzia di risultati attendibili (Loulizi, 2001). Infatti, per ottimizzare le possibilità fornite dal GPR, la macchina non è sufficiente: bisogna esaminare ogni aspetto del problema prima di iniziare l'investigazione, anche perché spesso questa non potrà essere ripetuta. È necessario far un esame approfondito del sito e fissare gli obiettivi che ci si propongono, ma anche registrare tutti i parametri dell'investigazione per poter in seguito trattare e interpretare i dati ottenuti. Il risultato finale non deve essere quindi solo un'immagine radar, ma deve contenere le informazioni sulle proprietà elettriche e magnetiche del terreno, sulla posizione, l'orientamento, la forma e la dimensione degli oggetti nascosti, deve dare informazioni sulla composizione del terreno e degli oggetti stessi, comprensiva di dati sulla densità, porosità, umidità e su tutte le altre rilevanti proprietà (Olhoeft, 2000).

1.3.1.1. Interventi su infrastrutture per il trasporto

Il georadar è impiegato in misura crescente per la valutazione non distruttiva di infrastrutture di trasporto, in quanto è stato dimostrato che le informazioni che fornisce hanno un'esattezza ed un'affidabilità sufficiente per la pratica. Le infrastrutture di trasporto consistono per la maggior parte di materiali quali il cemento armato (aggregati minerali, cemento, additivi), acciaio, asfalto (componenti minerali, bitume, additivi) e componenti minerali non coesi (per esempio tratti ferroviari e sottofondi stradali). Eccetto l'acciaio, questi materiali si prestano bene alla verifica attraverso georadar, perché presentano una conduttività elettrica minima. Lo spessore degli strati componenti la struttura è oggetto frequentemente di interrogativi d'indagine, come per esempio determinare lo spessore del manto stradale o di singoli strati di copertura, lo spessore del calcestruzzo nelle pareti di un tunnel oppure la consistenza del pietrisco o ballast nei tratti ferroviari. Inoltre, a volte è necessario determinare la profondità e la posizione di materiali inglobati, ad esempio delle armature nel calcestruzzo, dei cavi di precompressione oppure degli ancoraggi negli elementi portanti. Nei casi più semplici è sufficiente la prova che un elemento incorporato previsto sia effettivamente presente. Oltre a questi quesiti di prova concernenti la struttura delle costruzioni, il georadar consente anche la verifica delle proprietà dei materiali; esempi in tal senso sono il controllo dell'umidità dei materiali, il contenuto di cloruro nel calcestruzzo, lo stato del manto in asfalto (Hugenschmidt, 2003).

La comunità Europea, nell'ambito del progetto ICT (*Information and Communication Technologies*), ha creato il progetto ISTIMES che ha lo scopo di disegnare e promuovere un sistema ICT per il monitoraggio delle infrastrutture legate al trasporto. Il progetto utilizza un controllo a distanza, attraverso tecniche non invasive come sensori a fibre ottiche, spettroscopia, termografia a infrarossi e GPR. Questi ultimi due sono stati applicati al ponte di Musmeci, sugli Appennini in provincia di Potenza (Proto *et al*, 2010).



Figura 15: Il ponte Musmeci i provincia di Potenza (Proto et al, 2010).

Il GPR è utilizzato in campo ingegneristico anche per la verifica del rivestimento di gallerie. Durante la realizzazione di un cunicolo di emergenza tra le due canne della galleria Melide-Grancia in Svizzera (2011) è stata realizzata un'indagine per verificare le caratteristiche del rivestimento delle gallerie al fine di valutare possibili conseguenze determinate dallo scavo del cunicolo. Il rilievo è stato realizzato con georadar con antenna da 400 MHz (cinque linee in asse galleria a diverse altezze) su entrambe le canne (circa 18 km di linee georadar). L'indagine ha permesso di individuare le tratte con differenti tipologie di rinforzo e sostegno (centine, rete di armatura, ecc.) e la presenza di zone di vuoto dietro al rivestimento (<http://www.techgea.eu>, 2011).

1.3.1.2. Localizzazioni di sottoservizi

Il georadar viene utilizzato con buoni risultati per la ricerca di tubature nel sottosuolo. Allred e Redman (2010), per verificare l'attendibilità dei risultati, hanno utilizzato il georadar su un terreno in cui avevano creato condizioni diverse di umidità del terreno, sotto il quale erano presenti tubature di materiali diversi, in alcune delle quali il corso dell'acqua era parzialmente bloccato. I risultati indicano, qualora le tubature non siano a profondità eccessiva, che con il georadar si possono individuare i tubi di drenaggio, ma anche determinare eventuali ostacoli che bloccano completamente il flusso dell'acqua. I risultati sono stati meno soddisfacenti nel caso in cui il blocco era

solo parziale. Il livello di umidità del terreno non ha influenzato i risultati della prova. Nel complesso, i risultati ottenuti confermano l'utilità dell'utilizzo del GPR per localizzare tubi di drenaggio e determinarne la funzionalità (Allred e Redman, 2010).

1.3.1.3. Controlli strutturali su manufatti

Il georadar è uno strumento versatile che consente di rilevare e localizzare, in modo non invasivo e non distruttivo, la presenza di strutture sepolte, stratificazioni, cavità, o comunque di qualsiasi discontinuità correlata con una differenza abbastanza significativa di proprietà dielettriche. Il georadar è quindi un valido strumento per l'indagine non distruttiva di strutture murarie, per caratterizzarne gli elementi murari in vaste dimensioni.



Figura 16: La muraglia oggetto di indagine ad Ancona (Del Conte e Esposito, 2006).

Il Comune di Ancona si è affidato alla società Artemis per fornire dati di supporto alla progettazione dell'intervento di messa in sicurezza e di ripristino, caratterizzando morfologicamente due strutture murarie. Le indagini sono state finalizzate alla ricerca e valutazione di anomalie del segnale radar attribuibili alla presenza di lesioni, sfaldamenti dei materiali, vuoti e macrocavità e per analizzare gli spessori delle sezioni murarie. Per lo studio generale sulla muratura è stata utilizzata un'antenna da 400 MHz, mentre per lo studio di strati più superficiali del paramento murario si è utilizzata una antenna da 1500 MHz, dotata quindi di maggiore risoluzione (Del Conte e Esposito, 2006).

1.3.1.4. Individuazione e riconoscimento del tipo di armature

Il georadar è spesso utilizzato nella valutazione dello stato di degrado delle strutture in cemento armato a cavi post-tesi, in quanto l'impiego in situ è molto semplice, dato che esistono protocolli ben definiti. Infatti essa associa ad un'elevata risoluzione spaziale, l'assenza d'interventi invasivi sulla struttura.

Inoltre, è di veloce utilizzo anche su superfici estese. Per questo la tecnica è stata applicata nell'ambito di una campagna d'indagine volta a rilevare varie tipologie di difetti nel calcestruzzo di un viadotto a cavi post-tesi, il Viadotto D'Agrò sulla S.S.114 nella tratta che collega Messina a Catania. Con un'indagine visiva si sono individuati i punti particolarmente critici, che sono poi stati oggetto di indagine per quanto riguarda disomogeneità, vuoti, lesioni, delaminazioni e possibile concentrazione di sali o umidità. Con il georadar è stata individuata la posizione delle armature lente e tese, sono state esaminate le zone di possibile ammaloramento del calcestruzzo e/o di corrosione delle armature, si è misurato lo spessore del cassone della trave e si sono rilevate zone con possibile concentrazione di umidità o di sali solubili (Proverbio *et al.*, 2007).

1.3.1.5. Individuazione di strutture sepolte

Il georadar risulta una tecnica tra le più utilizzate per lo studio di edifici monumentali, in quanto tecnica non distruttiva. Un'indagine è stata eseguita sulla pavimentazione in marmo del Battistero in Piazza S. Giovanni a Firenze con la finalità di individuare eventuali anomalie nella zona immediatamente sottostante la pavimentazione ed eventualmente a maggiore profondità. In una zona circoscritta si è eseguita anche un'indagine di dettaglio con antenna da 1.600 MHz, in quanto interessata dall'allestimento museale.



Figura 17: Indagine georadar sul pavimento del Battistero a Firenze (Collorafi, 2012).

L'indagine ha rilevato la presenza di anomalie sotto la pavimentazione, di oggetti sepolti, e anche di possibili strutture a volta nei pressi del fonte battesimale (Collorafi, 2012).

1.3.1.6. Analisi della pavimentazione stradale

Uno studio condotto sulle strade degli Stati Uniti esamina le diverse tipologie delle infrastrutture di trasporto, costruite con materiali quali cemento armato, acciaio, asfalto e componenti minerali non coesi (per esempio fondi stradali). Questi materiali si prestano bene alla verifica attraverso GPR, perché presentano una conduttività elettrica minima, benché si evidenzino come diversi tipi di pavimentazione diano risposte diverse e più o meno efficaci. I sistemi GPR usati per il controllo della rete stradale sono di diverso tipo (Loulizi, 2001).



Figura 18: Sistema GPR usato per ispezioni stradali (Loulizi, 2001).



Figura 19: Sistema GPR montato su roulotte usato per ispezione di ponti (<http://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/00jan/nde.cfm>).

Il georadar è considerato fondamentale nell'esame delle condizioni del sistema stradale, in quanto è in grado di individuare imperfezioni, giunture, tubazioni, cavità nascoste sotto il manto stradale ma anche perdite di materiale verso il basso (Loulizi, 2001).

1.3.1.7. Determinazione natura e geometria del substrato

In zone carsiche il georadar è frequentemente usato per investigare possibili rischi geotecnici legati alle costruzioni; infatti la tipologia del terreno può creare cedimenti o voragini. Le antenne normalmente usate però mal si prestano all'uso in terreni sconnessi con folta vegetazione, quali sono quelli del Carso. Nuove antenne da 50 MHz a forma di tubo sono state testate per la rilevazione di gallerie in una grotta alla profondità tra 12 e 60 m. È stata scelta la grotta di Divača per la sua vastità, per la possibilità di trovare gallerie inesplorate e perché si trova in una zona con terreno sconnesso tipico del Carso sloveno. Sono stati usati diversi profili georadar in zone note e meno note della grotta. Il

georadar non è stato in grado di acquisire dati ad una profondità maggiore di 40 metri, ma ha evidenziato cavità non ancora esplorate ad una minore profondità. Il risultato principale comunque è stato la scoperta di una galleria ignota, ad una profondità tra i 15 e i 22 metri, che rappresenta la continuazione della grotta stessa ed il cui ingresso è invisibile perché bloccato da sedimenti (Gosar, 2012).

1.3.1.8. Individuazione di discontinuità in genere

Il georadar viene usato nelle miniere per individuare le fratture delle rocce e migliorarne la sicurezza. In una miniera di sale in Germania sono state effettuate misurazioni in due luoghi diversi. Tutte le fratture sono osservabili attraverso georadar, tranne quelle molto sottili e quelle appartenenti a sistemi complessi. Le fratture maggiori di 10mm vengono rilevate fino a 2m di profondità. Per fratture minori, la rilevabilità dipende dalla profondità e dalla distanza tra l'antenna e il tetto della galleria. Per determinare le caratteristiche della frattura, bisogna analizzare la frequenza delle emissioni radar, utilizzando un ampio spettro di frequenze e non una sola. I dati devono essere elaborati e corretti, tenendo conto della propagazione, della geometria e della riflessività del tetto. Se il segnale è buono, lo è pure la stima delle aperture, in caso contrario le differenze esistenti con le fratture esistenti si possono spiegare con la variabilità spaziale delle fratture, con le irregolarità delle aperture, con la vicinanza tra le fratture o la qualità stessa del segnale di riferimento. Comunque, benché la stima non sia perfetta, le incertezze sulle aperture sono grandemente ridotte, confermando l'utilità dell'uso del georadar in questo campo (Grégoire, Halleux, Lukas, 2003).

1.3.1.9. Determinazione dello spessore della coltre glaciale

Il riscaldamento globale sta causando una rapida ritirata di molti ghiacciai. In aggiunta ad altre indagini, la determinazione e il monitoraggio del volume di ghiaccio totale e la distribuzione del suo spessore sono parametri importanti per comprendere l'interazione tra il clima e il sistema ghiacciaio. A causa di irregolarità e di carenza di dati, è difficile stabilire il volume e la distribuzione dello spessore del ghiaccio. È stato fatto uno studio su due piccoli (< 2 km²) ghiacciai nella regione Hohe Tauern (Alpi Orientali) in Austria. L'utilizzo del

georadar per determinare il volume e lo spessore del ghiaccio nei due ghiacciai è iniziato nel 2003-2004. Nonostante la variabilità dei dati ottenuti, sono stati identificati gli strati rocciosi fino ad una profondità superiore a 100 m. I dati acquisiti sono distribuiti irregolarmente e la densità spaziale è troppo bassa per calcolare una topografia degli strati rocciosi con i normali approcci, per questo lo studio in oggetto si proponeva tra l'altro di sviluppare una tecnica appropriata.

Lo spessore medio del ghiaccio nei due ghiacciai è risultato 40-50 m, con un massimo di 150-165 m. Non sono disponibili dati di convalida diretti, ma diverse considerazioni confermano la topografia del fondo roccioso (Binder *et al*, 2009).

Analisi georadar sono state anche svolte, nel periodo 2008-2011, sul ghiacciaio di Presena Occidentale. Si è scoperto che il ghiacciaio è attraversato nella parte centrale da una cresta rocciosa, chiamata "ginocchio", che risulta coperta solo da 2-3 metri di ghiaccio (Trenti, 2011).



Figura 20: Il ghiacciaio di Presena Occidentale (Trenti,2011).

1.3.1.10. Mappatura di fondali

A Cape Cod si è analizzata un'area di depositi glaciali per mappare le falde acquifere, allo scopo di posizionare una discarica. In aree di sabbia e ghiaia i dati sono stati raccolti ad una velocità di 2-5 miglia all'ora, con dati accurati dai

2 ai 75 piedi sotto la superficie terrestre. Al contrario, in terreni a grana fine, il segnale risulta attenuato e la penetrazione è inferiore a 3 piedi. Inoltre, la definizione delle falde è migliore con materiale grossolano che con materiale a grana fine, in quanto nei terreni a grana grossa la capillarità è minore e ciò ne rende più facile l'individuazione.

Le velocità media di propagazione del segnale nelle zone non sature, nelle 60 posizioni in cui si conosceva la profondità dell'acqua, era di 0,43 piedi a nanosecondo. La velocità di propagazione del segnale nelle zone non sature non è influenzata dalla composizione del materiale, anche se l'attenuazione è accresciuta. Ciò può essere compensato adattando il segnale e il software (Johnson, 1987).

1.3.1.11. Determinazione della profondità di falda

Un sistema georadar è stato usato con successo per mappare la falda acquifera nel Said Abdullah bin Al-Hassan Shrine, localizzata nella regione di Al - Yousifyah a sud di Baghdad. I risultati sono stati testati con altri mezzi ed hanno provato l'efficacia del georadar nel rilevamento di falde acquifere (Seger e Nashait, 2011).

Un'indagine sull'uso del georadar è stata effettuata su un altopiano di torba nella riserva faunistica di Lake Vyrnwy in un'area del parco di Berwyn, in Galles, per determinare se la profondità della falda fosse identificabile utilizzando il sistema georadar Pulse EKKO 1000. Dopo un'indagine preliminare volta a decidere la frequenza da utilizzare, si è passati alla misurazione, effettuata in parecchie postazioni. Il georadar non ha rilevato falda vicina alla superficie, ma la linea di contatto tra il terreno organico e quello ricco di argilla era identificabile. Esso può quindi rivelarsi più utile per la stima di altri parametri del terreno, come ad esempio la densità di massa, che per stimare la profondità della falda freatica (Disney e Macbean, 2010).

1.3.1.12. Stima del contenuto di umidità del suolo

Il georadar è stato utilizzato per stimare i cambiamenti del contenuto idrico nel suolo di un vigneto della California sotto varie condizioni di saturazione durante tutta la stagione dello sviluppo delle piante. I dati sono stati raccolti nel corso di tre campagne di acquisizione dati su un area di 80x180 m utilizzando

antenne da 100 MHz. I riflessi del GPR sono stati associati ad un sottile strato di argilla a bassa permeabilità che si trova 0,8-1,3 m sotto la superficie del terreno, precedentemente identificato e mappato. Il tempo di risposta del riflesso georadar bidirezionale e la profondità del riflettore in posizioni di trivellazione sono stati usati per calcolare la costante dielettrica media del terreno sopra al riflettore. Un rapporto, diverso da posizione a posizione, tra la costante dielettrica e il contenuto d'acqua è stato poi utilizzato per stimare la profondità media del contenuto volumetrico dell'acqua del terreno sopra il riflettore. Rispetto alle misurazioni medie del contenuto volumetrico d'acqua, le stime medie ottenute dal georadar hanno registrato un errore RMS (*Response Surface Methodology*) di 0.018 m^3 . Questi risultati suggeriscono che il tempo di percorrenza a due vie per una riflessione GPR associato ad una superficie geologica potrebbe essere utilizzato per ottenere stime sul contenuto medio d'acqua, quando un pozzo di controllo è disponibile e la forza di riflessione è sufficiente. Il georadar, dunque, ha il potenziale per il monitoraggio del contenuto idrico del suolo su vaste aree e in condizioni idrologiche variabili (Lunt *et al.*, 2005).

1.3.1.13. Individuazione di strutture murarie e di reperti

In uno studio archeologico effettuato nel centro storico di Senigallia, sono state impiegate tecniche geofisiche per la lettura diagnostica del sottosuolo in area urbana, in linea con le moderne esigenze in materia di archeologia preventiva. Lo studio è stato condotto in 3 fasi, tutte dal titolo "L'archeologia va in cantina" (2010 - 2011 - 2012), che hanno portato alla mappatura georadar del centro storico interessando diverse piazze, vie e cantine pubbliche e private. I risultati hanno fornito importanti informazioni su strutture archeologiche sepolte. Prima degli interventi di scavo archeologico è stata condotta, nel giugno 2010, un'indagine geofisica mediante georadar, procedendo con l'impostazione di due griglie (una per ciascuno degli ambienti delle cantine), lungo percorsi distanziati fra loro 50 cm, per un totale di 191 metri lineari di rilievo georadar. Dalle indagini è emersa la presenza di almeno 4 strutture murarie, conservate solo in fondazione, pertinenti a due vani contigui. Al loro interno, si sono distinti piani d'uso e livelli omogenei, compresi nei primi cm 40 ca. del

sottosuolo. Alla profondità di cm 60 - 80 ca., si è attestato invece, in particolare in corrispondenza della griglia n°2, un significativo cambiamento stratigrafico orizzontale (Lepore *et al.*, 2012).

1.3.1.14. Verifiche e perizie per rilascio di concessioni e permessi

Prima di approvare il progetto per la realizzazione del Presidio ospedaliero regionale Parini ad Aosta, sono state svolte alcune indagini sull'area interessata, tra cui anche prove georadar. Il rapporto indica come le prospezioni georadar rilevino che "l'area si presenta priva di cavità, murature sepolte isolate o composte con simmetria". Ciononostante, il servizio beni archeologici della Regione Valle d'Aosta ha richiesto ulteriori indagini che confermassero i risultati georadar (<http://www.coupsrl.vda.it/gara4/2>).

Come esempio dell'uso del georadar in edilizia, si riporta qui un estratto del regolamento edilizio approvato nel 2013 nel Comune di Zogno, Bergamo, in cui tra l'altro si dice:

"Il richiedente deve quindi eseguire le seguenti indagini del sottosuolo atte a fornire la mappatura dei servizi esistenti:

- *indagini dirette del sottosuolo con tecniche geofisiche (georadar), per individuare la posizione (orizzontale e verticale), diametro, materiali di tutti i sottoservizi esistenti"* (<http://www.comune.zogno.bg.it/>).

1.3.1.15. Individuazione e delimitazione spaziale di suoli inquinati

In uno studio del 2012, sabbie contaminate con tre diversi tipi di prodotti - infiltrazioni di discarica, una soluzione salina e gasolio - sono state individuate attraverso un esame georadar. Sulla base dell'esperimento, si è misurata la relazione tra la costante dielettrica del terreno contaminato misurata con il georadar e il contenuto contaminante. Il terreno si è comportato in modo diverso a seconda del contaminante impiegato. Il contenuto d'acqua del suolo non contaminato e il percolato del terreno contaminato possono essere valutati tramite una costante dielettrica misurata con il georadar, mentre non si

evidenziano cambiamenti evidenti nella costante dielettrica misurata dal georadar nel terreno contaminato da gasolio (Xiujun *et al.*, 2012).

1.3.1.16. Ricerca di discariche abusive o serbatoi sepolti

Per scegliere come bonificarle, le discariche illegali di rifiuti devono essere prima identificate, ma le indagini tradizionali fatte attraverso il campionamento di gas nel terreno non sono in grado di rilevare in modo efficace e in tempi rapidi rifiuti o contenitori interrati. In uno studio fatto nel 2006 su una discarica illegale nella regione di Ping-Tung, Taiwan, il georadar è stato utilizzato per individuare i rifiuti interrati.

Sulla base dei risultati ottenuti, diverse zone altamente sospette sono state delineate attraverso i riflessi creati dalle onde georadar. Successivamente, le zone sospette sono state sottoposte ad analisi dei composti organici volatili, dei composti organici semivolatili e dei metalli pesanti. Con l'aiuto del rilevamento georadar, diversi sacchetti di cenere volatile sono stati dissotterrati in regioni a rischio. Secondo le analisi di laboratorio dei terreni considerati, questi erano ricchi di piombo e zinco, strettamente associati con la cenere volatile dissotterrata.

I risultati di un approccio integrato all'investigazione di discariche incontrollate confermano l'utilità dell'uso del georadar nella ricerca di rifiuti pericolosi (Wu e Huang, 2006).

1.3.1.17. Ricerca e localizzazione di ordigni bellici

Anche sotto la spinta dell'ONU, si sta studiando l'uso del georadar per il ritrovamento di mine nascoste sotto la superficie del terreno. La profondità di penetrazione è inversamente proporzionale alla frequenza, quindi utilizzando frequenze alte le onde radar riescono a penetrare nel terreno solo per pochi centimetri. Al fine di rilevare mine anti-uomo sarebbe opportuno utilizzare un sistema con un'antenna che lavora ad una frequenza di 1GHz, che permetterebbe di raggiungere profondità di 1 m nella maggior parte dei terreni. La profondità di penetrazione dipende comunque anche dal tipo di terreno, perché terreni diversi presentano diverse attenuazioni. Attraverso l'analisi computerizzata dei dati raccolti è possibile ricostruire l'effettiva immagine tridimensionale degli oggetti.

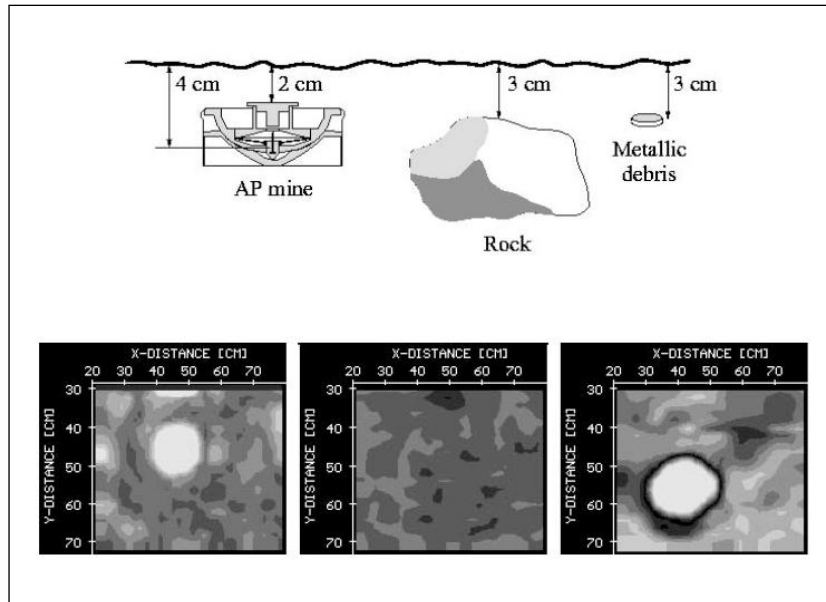


Figura 21: Sopra, oggetti analizzati da un sistema GPR; sotto, le immagini prodotte (Cassinis, 2000).

Quella del georadar è una tecnica utilizzata da tempo nell'ingegneria civile, nella geologia e nell'archeologia, quindi è ben consolidata; manca però l'utilizzo di algoritmi efficienti che permettano un riconoscimento automatico degli oggetti. Benché la tecnologia sia promettente nell'individuare le mine anti-uomo, le alte frequenze necessarie a individuare oggetti relativamente piccoli limitano molto la profondità di penetrazione. Inoltre, il prezzo è molto alto se confrontato con quello dell'attrezzatura tradizionale, e la tecnica è di difficile utilizzo in terreno impervi e ricchi di vegetazione (Cassinis, 2000).

1.3.2. Cenni teorici

Il *Ground Penetrating Radar* (GPR) è un metodo a riflessione di impulso elettromagnetico basato su principi fisici simili a quelli della sismica. È una tecnica geofisica per le indagini superficiali ad alta risoluzione che ha subito un rapido sviluppo negli ultimi due decenni. Ci sono diversi sinonimi e acronimi per questo metodo come EMR (riflessione elettromagnetica), SIR (interfaccia radar del sottosuolo), georadar, radar penetrante del sottosuolo e radar del suolo.

Il GPR è stato utilizzato dal 1960 con la radiazione termica a ecoscandaglio (RES) per la misurazione dello spessore del ghiaccio sulle calotte polari. Il metodo fu applicato per la prima volta da Stern (1930) in Austria per stimare lo

spessore di un ghiacciaio. Il GPR è stato da sempre usato per le investigazioni geologiche, per le indagini di ingegneria e per le indagini ambientali e archeologiche dal 1980.

La base del suo funzionamento consiste nella trasmissione di impulsi elettromagnetici nel terreno. Una parte di questa energia viene riflessa o diffusa durante il passaggio tra i vari strati che formano il terreno o incontrando oggetti sepolti. Le ampiezze dirette e riflesse del campo elettrico avente forza E sono registrate come funzione del tempo di percorrenza.

Riflessioni e diffrazioni delle onde elettromagnetiche si verificano sul bordo degli strati di roccia e degli oggetti che hanno differenze nelle loro proprietà elettriche. La permittività elettrica ξ e la conducibilità elettrica σ sono parametri petrofisici, ossia che riguardano l'interazione delle rocce con i fluidi, che determinano la riflettività dei confini dello strato e la profondità di penetrazione. Poiché la permeabilità magnetica μ è approssimativamente uguale a μ_0 per la maggior parte delle rocce eccetto quelle ferromagnetiche, solo il valore di μ_0 deve essere considerato nei calcoli (Blindow *et al.*, 2008).

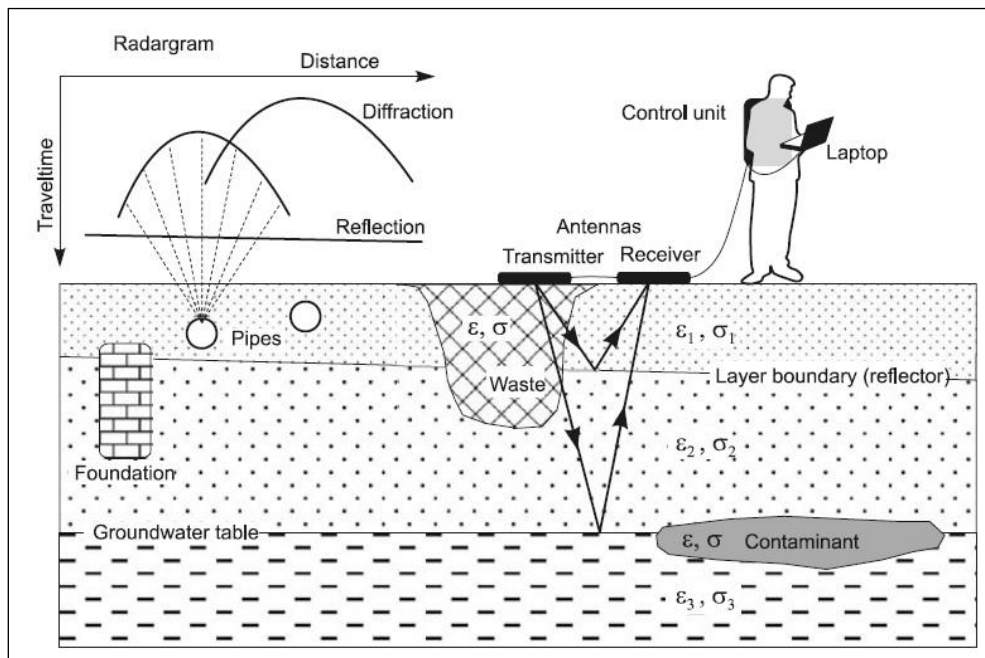


Figura 22: Il funzionamento del GPR (Blindow *et al.*, 2008).

Le antenne a dipolo a banda larga sono normalmente utilizzate per la trasmissione e la ricezione dei segnali. Le frequenze comprese tra 10 e 1000 MHz sono utilizzate per indagini in ambito geologico e ingegneristico. Per le prove materiali, le frequenze superiori a 1000 MHz sono comunque utilizzabili.

Il posizionamento delle antenne a terra fornisce il miglior contatto con il terreno e altera la caratteristica dell'antenna in modo significativo rispetto ad un'antenna in aria (effetto di focalizzazione). Una frequenza elevata consente di effettuare misurazioni quasi continue facendo scorrere le antenne lungo un determinato percorso. Utilizzando una configurazione dell'antenna come nella figura 21, si possono sondare parecchi chilometri in un giorno. Se le condizioni del sottosuolo sono favorevoli, i vantaggi del metodo sono la non invasività della prova, la sua alta risoluzione orizzontale e verticale, il fatto che permette di fornire risultati in tempo reale sotto forma di radargrammi rappresentati su un monitor. In molti casi è dunque possibile un'interpretazione preliminare sul campo.

La frequenza è scelta in base alla finalità dell'indagine e alla proprietà dei materiali in oggetto. Rocce non consolidate hanno una permittività media $\xi_r = 9$, il che significa che le frequenze di 10-1000 MHz corrispondono a lunghezze d'onda λ di 10-0,1 m. Le alte frequenze, vale a dire, con basse lunghezze d'onda, offrono una risoluzione maggiore. D'altra parte, grazie al maggiore assorbimento e diffusione, i segnali con frequenze superiori hanno meno profondità di penetrazione di quella con frequenze più basse. Il GPR è particolarmente adatto a materiali con resistività più elevate, come la sabbia asciutta, con un basso contenuto di argilla, come le rocce consolidate. In questi casi il georadar è il metodo geofisico con la più alta risoluzione, infatti raggiunge l'intervallo del centimetro, per l'ispezione del sottosuolo (Blindow *et al.*, 2008).

Propagazione, velocità e assorbimento dell'onda

La propagazione delle onde elettromagnetiche nelle rocce è molto simile alla propagazione delle onde sismiche. Ci sono tuttavia delle differenze di base che hanno delle conseguenze nell'acquisizione dei dati e durante lo svolgimento della prova. La velocità e l'assorbimento delle onde dipendono fortemente dalla frequenza. Più che per le onde sismiche, questa dipendenza dalla frequenza (dispersione) provoca cambiamenti nella forma degli impulsi durante la propagazione, la riflessione e la diffrazione ai limiti del piano.

Un'importante e semplice soluzione alle equazioni di Maxwell è il piano armonico delle onde, ad esempio un campo elettrico trasversale $E(t,z)$ che si propaga lungo l'asse z (v. HIPPEL, 1954):

$$E(t,z) = E_0 e^{i(\omega t - \gamma z)} \quad [\text{V m}^{-1}] \quad (1.3.1.)$$

Con:

- la frequenza angolare pari a: $\omega = 2\pi f$ [s⁻¹]
- e la propagazione costante data da: $\gamma = \alpha + i\beta$ [m⁻¹]. (1.3.2.)

La componente del campo magnetico è strettamente correlata al campo elettrico. È perpendicolare al vettore del campo elettrico e , come per la componente del campo elettrico, le oscillazioni sono perpendicolari alla direzione della propagazione.

I seguenti parametri sono necessari per descrivere la propagazione delle onde radar:

- permittività $\xi^* = \xi' - i\xi''$;
- permittività relativa $\xi r^* = \xi^* / \xi_0$,
- dove $\xi_0 = 8.8544 \times 10^{-12} \text{ A s V}^{-1} \text{ m}^{-1}$;
- permeabilità $\mu^* = \mu' - i\mu''$

$\mu^* \sim \mu_0 = 4\pi \times 10^{-7} \text{ VsA}^{-1} \text{ m}^{-1}$ per la maggior parte delle rocce;

e l'angolo δ , definito dalla tangente:

$$\tan \delta = \frac{\xi''}{\xi'} = \frac{\sigma}{\omega \xi'} = \frac{1}{\omega \rho \xi'} \quad (1.3.3.)$$

Tan δ è direttamente proporzionale alla conduttività σ e inversamente proporzionale alla frequenza f .

La tangente di perdita è il rapporto di conduzione allo spostamento. Velocità e assorbimento di onde elettromagnetiche sono quasi indipendenti dalla frequenza quando la $\tan \delta < 0.5$. Quando la $\tan \delta > 2$, c'è una dispersione considerevole e l'energia si propaga principalmente per diffusione. Nell'equazione (1.3.3.) la conduttività σ è generalmente dipendente dalla frequenza e consiste in una componente continua e una componente alternata dovuta alle perdite delle correnti di spostamento. La conduttività della corrente diretta può essere stimata dai dati di un sondaggio geoelettrico. L'attenuazione del coefficiente α , che è la parte reale della propagazione della costante γ

nell'equazione (1.3.2.), e della fase costante β , che è la parte immaginaria, sono calcolate come segue:

$$\alpha = \frac{\omega}{c_0} \sqrt{\frac{\xi_r'}{2} (\sqrt{1 + \tan^2 \delta} - 1)} \quad [\text{m}^{-1}] \quad (1.3.4.)$$

e

$$\beta = \frac{\omega}{c_0} \sqrt{\frac{\xi_r'}{2} (\sqrt{1 + \tan^2 \delta} + 1)} \quad [\text{m}^{-1}] \quad (1.3.5.)$$

con la velocità della luce nel vuoto $c_0 = 2.998 \times 10^8 \text{ [m s}^{-1}] = 0.2998 \text{ [m ns}^{-1}]$. Il coefficiente di assorbimento $\alpha' = 8.686 \alpha \text{ [dB m}^{-1}]$ è di solito usato al posto del coefficiente di attenuazione α .

La propagazione o la fase di velocità v delle onde radar è determinata dalla spaziatura dei piani con la stessa fase:

$$v = \omega / \beta = \lambda f \quad [\text{m ns}^{-1}]$$

con la lunghezza d'onda :

$$\lambda = 2\pi / \beta \quad [\text{m}]$$

La velocità v in un materiale a bassa perdita, avente cioè $\tan \delta \ll 1$, è data con buona approssimazione da:

$$v \approx \frac{c_0}{\sqrt{\xi_r'}}$$

Le proprietà elettromagnetiche di un dielettrico possono anche essere descritte dall'impedenza Z^* (il rapporto tra l'intensità del campo elettrico e quella del campo magnetico):

$$Z^* = Z' + iZ'' = \sqrt{\frac{\mu^*}{\xi^*}} \quad (1.3.6.)$$

dove:

- μ^* è la permeabilità magnetica complessa;
- ξ^* è la permittività complessiva.

La profondità di penetrazione può essere stimata se il coefficiente di assorbimento α' è conosciuto. La profondità di discontinuità nella roccia può

essere calcolata dal tempo di percorrenza del segnale e dalla velocità di propagazione v (Blindow *et al.*, 2008).

Proprietà ad alta frequenza di rocce e liquidi

I valori caratteristici della permittività relative ξ_r' (la parte reale), la conduttività σ , la velocità di propagazione v e il coefficiente di assorbimento α' sono dati da valori medi nella tabella seguente. I valori dei sedimenti e delle rocce consolidate hanno valori medi per un gran numero di campioni. La velocità di propagazione v , che è importante per valutare la profondità, è disciplinata in larga misura dal contenuto d'acqua della roccia, a causa dell'elevato valore della parte reale della permittività ξ_r' di acqua ($\xi_r' = 80$).

Inoltre, il contenuto ionico dell'acqua influenza la conduttività e così l'assorbimento e la profondità di penetrazione nella roccia umida o satura d'acqua. A frequenze superiori a 100 MHz, l'assorbimento aumenta pesantemente a causa del rilassamento delle molecole d'acqua (una proprietà che viene utilizzata nella gamma dei GHz nei forni a microonde). A causa della dispersione, i valori di questi parametri sono in funzione della frequenza.

| Material | ϵ_r' [dimensionless] | σ [mS m ⁻¹] | v [m ns ⁻¹] | α' [dB m ⁻¹] |
|----------------------|----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|------------------------------------|
| air | 1 | 0 | 0.2998 | 0 |
| distilled water | 80 | 0.01 | 0.033 | 0.002 |
| fresh water | 80 | 0.5 | 0.033 | 0.1 |
| sea water | 80 | 000 | 0.01 | 1000 |
| dry sand | 3 - 5 | 0.01 | 0.15 | 0.01 |
| water-saturated sand | 20 - 30 | 0.1 - 1 | 0.06 | 0.03 - 0.3 |
| silt | 5 - 30 | 1 - 100 | 0.07 | 1 - 100 |
| clay | 5 - 40 | 2 - 1000 | 0.06 | 1 - 300 |
| limestone | 4 - 8 | 0.5 - 2 | 0.12 | 0.4 - 1 |
| shale | 5 - 15 | 1 - 100 | 0.09 | 1 - 100 |
| granite | 6 | 0.01 - 1 | 0.12 | 0.01 - 1 |
| dry salt | ≈ 6 | 0.001 - 0.1 | 0.125 | 0.01 - 1 |
| ice | 3.18 | 0.01 | 0.168 | 0.02 |
| oil, asphalt | 2 - 3 | 0.01 | 0.19 | 0.01 |

Tabella 1: Permittività relativa ξ_r' , conduttività σ , velocità v e coefficiente di assorbimento α' di alcuni materiali (Blindow *et al.*, 2008).

Riflessione, trasmissione e diffrazione durante la propagazione di onde

Al confine tra due mezzi (1) e (2) con diverse proprietà elettriche, un'onda elettromagnetica in arrivo è riflessa e rifratta da entrambi. Dal momento che in un campo vasto del dipolo trasmittente queste onde appaiono piane, le

relazioni spaziali possono essere determinate utilizzando le equazioni per la rifrazione come in sismica. Le ampiezze sono calcolate utilizzando l'equazione (1.3.1.). Il coefficiente di riflessione r (ampiezza riflessa di un'onda incidente) è dato da:

$$r = \frac{Z_2 \cos\phi - Z_1 \cos\psi}{Z_2 \cos\phi + Z_1 \cos\psi} \quad (1.3.7.)$$

e la parte t rifratta

$$t = \frac{2Z_2 \cos\phi}{Z_2 \cos\phi + Z_1 \cos\psi}$$

dove:

- ϕ è l'angolo di incidenza;
- ψ è l'angolo di rifrazione;
- v_1 e v_2 sono le due velocità medie;
- Z_1 e Z_2 sono le impedenze dell'onda elettrica.

Quando l'onda incidente è perpendicolare allo strato, cioè $\psi = \phi = 90^\circ$, l'equazione 1.3.7. si reduce a:

$$r = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1}$$

la quale, sotto condizioni a perdita bassa ($\tan\delta \ll 1$ e $\mu_i^* \approx \mu_0$) può essere espressa come:

$$r \cong \frac{\sqrt{\xi'_{r1}} - \sqrt{\xi'_{r2}}}{\sqrt{\xi'_{r1}} + \sqrt{\xi'_{r2}}} \cong \frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}$$

Poiché le impedenze Z_i sono valori complessi (equazione (1.3.6)) , anche r e t sono complessi, anche per onde incidenti perpendicolari allo strato.

La riflessione e la trasmissione di onde elettromagnetiche nel passaggio tra due strati con differenti proprietà elettriche (ad esempio, vi è un cambiamento nella $\tan\sigma$) comporta sempre la deformazione della forma dell'onda (fig. 23). Questa è una differenza significativa rispetto alla riflessione sismica.

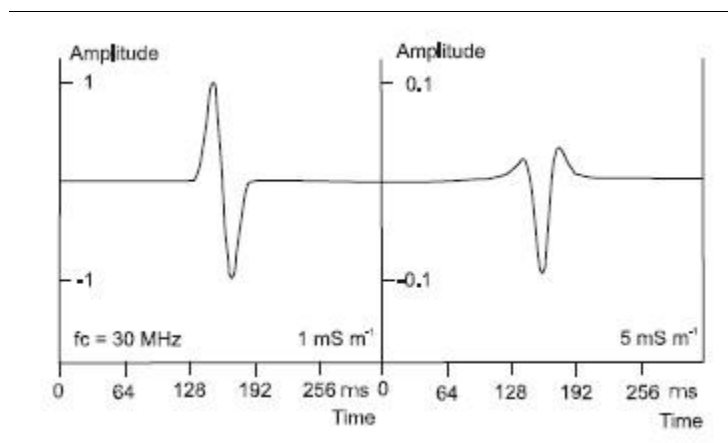


Figura 23: Lunghezza d'onda prima e dopo la riflessione verticale.

Quando incontrano i confini degli strati, le onde elettromagnetiche si comportano in un modo complicato (ad esempio, strati sottili, lamelle, zone gradiente) molto simile alle onde sismiche. Riflessioni multiple della superficie del terreno non sono significative per il GPR, perché di solito c'è un notevole assorbimento da parte del suolo e delle rocce e solo fino a circa il 10 % dell'energia trasmessa viene riflessa dalla superficie del terreno.

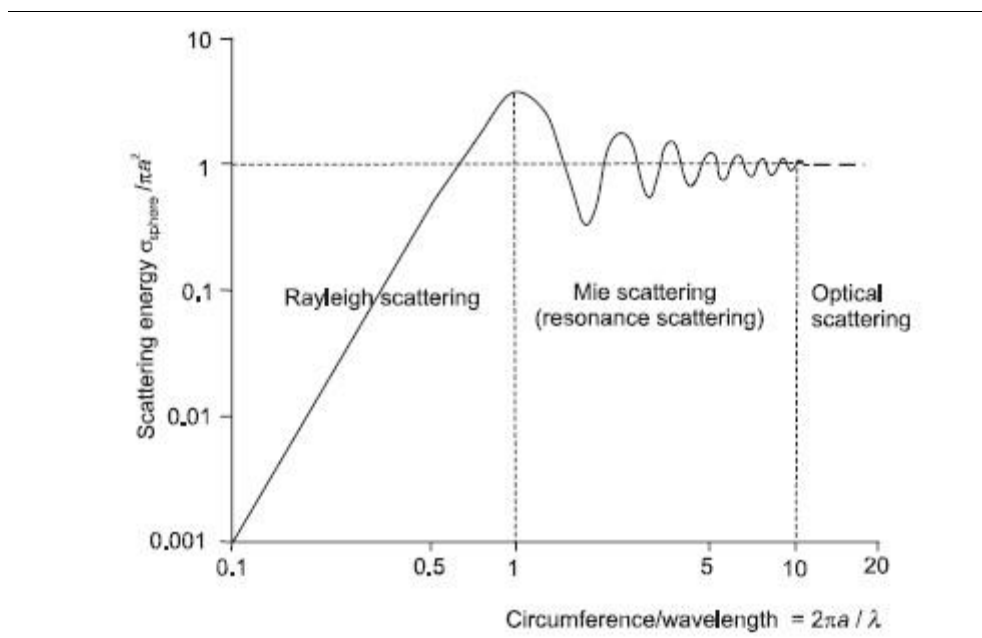


Figura 24: Diffusione con una sfera conduttiva con un raggio a (Blindow et al., 2008).

Come in sismica, la diffrazione avviene a causa della discontinuità dei riflettori (allarmi, difetti con un cambiamento) e degli oggetti con dimensioni piccole rispetto alla lunghezza d'onda. Come si vede in fig. 24, l'ampiezza delle onde diffratte da un corpo sferico aumenta nella zona Rayleigh finché la lunghezza d'onda raggiunge approssimativamente la stessa dimensione del diffrattore.

Per ridurre l'influenza della disomogeneità nella roccia (rumore geologico o disordine), deve essere scelta una frequenza di lavoro bassa in modo che la lunghezza d'onda sia considerevolmente maggiore della dimensione delle disomogeneità.

Per localizzare i diffrattori con una forma irregolare o con diffrazioni essendo molto più lunghi che larghi (ad esempio, tubazioni o cavi nel caso delle due dimensioni) l'asse dipolo delle antenne (polarizzazione del campo elettrico) deve essere orientata parallelamente al bersaglio. Se l'orientamento del bersaglio non è noto, le misurazioni devono essere effettuate lungo i profili ortogonali (Blindow *et al.*, 2008).

Il dipolo elettrico orizzontale sul piano tra due semispazi

Nella maggior parte dei casi, le antenne a dipolo elettrico orizzontale appoggiate sul terreno sono utilizzate per trasmettere e ricevere gli impulsi GPR ad alta frequenza. La configurazione della trasmissione di un dipolo situato al piano aria/confine del terreno è sensibilmente diversa da quella di un dipolo in uno spazio quasi infinito. La caratteristica di un dipolo orizzontale in condizioni di campo lontano è mostrata nella fig. 25 per due direzioni (perpendicolare e parallelo al piano di incidenza). Si può notare che a causa del forte contrasto tra le proprietà elettriche l'accoppiamento più efficace si ottiene semplicemente appoggiando l'antenna sul terreno.

Il modello di antenna $t_A(\phi)$ di un breve dipolo (dipolo Hertz) con una direzione di polarizzazione perpendicolare al piano di incidenza può essere descritta approssimativamente utilizzando equazioni per l'ottica geometrica (Annan *et al.*, 1975). La seguente equazione può essere utilizzata per la metà spazio inferiore:

$$t_A(\phi) = \frac{2 \cos \phi}{\cos \phi + \sqrt{\frac{1}{\xi_r^*} - \sin^2 \phi}} \quad (1.3.8.)$$

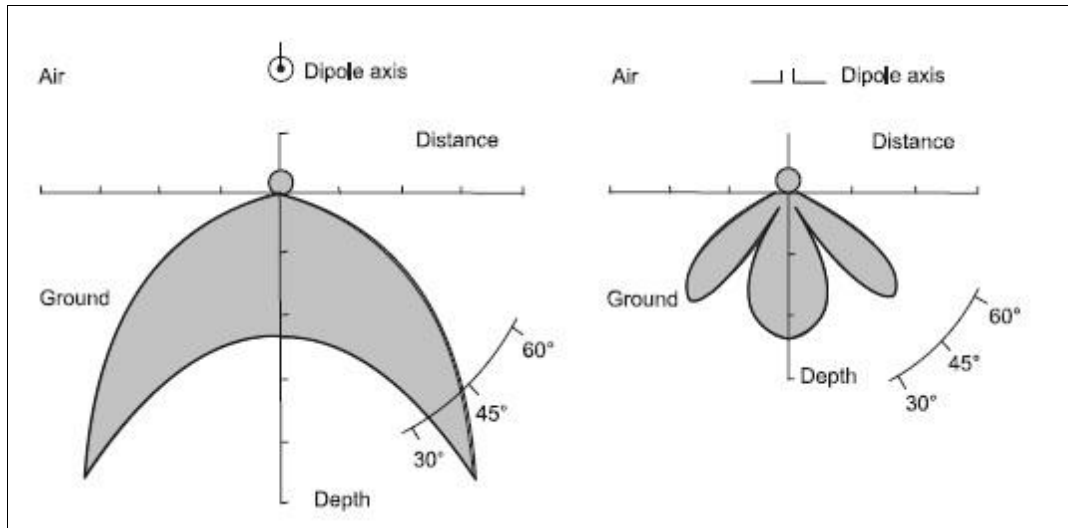


Figura 25: Sequenze di un dipolo orizzontale (Blindow et al., 2008).

La funzione $t_A(\phi)$ è complessa quando gli angoli di trasmissione ϕ sono più grandi dell'angolo critico ϕ_c , cioè, $\phi > \phi_c = \arcsin\left(\frac{1}{\xi_r^*}\right)$ anche per i valori reali della permittività. Ciò significa che vi è un cambiamento di fase della trasmissione e della ricezione della forma dell'onda per questi angoli di trasmissione.

Se le antenne trasmettenti e riceventi sono identiche, il quadrato del singolo modello di antenna $T_A(\phi) = t_A^2(\phi)$ fornisce i modelli di ampiezza e fase del sistema nel suo complesso (Blindow et al., 2008).

Percorso delle onde, tempo di percorrenza e ampiezza.

La propagazione di onde radar può essere descritta come una rappresentazione dei raggi, come nel campo ottico e in quello sismico. Un modello a due strati semplice per il metodo GPR richiede quattro percorsi delle onde e le curve del tempo di percorrenza. Lo schema del percorso dei raggi GPR è mostrato in fig. 26.

Due onde dirette con diverse velocità di fase e ampiezza viaggiano lungo la superficie del terreno: l'onda d'aria e l'onda di terra (Baños, 1966; Clough, 1976). Dal momento che l'onda d'aria viaggia con la maggior velocità possibile per le onde elettromagnetiche - la velocità della luce nel vuoto - può essere usata per determinare il tempo zero (come il tempo di rottura in sismica). La

velocità nello strato superiore è determinata dall'onda di terra. I cambiamenti nelle onde dirette indicano che ci sono cambiamenti nello strato superiore (ad esempio, contenuto di umidità e tipo di roccia).

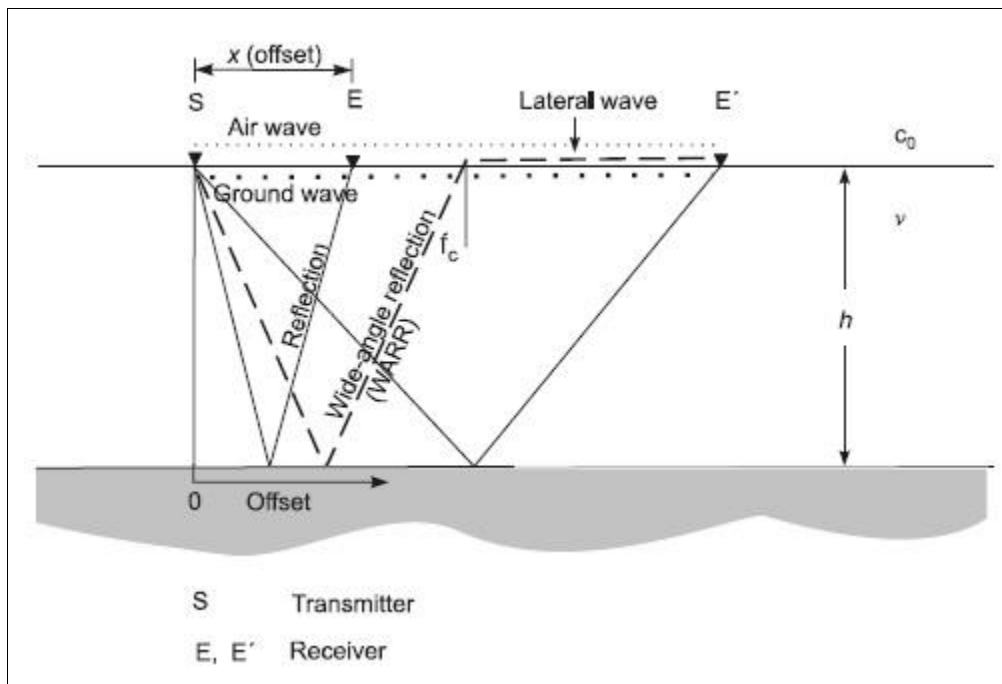


Figura 26: Percorso del GPR (Blindow et al., 2008).

Il tempo di percorrenza dell'onda attraverso l'aria t_a e dell'onda via terra t_g sono date da:

$$t_a = \frac{x}{c_0} \text{ e } t_g = \frac{x}{v_g}$$

dove:

- x è la distanza dal trasmettitore al ricevitore [m];
- v_a è la velocità dell'onda attraverso l'aria ($0,3 \text{ mns}^{-1}$);
- v_g è la velocità dell'onda via terra [mns^{-1}].

Come la riflessione in sismica, il tempo di viaggio t_r delle onde riflesse è dato dall'un'iperbole:

$$t_r = \frac{1}{v} \sqrt{x^2 + 4k^2} \quad (1.3.9.)$$

Poiché v è sempre inferiore a c_0 , un'onda laterale è generato all'angolo critico

$$\phi_c = \arcsin\left(\frac{v}{c_0}\right)$$

analogo alla testa dell'onda nella rifrazione sismica. Quest'onda si propaga in aria parallelamente alla superficie del terreno. L'angolo critico ϕ_c è collegato alla distanza critica x_c , che è data dalla formula:

$$x_c = \frac{2hv}{\sqrt{c_0^2 - v^2}}$$

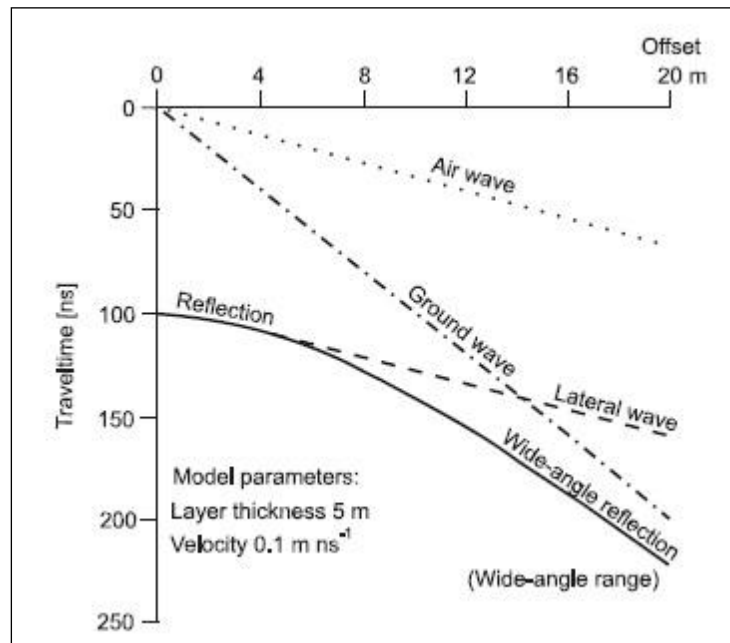


Figura 27: Diagramma del tempo di percorrenza (Blindow et al., 2008).

Il tempo di percorrenza dell'onda laterale è dato da:

$$t_1 = \frac{x}{c_0} + 2h \sqrt{\frac{1}{v^2} - \frac{1}{c_0^2}}$$

Le onde rifratte sono osservate raramente perché nella maggior parte dei casi la velocità diminuisce con la profondità. Un diagramma del tempo di percorrenza dei diversi tipi di onde è mostrato nella fig.27.

L'intensità di campo dell'onda diretta E_a (componente tangenziale parallela al dipolo) diminuisce in un campo vasto con il quadrato della distanza dalla sorgente. L'intensità di campo delle onde del terreno E_g è diminuita in aggiunta all'assorbimento e alla dispersione:

$$E_a \approx \frac{1}{x^2} \text{ e } E_g \approx \frac{1}{x^2} \exp(-\alpha x)$$

L'intensità di campo dell'onda laterale (come nelle onde sismiche) è data da (Brekovskikh, 1980):

$$E_1 \approx \frac{1}{\sqrt{x}(\sqrt{x-x_c})^3} \text{ per } x > x_c$$

e quella dell'onda riflessa in un campo vasto:

$$E_r \approx \exp(-\alpha s) s^{-1} r(\phi) T_a(\phi) = AGrT \quad (1.3.10.)$$

dove:

- s è la lunghezza del percorso;
- ϕ è l'angolo di incidenza;
- A è l'assorbimento (dipendente dalla frequenza);
- α è il coefficiente di attenuazione;
- G è la geometria, divergenza sferica;
- r è il coefficiente di riflessione di onde piane derivati dalle ampiezze e $T_A(\phi)$ è il modello di antenna.

I fattori di proporzionalità A, G e T derivano dalle intensità del campo nella zona vicina al dipolo trasmettitore e la modifica del modello dell'antenna di attacco e la schermatura.

Nel caso di diffrattori, la seguente equazione è una valida alternativa alla equazione (1.3.10) nel caso di offset pari a zero:

($x = 0$) per onde diffratte verso la sorgente:

$$P_r = P_t Q_s \frac{G^2 \lambda^2}{(4\pi)^3 h^4} \exp(-4\lambda h) \quad (1.3.11.)$$

dove:

- P_t è la potenza di trasmissione [W];
- P_r è la potenza del campo al ricevitore [W];
- Q_s è la dispersione (area della prima zona di Fresnel) [m^2];
- G è il guadagno dell'antenna (rispetto a quello di un dipolo sferica);
- λ è la lunghezza d'onda della frequenza centrale [m];
- h è la distanza tra l'antenna e il diffrattore [m].

Risoluzione verticale e orizzontale

La risoluzione è una misura della capacità di distinzione tra i segnali e gli obiettivi ravvicinati. Nel georadar la risoluzione dipende dalla frequenza centrale (o lunghezza d'onda, che è proporzionale al periodo d'impulso), dalla larghezza di banda, dalla polarizzazione dell'onda elettromagnetica, dal contrasto dei parametri elettrici (principalmente conducibilità e relativa permittività), e dalla geometria del bersaglio (dimensione, forma e orientamento).

Importanti sono anche il giunto a terra, i modelli di radiazione delle antenne (in particolare il diametro della prima zona Fresnel), e il rumore condizioni sul campo. Come regola generale, la risoluzione verticale è teoricamente un quarto della lunghezza d'onda $\lambda = v f^{-1}$, dove v è la velocità dell'onda elettromagnetica nel mezzo e f è la frequenza (Blindow *et al.*, 2008).

Stima di profondità e ampiezza di penetrazione

Per evitare la dispersione, deve essere scelta la frequenza di funzionamento in modo che $\tan \delta < 0.5$ (vedi Equazione 4.5.3). Risolvendo l'equazione (1.3.3.) per la frequenza, otteniamo:

$$f_m \geq \frac{36000}{\rho \xi_r'}$$

dove:

- f_m è la frequenza [MHz];
- ρ è la resistività elettrica [Ωm];
- ξ_r' è la parte reale della permittività relativa.

Se nessun'altra informazione è disponibile, il valore del coefficiente di assorbimento α' può essere preso dalla tabella 4.5-1 o, usando l'equazione (1.3.3.), stimato dalla resistività ρ offerto da misure di resistività a corrente diretta. I valori per i parametri ω e ξ_r' sono inseriti nella (1.3.4.), con $\tan \delta = 0.5$. L'equazione (1.3.4.) si riduce quindi a

$$\alpha' \approx \frac{1640}{\rho \xi_r'} \quad (1.3.12.)$$

dove α' è in dB/m.

Per la corretta applicazione del metodo, l'assorbimento dell'onda lungo il percorso dalla superficie del terreno al riflettore fino di nuovo alla superficie non deve superare i 40-60 dB. L'esperienza ha mostrato che le divergenze sferiche, la perdita di riflessione e dispersione, disturbi geologici e tecnici prenderanno la restante gamma dinamica (Blindow *et al.*, 2008).

1.3.3. Strumentazione

I sistemi GPR sono costituiti da un generatore di impulsi, un'antenna per la trasmissione di onde elettromagnetiche ad alta frequenza, una seconda antenna per la ricezione degli impulsi diretti o riflessi, un interruttore per la commutazione tra trasmissione e ricezione se si utilizza solo un'antenna, e un ricevitore che converte i segnali ricevuti che devono essere registrati e visualizzati. Questi componenti sono progettati e disposti in modo diverso da diversi produttori di apparecchiature radar, ma la funzionalità è generalmente la stessa.

Antenne

Per trasmettere e ricevere piccoli impulsi elettromagnetici, si usano antenne a banda larga. I sistemi a banda larga convenzionali con l'aggiunta di antenna direzionale, come quelli utilizzati per la ricezione radio e televisiva, non sono adatti a ricevere/inviare singoli impulsi. Una maggiore larghezza di banda viene generalmente ottenuta smorzando dipoli elettrici.

Diversi tipi di antenne si sono dimostrate utili, come i dipoli lineari con carico resistivo iperbolico (Wu e King, 1965) e le combinazioni di dipoli a farfalla. Le prime hanno una perdita di segnale di 20 dB rispetto ad un dipolo smorzato. L'onda irradiata permette di essere approssimata dalla derivata temporale della funzione di eccitazione. Lo spettro di frequenza di un ciclo dipolo smorzato è più stretto, la forma dell'onda è simile a un'increspatura di Ricker e la perdita di ampiezza per coppia di antenna è di circa 10 dB.

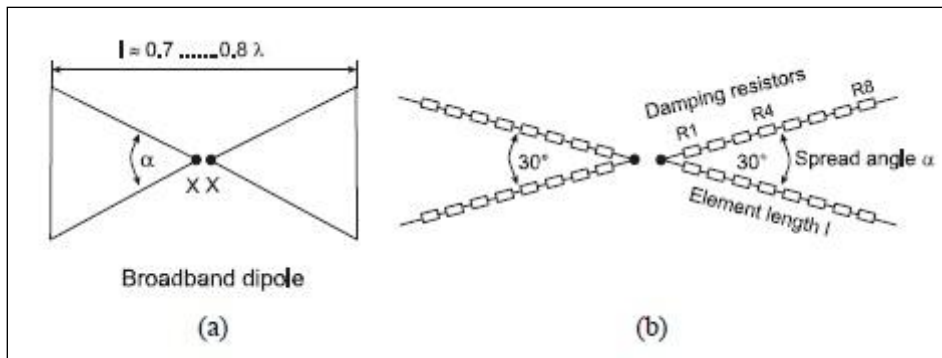


Figura 28: Schematizzazione di un'antenna (Blindow et al., 2008).

Quando i dati radar vengono interpretati è necessario tenere in conto che l'impulso alla sorgente è più lungo di una lunghezza d'onda e può avere una forma d'onda complessa. La forma dell'onda che scende viene modificata da un accoppiamento a terra e da effetti di attenuazione.

Pertanto anche la riflessione è complessa. È composta da una o più increspature.

Tipici sequenze di antenna sono mostrati nella fig. 28 per i diversi orientamenti dei dipoli. Quando le misure sono effettuate all'interno di edifici, sotto linee di forza o alberi, ecc., "i riflessi d'aria" sono ottenuti da riflettori e diffrattori nel semispazio sopra le antenne. Per eliminare questi disturbi, l'assorbimento e/o gli schermi di metallo possono essere posizionati sopra le antenne, specialmente a frequenze centrali sopra all'incirca i 100 MHz (cioè quando sono utilizzati dipoli compatti). Quando sono usati questi, tuttavia, cambiano i modelli di antenna. Le antenne sono di solito completamente chiuse e il produttore dà solo la frequenza centrale (che è di solito per uso in aria e quindi troppo alta per il georadar) e una nota nella quale è segnalato che avrà luogo un effetto di proiezione.

Per ottenere un effetto direzionale, il dipolo è eccentricamente incorporato in un materiale dielettrico; un'altra possibilità è quella di utilizzare un'antenna a telaio caricato (Blindow et al., 2008).

Generatori di impulsi

I generatori di impulsi che producono brevi impulsi ad alta energia per l'utilizzo in situ, sono spesso costruiti come generatori in sequenza. In linea di principio, una serie di condensatori in parallelo sono caricati e poi scaricati dall'antenna in una sequenza attraverso lo scambio di transistor (Pfeiffer, 1976).

Impulsi con tempi di salita di un nanosecondo e ampiezze fino a 2 kV possono produrre frequenze superiori anche a 100 kHz. La tipica lunghezza di impulso di un'onda elettromagnetica trasmessa è < 20 ns, a seconda della frequenza di antenna e del tipo. È importante che il segnale trasmesso sia generato e ripetuto con un'elevata precisione. La precisione temporale usata nei sistemi radar utilizzati per la geofisica è di solito di ± 1 ns. Il tasso di ripetizione è tipicamente di 50.000 volte al secondo.

Per misurazioni con piccoli spostamenti, è importante che nessun altro segnale sia prodotto dal generatore di impulsi. Tali segnali apparirebbero come tempi di arrivo o con tempo di percorrenza sia costante che variabile.

Sistemi riceventi

La finestra di tempo per misure georadar varia da più di 10 ns (per percorsi di diversi metri) a 50 μ s (ad esempio, per i percorsi di viaggio di 4 km in ghiaccio).

A seconda della frequenza utilizzata, le misure sono effettuate con campionamenti a intervalli anche più piccoli di un nanosecondo. Si possono utilizzare sistemi analogici o digitali con elevato *range* dinamico. Per ragioni di peso e consumo di energia, i sistemi mobili sono generalmente progettati per prendere un solo campione per ogni impulso trasmesso a seconda di come antenne sono disegnate lungo il percorso, utilizzando misure sequenziali (Pfeiffer, 1976).

I segnali ad alta frequenza ricevuti in sequenza vengono convertiti in onde audio in modo che possano essere digitalizzati e registrati. Un buon *range* di campionamento è tra 80-90 dB. La sensibilità in condizioni ideali dipende dal rumore termico in ingresso e il fattore di disturbo del ricevitore. L'effettivo potenziale del rumore termico U_{eff} (anche chiamato rumore Nyquist) è dato dalla seguente equazione:

$$U_{eff} = \sqrt{4kTR\Delta f}$$

dove:

- k è la costante di Boltzmann;
- T è la temperatura assoluta [K];

- R è l'impedenza dell'antenna (resistività elettrica);
- Δf è la larghezza di banda [Hz].

Per evitare oscillazioni del sistema nel suo complesso, le antenne devono essere abbinata all'ingresso del ricevitore, e la propagazione di onde elettromagnetiche ad alta frequenza in cavi metallici deve essere evitata, in particolare tra la trasmissione e le antenne del ricevitore. I sistemi GPR di alcuni produttori utilizzano cavi in fibra ottica proprio per questo motivo (Blindow *et al.*, 2008).

Elaborazione, presentazione e interpretazione dei dati

Il filtraggio è il primo passo nel trattamento dei dati post-acquisizione. In molte applicazioni, questo è sufficiente per preparare i dati per la presentazione e l'interpretazione. I radargrammi spesso sono complicati da interpretare a causa del gran numero di diffrazioni presenti.

L'analisi delle diffrazioni è adatta solo per una stima approssimativa della velocità, poiché la posizione e la forma del diffrattore non sono spesso conosciute a sufficienza. A causa dell'alta densità dei dati dei profili misurati, i dati sono spesso compressi nei display in scala di grigi o raster grafici invece che essere rappresentati come singoli punti. Nella presentazione dei dati GPR, è necessario dare il tempo di viaggio e una scala di distanza, così come il punto al tempo zero, l'*offset* dell'antenna, la funzione velocità-profondità, e/o una derivata della scala di profondità. L'identificazione degli orizzonti e degli oggetti deve essere ben fondato. Per evitare un'errata interpretazione da parte del cliente, il disturbo del sistema (ad esempio, onde cavi, ciò che appare nel radargramma come strisce parallele ad intervalli di tempo regolari) dovrebbe essere etichettato.

Ci sono due tipi di indagine per area:

- uso di un profilo maggiormente spaziato rispetto alla metà della lunghezza d'onda della frequenza centrale. Si utilizza per indagini di ricognizione;
- misurazioni 3D (senza *aliasing* spaziale).

In alcuni casi è difficile distinguere tra riflessioni significative ed eventi multipli, riverberi estranei, fantasmi fuori sezione, ecc. In tali casi l'interpretazione dei dati georadar può essere controllata attraverso la modellazione.

Software di modellazione sono stati sviluppati per i casi 2D e 3D (Cai e McMechan, 1995; Goodman, 1994). La modellazione strutturale di questi programmi è fatta utilizzando il *ray-tracing* in base a principi ottici. In questi programmi sono di solito presi in considerazione gli aspetti dinamici della propagazione delle onde (condizioni di energia e forma del segnale) influenzate da assorbimento, divergenza, riflessione e trasmissione (Lampe *et al.*, 2003).

1.4. Indagini geoelettriche

1.4.1. Applicazioni delle indagini geoelettriche

Le prospezioni geoelettriche consistono nel misurare in diversi punti del suolo o della muratura, attraverso l'uso di elettrodi, la resistività apparente. I risultati vengono poi visualizzati sotto forma di immagini tomografiche utilizzando un software specifico. Lo sviluppo della prova consiste nell'immettere corrente nel suolo o all'interno della struttura da analizzare registrando poi la differenza di potenziale tra gli elettrodi. Il rapporto tra la tensione e la corrente immessa, moltiplicato per un coefficiente correttivo, dà la resistività della zona analizzata tra gli elettrodi. Questi possono essere posizionati secondo varie geometrie, a dipolo, tripolo, quadripolo Wenner e Schlumberger. È inoltre possibile indagare una profondità costante nel terreno, mettendo in evidenza eventuali variazioni laterali. Aumentando la distanza tra gli elettrodi di corrente sono possibili sondaggi in profondità.

L'utilizzo di indagini di resistività geoelettriche per lo studio del sottosuolo ha origine nel 1912 grazie al lavoro di Conrad Schlumberger, che fece il primo esperimento sulla resistività geoelettrica in Normandia. Nel 1915 l'americano Frank Wenner sviluppò un concetto simile (Kunetz, 1966). Da allora, l'utilizzo delle indagini geoelettriche si è sviluppato diventando uno strumento importante e utile per studi idrogeologici, dell'ambiente e indagini in campo minerario e ingegneristico (Griffiths *et al.*, 1990; Griffiths e Barker, 1993; Dahlin e Loke, 1998; Olayinka, 1999; Olayinka e Yaramanci, 1999; Amidu e Olayinka, 2006; Aizebeokhai *et al.*, 2010).

I metodi classici di indagine geoelettrica hanno subito cambiamenti significativi, passando a modelli interpretativi bi e tri-dimensionali. Fino al 1980 i dati venivano acquisiti manualmente, rendendo l'uso delle misurazioni difficile e la qualità dei dati ottenuti poco soddisfacente. La vasta gamma di sistemi di acquisizione dati automatici e multi-canali permette una grande flessibilità nell'acquisizione dei dati (Barker, 1981; Stummer e Maurer, 2001; Auken *et al.*, 2006). L'uso di sistemi di acquisizione dati multi-elettrodi/multi-canali ha accresciuto enormemente i campi di possibili indagini, oltre ad aumentare la qualità e l'attendibilità delle informazioni ottenute.

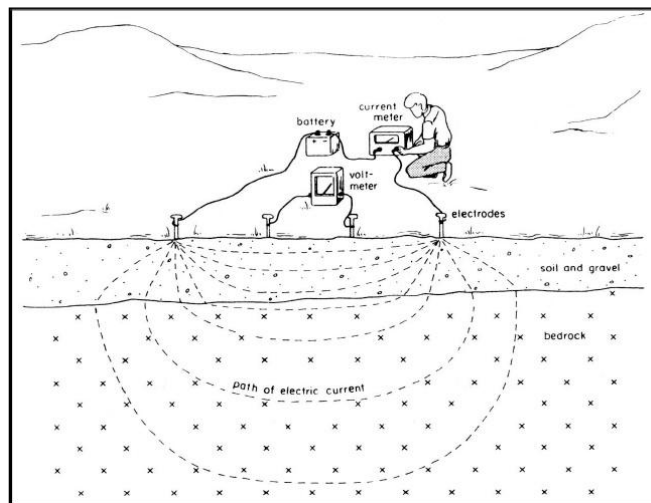


Figura 29: Esempio di osservazione geoelettrica (Robinson e Coruh, 1988).

I sistemi usati ora prevedono l'utilizzo di misurazioni automatiche multicanale e multi elettrodo, con dati controllati e rielaborati a computer. In questo modo si velocizza enormemente il lavoro, oltre a migliorarne la qualità. I dati vengono acquisiti attraverso multi elettrodi, con amplificatori incorporati, e trasmessi attraverso linee digitali (Stummer e Maurer, 2001; Auken *et al.*, 2006).

Vengono utilizzate per:

- indagine di strutture interrate litologiche, [1.4.1.1](#);
- stima di profondità, spessore e proprietà delle falde acquifere e degli strati impermeabili (acquicludi), [1.4.1.2](#);
- determinazione dello spessore della zona alterata che copre una roccia non esposta a fattori atmosferici, [1.4.1.3](#);
- individuazione di fratture e faglie in rocce cristalline, [1.4.1.4](#);

- mappatura dei percorsi preferenziali di flusso delle acque sotterranee, [1.4.1.5](#);
- localizzazione e delimitazione della portata orizzontale dei materiali di discarica, [1.4.1.6](#);
- stima della profondità e dello spessore di discariche e rilevamento di disomogeneità all'interno di una discarica di rifiuti, [1.4.1.7](#);
- mappatura di pennacchi di contaminazione, [1.4.1.8](#);
- monitoraggio di cambiamenti delle proprietà elettriche del sottosuolo, [1.4.1.9](#);
- individuazione di cavità sotterranee, [1.4.1.10](#);
- classificazione del materiale coesivo e non coesivo in argini e dighe, [1.4.1.11](#).

(Seidel e Lange, 2007)

1.4.1.1. Indagine di strutture interrate litologiche

Un gruppo di sorgenti di acqua calda nell'area geotermica di Bakreswar, che fa parte del Chotanagpur Gneissic Complex nella parte orientale della penisola dell'India, è caratterizzata da temperatura e composizione chimica simili tra loro.

La zona è stata sottoposta a indagini geoelettriche, rivelando la presenza di 2-4 strati litologici importanti per quanto riguarda le condizioni idrodinamiche. La zona intermedia e le rocce fratturate costituiscono un'unica falda di varia conducibilità idraulica. Le condizioni litologiche e quelle dell'acqua freatica, desunti dalle indagini geoelettriche, così come gli studi idrologici, concordano con i vicini fori litologici. I dati della falda acquifera, accompagnati da quelli geoelettrici indicano che la presenza e il movimento delle acque sotterranee avvengono per lo più all'interno delle rocce alterate e fratturate non confinanti. L'interpretazione dei dati geoelettrici rivela la presenza di poche acque freatiche sotterranee nella parte orientale della regione. Il profilo di resistività, assieme alle indagini VES e a studi geologici, indica la presenza di una sorprendente faglia sotterranea N-S che favorisce il passaggio di acqua calda emergente sotto forma di sorgenti (Majumdar *et al.*, 2000).

1.4.1.2. Stima di profondità, spessore e proprietà delle falde

L'utilizzo delle prospezioni geoelettriche è comune per lo studio e la ricerca delle risorse idriche sotterranee. La buona riuscita di una ricerca geofisica dipende dalla possibilità di utilizzare più metodi di indagine. Quindi le indagini geoelettriche devono essere precedute e suffragate da altri mezzi per individuare le zone di interesse per la ricerca. La ricerca dell'area da investigare utilizzando la geofisica, viene condotta in base alla necessità di individuare la posizione di un pozzo produttivo ad una quota ed in una area a grandi linee prestabilita dalla committenza e in base alle caratteristiche dell'acqua emergente in superficie (Zanicchi e Berti, 2010).

Indagini geoelettriche sono state utilizzate per trovare acqua sotterranea in una regione della Nigeria, utilizzando il metodo VES (*Vertical Sounding Method*). L'interpretazione delle curve di resistività sull'area studiata, in un terreno geologico spesso definito come ambiente sedimentario, ha portato alla scoperta di un potenziale idrico in quell'area. L'esperimento è stato condotto su una profondità di 85,80, 89,36 e 95,37 m. I risultati sono confermati dai dati sui pozzi nella zona (Alile *et al.*, 2011).

1.4.1.3. Determinazione dello spessore della zona alterata che copre una roccia non esposta a fattori atmosferici

Il ruolo del metodo geoelettrico nell'esplorazione delle falde acquifere è di individuare dighe, faglie e fratture che controllano l'accumulo e la circolazione delle acque sotterranee. In terreni rocciosi, lo spessore dello strato superficiale è un parametro importante che determina la quantità di acque sotterranee accumulata nella falda freatica sopra il basamento. La base rocciosa, nel processo di alterazione, perde le sue proprietà magnetiche, pertanto la risposta magnetica è dovuta principalmente alle rocce sotterranee del basamento, e le profondità delle fonti magnetici rilevate attraverso l'analisi indicano la parte superiore del basamento. Informazioni sullo spessore dello strato superficiale aiutano quindi nella valutazione del potenziale di falde acquifere (Ram Babu *et al.*, 1991).

1.4.1.4. Individuazione di fratture e faglie in rocce cristalline

L'Onipe e le zone adiacenti sono posizionate su un basamento di rocce Precambriane; i tipi di rocce dominanti sono lo gneiss striato e la quarzite. Nella zona sono state fatte sedici indagini geoelettriche con il metodo VES. I dati acquisiti, interpretati mediante un software adeguato, hanno mostrato 3 o 4 strati geoelettrici: terriccio (84-1165 ohm-m, rocce alterate (22-436 ohm-m), basamento di rocce fratturata (156-2973 ohm-m) basamento roccioso(3.419-13.695 ohm-m). Le rocce superficiali e fratturate ospitano le falde o zone acquifere. Due tipi di curve VES individuate sono HA e H. Le mappe di idro-resistività prodotte dall'interpretazione dei dati sono una mappa di resistenza trasversale, una mappa 3D del piano di resistenza trasversale totale, una mappa totale di conduttività longitudinale, una mappa 3D di conduttività longitudinale di superficie, una mappa del rilievo sotterraneo e una mappa della griglia Vector del rilievo sotterraneo. Il coefficiente di riflessione e i valori di contrasto calcolati e le diverse mappe di idro-resistività indicano i migliori punti in cui posizionare pozzi (Anudu *et al.*, 2011).

1.4.1.5. Mappatura dei percorsi preferenziali del flusso delle acque sotterranee

Nello studio delle sorgenti montane è fondamentale conoscere la tipologia di alimentazione e le caratteristiche geologiche locali. In particolare, la conoscenza delle condizioni idrogeologiche è importante per progettare opere di captazione e per valutare il grado di vulnerabilità della sorgente.

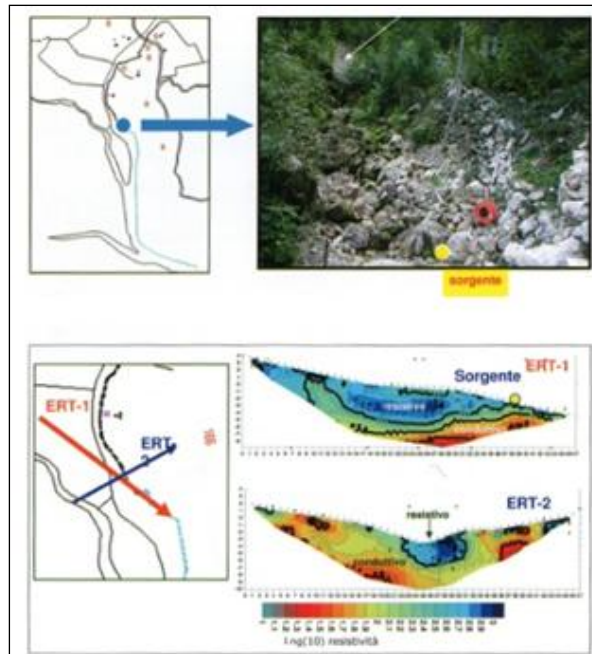


Figura 30: Modelli tomografici ottenuti con il metodo geoelettrico (Naldi e Fantini, 2007).

Il metodo geoelettrico può essere particolarmente utile in ambienti montani caratterizzati da contesti difficili o comunque non idonei ai metodi di acquisizione con elettrodi tradizionale, perché la presenza d'acqua nel sottosuolo determina una riduzione della resistività elettrica (Naldi e Fantini, 2007).

1.4.1.6. Stima di profondità e spessore di discariche; rilevamento di disomogeneità al loro interno

Una campagna di misure geoelettriche è stata condotta nel Comune di San Casciano Val di Pesa (FI), su una superficie di circa 18.000 mq interessata da smaltimenti di residui dell'attività di un preesistente inceneritore che in alcuni punti affioravano e in altri erano stati messi in evidenza attraverso trincee esplorative. L'estensione dell'area interessata non era ben definibile sulla base delle sole osservazioni di superficie, tanto da non consentire una stima di superfici e volumi coinvolti. Le indagini geoelettriche consentono infatti di determinare la presenza del corpo conduttore nel sottosuolo (Begliomini e Censini, 2005).

1.4.1.7. Mappatura di pennacchi di contaminazione

L'uso della geoelettrica per la verifica di discariche ha come obiettivi:

- definire i limiti laterali e verticali di discariche note o abusive;
- valutare la presenza del telo basale di impermeabilizzazione;
- valutare la presenza di un telo superiore.

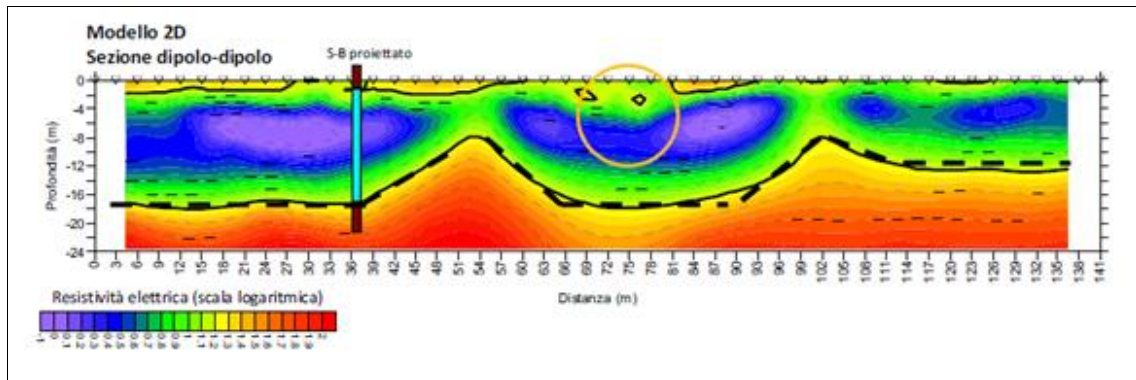


Figura 31: Geotermica di una discarica di fanghi industriali inertizzati in provincia di Trento (Naldi e Fantini, 2008).

Le indagini geoelettriche misurano la resistività elettrica apparente che evidenzia la geometria del corpo della discarica e la presenza del telo basale o di copertura superiore, e la polarizzazione indotta, che evidenzia la presenza di corpi metallici o rifiuti contenenti metalli e la presenza di fluidi inquinanti o di percolato.

1.4.1.8. Monitoraggio cambiamenti proprietà elettriche sottosuolo

I siti di smaltimento dei rifiuti solidi urbani possono essere fonte di contaminazione delle acque sotterranee soprattutto in zone umide, in cui l'umidità supera la capacità di assorbimento della discarica. L'immagine geoelettrica bidimensionale negli studi sull'inquinamento del sottosuolo mappa la distribuzione di resistività dei materiali nel sottosuolo, fornendo informazioni generali sulla stratificazione dei rifiuti interrati e dei terreni contaminati e indicando la profondità del substrato roccioso sotto le linee di traslazione. Infatti il suolo e l'acqua contaminata hanno di solito un valore di resistività significativamente più basso. Il metodo di *imagining* è stato utilizzato per mappare il sottosuolo e le acque sotterranee contaminate in tre siti di smaltimento dei rifiuti solidi urbani - Ampar Tenang (discarica aperta), Bukit Kemuning (discarica coperta) e Taiping - controllando un totale di 22 linee di resistività 2D. I risultati dei valori di resistività misurati ottenuti nei tre siti

definiscono i pennacchi contaminati come elettricamente conduttivi con anomalie dal valore di resistività relativamente basso, inferiore a 10 ohm-m (Samsudin *et al.*, 2006).

1.4.1.9. Individuazione di cavità sotterranee

La tecnica di indagine geoelettrica è stata usata nella prospezione con misure multielettrodo di resistività nell'ambito del progetto di ricostruzione di un fabbricato ad uso residenziale nel Comune di Ponza (LT).



Figura 32: Alcune fasi dell'indagine (Catalano, 2008).

L'indagine è stata effettuata per determinare le caratteristiche elettriche dei litotipi presenti in area progettuale e, conseguentemente, individuare presunte cavità nel sottosuolo. L'acquisizione dati è stata preceduta dalla verifica dell'assenza di resistenze di contatto, ovvero del valore di resistenza proprio dell'interferenza elettrica data da uno scadente contatto elettrodo-terreno. Prima di procedere si è verificato il buon contatto elettrico tra gli elettrodi e il mezzo da investigare, la pavimentazione. Sono inoltre sempre da tenere presenti le variabili meteorologiche, come umidità, vento e temperatura (Catalano, 2008).

1.4.1.10. Classificazione di materiale coesivo e non coesivo

Con l'espansione dei centri abitati e delle strade nelle zone di montagna crescono i rischi connessi alla caduta di massi e alle frane. Di conseguenza, è urgente delineare i pendii montani a rischio di crollo in modo sicuro e non invasivo. A questo scopo, è stata sviluppata una tecnica tomografica a rifrazione sismica 3D applicandola a un pendio di montagna instabile, che si

muove al 0.01-0.02 m/anno verso il fondovalle. Gli spostamenti registrati in una vasta regione di gneiss esposto hanno basse velocità apparenti, da 0,2 m a >100m. L'inversione dei *traveltimes* del primo arrivo produce una tomografia 3D che rivela la presenza di un enorme volume di roccia di infima qualità, con velocità da bassissima a molto bassa. Questi valori sono sorprendentemente bassi rispetto alla velocità media orizzontale determinata da analisi di laboratorio delle rocce intatte raccolte presso il sito oggetto di indagine. Le velocità estremamente basse sono probabilmente dovute alla presenza di crepe, zone di frattura e faglie di varia scala. Esse si estendono a più di 35 m di profondità in un'area di 200×150 m che comprende il segmento mobile del versante della montagna, attraversato da un certo numero di aperture continue in zone fratturate con e di faglie, e una gran parte del pendio stazionario adiacente. Benché i rischi legati al segmento mobile fossero conosciuti fin dalle grandi frane del 1991, non erano noti quelli relativi all'adiacente massa di roccia stazionaria di bassa qualità (Heincke *et al.*, 2006).

1.4.2. Cenni teorici

Nozioni base

I metodi di resistività di corrente diretta usano fonti artificiali di corrente per produrre un campo di potenziale elettrico sul terreno. In quasi tutti i metodi di resistività, una corrente è introdotta nel terreno attraverso degli elettrodi inseriti in esso (C1 e C2) e il campo di potenziale è misurato usando altri due elettrodi (P1 e P2) come mostrato nella fig. 33. La fonte di energia può essere corrente diretta o corrente alternata a bassa frequenza (0.1 – 30 Hz). Lo scopo di generare e misurare il campo di potenziale elettrico è di determinare la distribuzione di resistività nel terreno. Conoscendo, oltre al potenziale tra P1 e P2, anche la corrente introdotta attraverso C1 e C2 e la configurazione degli elettrodi, si può determinare la resistività, chiamata resistività apparente.

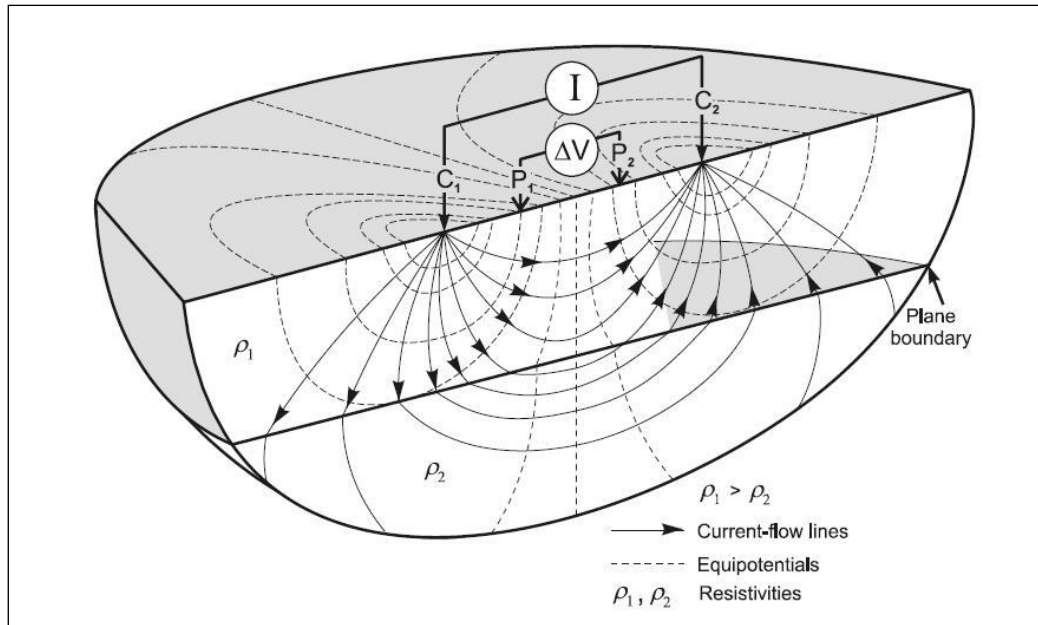


Figura 33: Principio di misurazione di resistività con un sistema a quattro elettrodi (Seidel e Lange, 2007).

Le misurazioni di resistività possono essere fatte anche sulla superficie del terreno, tra due fori, o tra un solo foro e la superficie del terreno. Con speciali cablature, possono essere fatte anche sotto la superficie di laghi, fiumi e aree costiere. Si possono usare i seguenti metodi:

- mappatura;
- scandagliamento verticale usando l'elettricità (VES);
- combinazione di scandagliamento e mappatura;
- sondaggio di resistività tridimensionale;
- tomografia di resistività elettrica.

I metodi di **mappatura** usano elettrodi fissi distribuiti sul terreno per determinare i cambiamenti di resistività laterale lungo un determinato percorso con una profondità di investigazione che può variare da pochi centimetri ad alcuni metri e dipende dalla distribuzione degli elettrodi. I risultati sono normalmente interpretati in maniera qualitativa. Mappe dei contorni delle resistività apparenti permettono il delineamento dei confini orizzontali delle strutture geogeniche e dei lineamenti antropogenici, come ad esempio le discariche, ma anche delle condizioni idrogeologiche.

L'obiettivo dei **VES** è determinare la distribuzione verticale della resistività del terreno. Molti di questi sondaggi danno anche informazioni sull'estensione orizzontale delle strutture presenti sottoterra, arrivando ad una profondità di

oltre 100 metri. I dati possono essere interpretati con notevole abbondanza e buona qualità. Attraverso i modelli di resistività si possono individuare i confini degli strati geoelettrici, ma non necessariamente degli strati litologici. Per una miglior correlazione con la geologia, i dati geoelettrici dovrebbero essere correlati ai risultati di altri metodi geofisici, come per esempio sezioni di riflessione o rifrazione sismica (Seidel e Lange, 2007).

Gli **scandagliamenti** e le **mappature** possono essere accoppiati in un singolo processo (di immagine 2D) per lo studio di strutture geologiche complicate con cambiamenti significativi di resistività orizzontale. Questa combinazione dà informazioni dettagliate sia orizzontalmente che verticalmente lungo il percorso analizzato. Questa è la tecnica più frequentemente utilizzata negli studi ambientali.

I **sondaggi di resistività tridimensionale** e le **tomografie di resistività elettrica** danno informazioni su strutture complesse. Nella pratica non giocano un ruolo determinante nei siti di investigazione geofisica, poiché sono ancora molto costose e necessitano di tempi lunghi per l'acquisizione dei dati. Un elettrodo che introduce una corrente elettrica genera un potenziale V_r a una distanza r dalla sorgente.

Se entrambe le sorgenti e i punti da misurare sono sulla superficie di un semipiano omogeneo con resistività σ , questo potenziale è dato da:

$$V_r = \frac{\rho I}{2 \pi r} \quad (1.4.1.)$$

Nel caso di una schiera di quattro elettrodi composta da due elettrodi correnti (C1, C2) che introduce una corrente $\pm I$, la differenza di potenziale ΔV tra i potenziali elettrici P1 e P2 può essere calcolata come segue:

$$\Delta V = \rho I \left[\frac{1}{2\pi} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_3} + \frac{1}{r_4} \right) \right] \quad (1.4.2.)$$

dove $r_1 = C_1P_1$, $r_2 = C_1P_2$, $r_3 = C_2P_1$ e $r_4 = C_2P_2$

Sostituendo il fattore tra le parentesi quadre con $1/K$, si ottiene la resistività del semispazio omogeneo come segue:

$$\rho = K \frac{\Delta V}{I} \quad (1.4.3.)$$

Il parametro K, fattore di configurazione o fattore geometrico, può essere facilmente calcolato per tutte le configurazioni pratiche. La tabella 2 dà i parametri K per le matrici più comunemente utilizzate nelle indagini sul campo. Per le condizioni non omogenee, l'equazione (1.4.3.) dà la resistività di un equivalente semispazio omogeneo.

Per questo valore è introdotto il termine apparente di resistività ρ_a , che è normalmente assegnato al centro della schiera di elettrodi. Per una schiera di quattro elettrodi, la corrente e il potenziale degli elettrodi sono interscambiabili. Questo concetto (principio di reciprocità) può essere usato in un sistema con molti elettrodi per migliorare il rapporto segnale-rumore.

Ci sono moltissime disposizioni di elettrodi, ma ne vengono utilizzate solamente alcune. Le più comuni sono elencate nella Tabella 2. Ogni configurazione ha i suoi vantaggi e i suoi svantaggi, che riguardano la profondità di investigazione, la risoluzione delle strutture orizzontali e verticali, la capacità di trovare cambiamenti orizzontali di resistività (effetti laterali) e di disomogeneità, la profondità dei bersagli, avvallamenti ecc. La configurazione appropriata va selezionata a seconda delle caratteristiche della maglia di elettrodi e dell'obiettivo. Anche le qualità logistiche del sondaggio sono essenziali per la buona riuscita dell'operazione. Una valutazione completa delle configurazioni è data da Ward (1990).

Il tipo di elettrodi selezionati per un sondaggio sulla resistività gioca un ruolo fondamentale per quanto riguarda la risoluzione e la profondità di indagine. Per i sondaggi di resistività (VES), la risoluzione verticale riporta quanto sottile possa essere uno strato per essere rilevato da una sequenza visiva.

Negli ultimi anni, le misurazioni di resistività 2D con un sistema multielettrodo sono diventate significativamente importanti, specialmente per le indagini ambientali (Barker, 1981; Dahlin, 1996). La risoluzione verticale e orizzontale delle strutture in profondità e la distribuzione di resistività laterale rientra negli studi con sondaggio 2D. Gli schemi di inversione 2D sono stati sviluppati sfruttando i miglioramenti della tecnica (Dey e Morrison, 1979; Barker, 1992).

Nel caso di indagini 2D, si ipotizza che la resistività del terreno vari lungo la direzione verticale ed una sola direzione orizzontale. Non c'è variazione di

resistività nella seconda direzione orizzontale. Di conseguenza, il sondaggio dovrebbe correre perpendicolarmente a tali assi (Seidel e Lange, 2007).

| Electrode array | Electrode configuration | Configuration factor |
|---|-------------------------|--|
| Wenner Wenner α Lee | | $K = 2\pi a$ |
| Schlumberger | | $K = \pi n(n+1)a$ $n > 3$ |
| dipole-dipole axial dipole Wenner β | | $K = \pi n(n+1)(n+2)a$ |
| pole-dipole half Schlumberger Hummel | | $K = 2\pi n(n+1)a$ $n > 3$ |
| pole-pole | | $K = 2\pi a$ |
| gradient | | $K = 2\pi \left[\frac{1-X}{(Y^2 + (1-X)^2)^{3/2}} + \frac{1+X}{(Y^2 + (1+X)^2)^{3/2}} \right]^{-1}$ $(X = \frac{x}{\Delta}, Y = \frac{y}{\Delta})$ |
| surface-borehole dipole-dipole pole-dipole pole-pole | | |
| in boreholes dipole-dipole pole-dipole pole-pole | | |

Tabella 2: Alcune disposizioni di elettrodi arrays for la misurazione di resistività (Seidel e Lange, 2007).

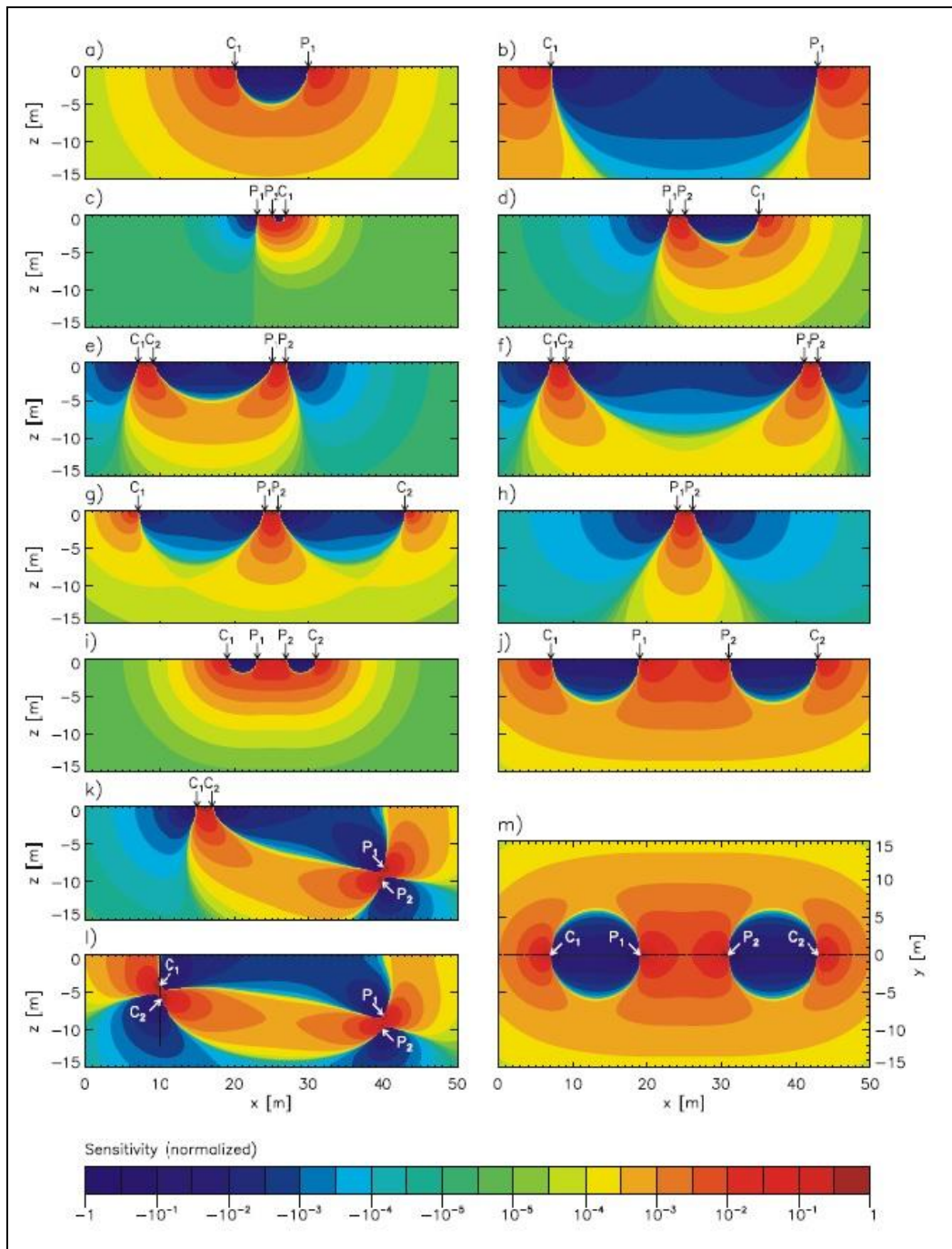


Figura 34: Sensibilità della distribuzione di elettrodi, esempi della distribuzione di sensibilità in un semispazio omogeneo: (a,b) polo-polo, (c,d) polo-dipolo, (e,f) dipolo-dipolo, (g,h) disposizione Schlumberger, (i,j) disposizione Wenner, (k,l) dipolo-dipolo con elettrodi in fori, (m) disposizione Wenner ma con piano x-y-plane di sensibilità. Tutti i grafici sono normalizzati relativamente al massimo di ciascuna matrice (Friedel, 2000).

Nel caso di indagine 1D, si presume che il terreno corrisponda ad un modello a strati orizzontali. In pratica, questo requisito è soddisfatto se il salto degli strati è inferiore a 10° . L'indagine 1D è molto spesso usata per sondaggi elettrici verticali. La possibilità di effettuare ispezioni 2D o 3D deve essere preferita quando è prevista l'indagine VES. I limiti della modellazione 1D

rispetto a quella 2D sono discussi da Schulz e Tezkan (1988) e Beard e Morgan (1991).

Nozioni di petrofisica

I metodi di resistività sono utili solo se la resistività dell'obiettivo differisce significativamente da quella del materiale che lo circonda. Per una mappatura di un sondaggio geoelettrico e per l'interpretazione dei dati, è molto importante conoscere le resistività dei materiali dell'area di studio. Quella di alcuni di essi, compresi i rifiuti domestici e industriali, è elencata nella seguente tabella.

| Material | Resistivity (in Ωm) | |
|-------------------------------|------------------------------------|-------------------|
| | minimum | maximum |
| gravel | 50 (water saturated) | $>10^4$ (dry) |
| sand | 50 (water saturated) | $>10^4$ (dry) |
| silt | 20 | 50 |
| loam | 30 | 100 |
| clay (wet) | 5 | 30 |
| clay (dry) | | >1000 |
| peat, humus, sludge | 15 | 25 |
| sandstone | <50 (wet, jointed) | $>10^5$ (compact) |
| limestone | 100 (wet, jointed) | $>10^5$ (compact) |
| schist | 50 (wet, jointed) | $>10^5$ (compact) |
| igneous and metamorphic rock | <100 (weathered, wet) | $>10^6$ (compact) |
| rock salt | 30 (wet) | $>10^6$ (compact) |
| domestic and industrial waste | <1 | >1000 (plastic) |
| natural water | 10 | 300 |
| sea water (35‰ NaCl) | 0.25 | |
| saline water (brine) | <0.15 | |

Tabella 3: Resistività di alcuni materiali (Seidel e Lange, 2007).

La resistività di una roccia satura con un'alta concentrazione di acqua può essere significativamente più bassa di quella data nella tabella. I sedimenti di sabbia che contengono acqua possono avere la stessa resistività dell'argilla. In questi casi è difficile distinguere tra strati di sabbia e di argilla sulla base della sola resistività. I dati di una combinazione di metodologie dovrebbero essere usati per identificare la litologia sotto la superficie e le strutture.

Pianificare un'indagine

Prima di iniziare un rilevamento, è necessario selezionare il tipo ottimale di misurazione (mappatura/profilatura, scandagliamenti o immagini 2D). La

decisione è influenzata dalla geologia e dalla topografia dell'area di studio, dalle dimensioni della zona, ma anche da considerazioni economiche.

Per l'elaborazione dei dati e la loro interpretazione si raccolgono prima tutte le informazioni disponibili sui risultati di perforazione, sulla geologia e idrogeologia (in particolare sulla profondità della falda e sulla direzione del flusso delle acque sotterranee) e sulle potenziali fonti di disturbo (tubi metallici, linee elettriche, oggetti industriali). Sarebbe utile avere a disposizione anche i valori di resistività dei materiali presenti e tutte le informazioni su possibili ostacoli presenti nel suolo.

È essenziale scegliere il numero di elettrodi più appropriato per il problema, in quanto ogni tipo di distribuzione ha i suoi vantaggi e svantaggi.

Sia la distribuzione di Schlumberger che quella di Wenner hanno un'ottima risoluzione verticale ma, a causa della geometria dell'elettrodo, una risoluzione laterale inferiore.

La profondità di indagine comunemente usata utilizza, di regola, il rapporto $L/6$ o $L/4$, dove L è la distanza tra i due elettrodi più esterni. Altri punti importanti nella pianificazione di un sondaggio sono la dimensione e la posizione della zona di indagine. L'area di indagine dovrebbe essere un po' più grande rispetto all'obiettivo da esaminare (ad esempio, una discarica nascosta) per determinare correttamente i confini.

Le misure di resistività possono essere influenzate ed alterate in aree popolate da vari elementi di disturbo, come recinzioni metalliche a terra, tubi metallici e cavi interrati, linee elettriche, protezioni contro la corrosione elettrica per le tubazioni o correnti di dispersione generate da impianti industriali, tram e treni.

Tipologie di misurazioni geoelettriche

Mappatura e profilatura

I metodi di mappatura/profilatura forniscono informazioni sulla distribuzione di resistività laterale entro un certo limite di profondità. Sono utilizzati principalmente per delineare i confini delle discariche nascoste o per localizzare pennacchi di contaminazione, cioè le estensioni dell'area contaminata. Uno schieramento di elettrodi, i cui parametri vengono mantenuti fissi, viene distribuito lungo un percorso (profilatura) o, se possibile, su una

griglia regolare (mappatura). Così facendo la profondità di indagine varia anche in presenza di variazioni di resistività nel sottosuolo. I parametri geometrici dello schieramento devono essere corretti, in modo da ottenere la profondità necessaria di indagine per visualizzare l'obiettivo nel sottosuolo.

Il percorso o le linee della griglia di rilevazione devono essere stabiliti prima di iniziare l'indagine. I risultati della mappatura e della profilatura sono rappresentati attraverso grafici a colori. Se vi è un terreno accidentato sotto l'area di indagine, è necessaria una correzione topografica prima della mappatura finale. Se alcuni dei valori di resistività nell'area sono noti, la litologia dell'area del sondaggio può essere derivata e si possono delineare variazioni laterali (ad esempio, i bordi di discariche nascoste).

Uno dei problemi di questa tipologia di misurazione è che mappatura e profilatura hanno bisogno di almeno 3 o 4 persone per lo svolgimento della prova. Un altro problema è la lunghezza dei cavi che devono essere spostati in situ per realizzare questo tipo di indagine (Seidel e Lange, 2007).

Sondaggi elettrici verticali (VES)

I sondaggi elettrici verticali (VES) sono stati per molti anni il metodo più utilizzato nelle indagini di resistività; lo sono ancora, quando la profondità di indagine è superiore ai 100 m, anche se i sondaggi elettromagnetici transienti (TEM) si stanno diffondendo per queste profondità. Sono utilizzati anche per esaminare problemi ambientali in prossimità della superficie, anche se ultimamente si preferisce usare l'indagine 2D.

Si usano per indagare terreno stratificato orizzontalmente e per fornire informazioni su spessori e resistività, permettendo di trarre conclusioni sulla litologia e la composizione dei fluidi interstiziali (ad esempio acque sotterranee).

A causa della sua elevata risoluzione verticale, l'allineamento più utilizzato è quello di Schlumberger. La qualità dei dati dovrebbe essere controllata in situ tracciando un grafico. In questo modo l'operatore è in grado di reagire a valori anomali dei dati risultanti, per esempio, da un accoppiamento galvanico insufficiente degli elettrodi con il suolo o da errori geometrici. In presenza di terreni accidentati, l'elevazione di ogni posizione del sondaggio deve essere determinata tramite livellamento.

I risultati possono essere interpretati sia qualitativamente che quantitativamente. Questo tipo di mappa è simile a quella ottenuta in un sondaggio di mappatura, anche se le distanze degli elettrodi sono comunemente più grandi.

Se i sondaggi vengono effettuati lungo un certo percorso e la distanza tra gli elettrodi non è troppo grande, i risultati possono essere visualizzati come pseudosezioni di resistività apparente, dando così una visuale approssimativa delle strutture geologiche analizzate.

L'interpretazione quantitativa di sondaggi di resistività richiede informazioni sulla geologia locale e una buona conoscenza del metodo, compresi i suoi limiti. Sono disponibili programmi informatici per l'inversione dei dati, che ne permettono l'elaborazione.

Si inizia creando un modello di partenza. Il programma consente il mascheramento di punti che creano disturbo e che incorporano a priori informazioni sulla geologia locale in maniera errata.

Il secondo passo consiste nell'inversione automatica per confermare e perfezionare il modello. Si adattano i dati deviandoli in un intervallo di errore definito. Con questo valore è possibile arrivare alla terza fase, ottenendo un modello geologicamente più plausibile del modello di *best-fit* e ancora accettabile entro i limiti di errore.

Il modo migliore invece per ottenere una interpretazione realistica dei fondali è di correlare i sondaggi con dati di pozzi litologici.

L'interpretazione dei dati è un processo iterativo, perché i risultati dei singoli sondaggi devono sempre essere regolati in base ai risultati dei fondali vicini. Il risultato finale di un'interpretazione quantitativa può essere presentata come un modello geologico derivato dai dati del sondaggio. I bordi dello strato e gli spessori possono essere determinati dai risultati di diversi sondaggi regolarmente distribuiti. Le delimitazioni degli strati non corrispondono necessariamente ai confini litologici, ma rappresentano significative variazioni delle proprietà elettriche (Seidel e Lange, 2007).

Indagini geoelettriche di resistività 2D

L'importanza delle indagini geoelettriche di resistività 2D è cresciuta negli ultimi anni, a causa dell'elevata risoluzione e del costo relativamente basso,

perché il driver di acquisizione dati permette di utilizzare un limitato numero di operatori.

A causa della capacità prestazionale degli strumenti disponibili, le indagini 2 D sono generalmente limitate alla profondità di circa 100 m.

La procedura di misurazione consiste in un allineamento di elettrodi Wenner, con l'utilizzo di un cavo *multi-core* per il collegamento degli elettrodi. La distanza tra gli elettrodi di base è variabile, ma essi devono essere posizionati a uguali distanze lungo il percorso; per ottenere dati ad alta qualità, ci deve essere un buon accoppiamento galvanico tra elettrodi e terreno. L'acquisizione dei dati inizia dopo che i cavi sono collegati alla scatola di commutazione ed i contatti degli elettrodi sono stati controllati. Le misurazioni sono controllate da un microprocessore o da un computer (Barker, 1981).

I livelli di profondità del sondaggio possono essere variati aumentando la distanza tra gli elettrodi. La resistività apparente è tracciata in base alla posizione e alla separazione tra gli elettrodi. Per l'allineamento di elettrodi di Wenner, la posizione sul percorso è data dal centro dell'allineamento e dalla profondità della spaziatura degli elettrodi attuali. Se il percorso è maggiore della lunghezza totale di questi due cavi, il primo cavo è posto alla fine e viene effettuata una nuova misurazione. Il primo risultato di un sondaggio di resistività 2D è una pseudosezione lungo il percorso (Edwards,1977). Le pseudosezioni visualizzano l'apparente resistività in funzione della posizione e della distanza tra elettrodi, indirettamente correlata alla profondità di indagine dell'allineamento (Roy e Apparao, 1971; Barker, 1989).

Le pseudosezioni forniscono un quadro iniziale della geologia del sottosuolo. L'inversione dei dati misurati è necessaria per l'interpretazione finale; questo processo trasforma le resistività apparente in un modello 2D. Esistono programmi informatici apposti per effettuare le inversioni (Shima, 1990; Barker, 1992; Loke e Barker,1995 e 1996). A seconda dell'algoritmo utilizzato, il risultato è un modello paragonabile al risultato di un inversione 1D. Il modello utilizzato per l'inversione consiste in un numero di celle rettangolari (blocchi), le cui dimensioni sono determinate automaticamente come funzione della distanza tra elettrodi, o manualmente dall'utente. In generale, la dimensione delle celle aumenta con l'aumento della profondità e verso l'inizio e la fine di

un allineamento, a causa della diminuzione della sensibilità spaziale in queste zone.

Tutti i programmi di inversione richiedono un modello di partenza ragionevole (da stimare). Questo modello è determinato dal programma stesso o da un utente definito (Barker, 1989; Zohdy, 1989). Il modello finale è calcolato con una serie di processi che comprendono la modellazione e l'inversione dei dati *step-by-step*. Questo continua fino a quando viene raggiunto il numero di iterazioni massimo. Il programma di modellazione deve permettere la modifica interattiva dei parametri. Per i terreni accidentati, il programma dovrebbe essere in grado di comprendere la correzione topografica dei dati misurati.

Nonostante le capacità dei programmi, la valutazione finale dei risultati di inversione deve essere fatta dall'utente, cioè dal geofisico. A causa del numero limitato di valori e della precisione dei dati, i risultati sono ambigui, e l'ambiguità può essere ridotta soltanto includendo tutte le informazioni disponibili.

Il risultato finale di un'indagine di resistività 2D è una sezione trasversale della resistività della roccia calcolata lungo la linea del percorso. La sezione dovrebbe includere l'interpretazione strutturale dei dati di resistività (ad esempio, la falda o i bordi di una discarica di rifiuti). Se la distanza tra profili non è troppo grande, possono anche essere derivate sezioni di resistività orizzontale per le diverse profondità (Seidel e Lange, 2007).

Errori nei risultati

Il metodo di resistività a corrente diretta, essendo un metodo a campo di potenziale, mostra alcuni problemi considerevoli. Nel caso di indagini VES, il problema è legato allo spessore dello strato e alla sua resistività.

Il principio di equivalenza, nel caso a 1D, permette di arrivare ad una sola conclusione per i parametri dello strato (spessore e resistività). Per livelli conduttivi, può essere determinato solo il rapporto spessore/resistività, mentre per livelli a più alta resistenza può essere determinato solo il prodotto tra spessore e tempo di resistività. Questo significa che quando la resistività e lo spessore variano tra certi limiti, il loro prodotto rimane costante e non si nota nessuna differenza nel grafico dei sondaggi. Spessore e resistività sono uniti e non possono essere determinati separatamente. Poiché questo principio

risulta in livelli differenti ma equivalenti, adattando la curva senza un *range* di errore, è importante correlare i dati dei sondaggi di resistività con i dati dei fori dell'area di investigazione.

Il principio della soppressione si applica quando uno strato ha una resistività media compresa tra la resistività dello strato sottostante e quella dello strato soprastante. Uno strato può essere investigato in modo efficace se il suo spessore è maggiore della sua profondità e se la sua resistività differisce da quella dello strato di copertura. Modellando i dati delle indagini VES, una serie di strati sottili sarà meglio rappresentata rispetto ad un solo strato con resistività conosciuta.

Ci sono ancora problemi con la determinazione degli intervalli nei modelli 2D e 3D. L'inversione 2D è influenzata da vari fattori: la struttura della griglia usata per l'approssimazione delle strutture geologiche, i dati limitati sulla densità e gli errori di questi dati. Il risultato è influenzato anche dalla distribuzione della configurazione degli elettrodi. L'inversione usando confini regolari indica che, per una buona qualità dei dati con una densità sufficientemente alta, ottiene l'equivalente 2D con piccole variazioni. Per soluzioni equivalenti il divario tra i dati osservati e i dati calcolati è molto piccolo in questi casi. I modelli che non sono corretti possono essere identificati prontamente sulle basi di divari nei dati molto larghi (Seidel e Lange, 2007).

1.4.3. Strumentazione

L'equipaggiamento base per la misurazione di resistività attraverso corrente diretta è composto da un trasmettitore, un ricevitore, una batteria che genera corrente, elettrodi e cavi. Il trasmettitore, il ricevitore e la batteria possono essere raggruppati in una singola unità o possono essere separati. Di solito, sono usati diversi tipi di corrente:

- corrente diretta;
- corrente alternata a bassa frequenza;
- pulsazioni quadre di corrente elettrica con cambio di polarità.

Gli strumenti più moderni usano onde quadre pulsate di corrente diretta o sinusoidale a bassa frequenza per evitare la polarizzazione degli elettrodi. I trasmettitori producono un voltaggio costante o un'immissione costante di

corrente. In ogni caso, sarebbe opportuno misurare il voltaggio e la quantità di corrente trasmessa e memorizzare i dati insieme alla resistività.

La potenza del trasmettitore varia da 10W a 3W, il voltaggio in uscita può variare da un minimo di 50V a un massimo di 2000V, la corrente in uscita da 1mA a 10 A. La corrente e il tempo del ciclo sono stabiliti automaticamente. La potenza della batteria di supporto deve essere scelta a seconda della potenza di uscita che deve essere generata.

Il ricevitore dovrebbe avere una resistenza in entrata maggiore di 10M Ω ed essere equipaggiato con filtri per la ricezione di linee di potenza tra i 50 e i 60 Hz. La precisione dei lettori di voltaggio degli strumenti oggi usati è intorno a 1 μ V e quello delle resistività misurate è intorno al $\pm 1\%$, operando con una temperatura che varia da -20°C a 70°C. La maggior parte degli strumenti porta un aumento di segnale riunendolo e filtrandolo allo stesso modo del tracciamento e della soppressione del potenziale autonomo automatico. Alcuni ricevitori inoltre sono in grado di misurare la carica.

Sarebbe vantaggioso se l'equipaggiamento potesse essere usato per mappare e per scandagliare sia le misurazioni 2D che quelle 3D. Un ulteriore cambio di unità è necessario per le misurazioni 2D e 3D per attivare gli elettrodi individualmente. Per alcuni strumenti è richiesto un PC per l'acquisizione dei dati e la loro rappresentazione. Il *software* che acquisisce i dati prende in considerazione la configurazione degli elettrodi, il loro allineamento e altri parametri dell'indagine.

Gli elettrodi in acciaio inox sono la scelta migliore per l'accoppiamento galvanico degli elettrodi con il terreno, poiché durano più a lungo e hanno un potenziale autonomo abbastanza basso quando sono conficcati nel terreno.

Per avere una bassa resistenza al contatto, gli elettrodi dovrebbero essere lunghi almeno 0.5m e avere un diametro di 1 cm. Per le indagini VES con una distribuzione degli elettrodi molto vasta, un fascio di vari aghi metallici può essere usato come elettrodo per migliorare l'accoppiamento galvanico.

Il tipo di cavi usati dipende da quale tipo di misurazione vogliamo fare. Per mappature e scandagliamenti verticali sono sufficienti cavi unipolari isolati da gomma o plastica aventi sezione di 1.5 mm².

Cavi multipolari sono usati per le misurazioni 2D e 3D. Ci sono due tipi di operazioni comunemente usate. La prima utilizza elettrodi passivi connessi, attraverso dei cavi, a una scatola scambiatrice contenente 20 o più nuclei. L'altro tipo di operazione usa elettrodi attivi: un cavo contenente solo alcuni nuclei, che sono usati per trasmettere corrente e per le comunicazioni, così come per la misura del voltaggio, è connesso a una scatola indirizzabile a ogni elettrodo. La scatola indirizzabile è usata per scambiare l'elettrodo tra la modalità attiva e quella passiva.

In pratica, il primo tipo è più facile da gestire, ma i cavi diventano molto pesanti per elettrodi distribuiti in uno spazio molto vasto (>5 m). La comunicazione tra i nuclei può influenzare l'acquisizione dei dati in ambienti a bassa resistività; inoltre è meglio usare cavi a nuclei schermati e separati. Il vantaggio della seconda tipologia consiste nel fatto che le comunicazioni sono ridotte poiché i nuclei hanno tutti una sezione più larga. In più è più facile incrementare il numero di elettrodi e utilizzare una distribuzione anche superiore ai 10 metri. Per le indagini a 3 dimensioni gli strumenti multicanale sono essenziali per ridurre il tempo di acquisizione dei dati ad un livello accettabile (Seidel e Lange, 2007).

1.5. Analisi termografiche

L'analisi termografica è applicata a manufatti artistici ed architettonici. Essa può essere applicata a vaste porzioni di muratura senza contatto diretto, in quanto utilizza radiazioni infrarosse.

Ogni materiale emette energia sotto forma di radiazioni elettromagnetiche, è caratterizzato da una propria conducibilità termica e da un proprio calore specifico, cioè la capacità di trattenere calore. Per questo motivo, in ogni oggetto composto di materiali diversi che viene riscaldato, i diversi componenti assumono temperature diverse in relazione alle differenze tra conducibilità e calore specifico (Binda *et al.*, 1999).

Con l'analisi termografica passiva si analizza la superficie a temperatura ambiente, mentre con quella attiva si riscalda la superficie da esaminare. La termografia insomma rileva e suddivide le radiazioni infrarosse emesse dai

punti di un corpo in un certo istante, dandone un'immagine termica visualizzabile attraverso scale di colori o toni di grigio. Ad ogni colore o tono corrisponde un intervallo di temperatura nell'ordine della frazione di grado.

Viene utilizzata per rilevare la morfologia di murature intonacate o affrescate dove non sia possibile il contatto diretto.

Viene utilizzata anche per:

- l'individuazione di vuoti o cavità;
- l'individuazione di inclusioni di materiali;
- l'indagine di strutture di cui si vogliono evidenziare anomalie e modifiche;
- la verifica della presenza di umidità;
- il rilievo di impianti per il riscaldamento, elettrici, fognari, idrici, tubazioni di vario genere.

L'indagine rileva la presenza di umidità segnalando le aree superficiali più fredde, dove si manifesta un'evaporazione continua, dovuta alla differenza di umidità relativa tra muratura e le condizioni ambientali (Binda *et al.*, 1999).

Applicazioni della termografia:

- **Ambito storico:** ricostruzione storica, individuazione di elementi celati e incorporati come elementi in pietra (archi, capitelli, portali ecc.), tamponature (finestre, porte), tessiture murarie, ammorsamenti tra edifici;
- **Ambito statico:** individua il tipo di muratura e i materiali che la costituiscono, gli elementi strutturali (pilastri architrave, archi di scarico ecc.), le strutture lignee, eventuali fratture interne, elementi metallici come staffe, chiavi, grappe, chiodi;
- **Coperture:** analisi di intonaci, affreschi, mosaici, individuazione dei distacchi, controllo di adesione dopo restauro;
- **Degrado:** controllo dello stato di degrado correlato con le informazioni disponibili alla tecnica;
- **Impianti:** individuazione di tubazioni nascoste, canne fumarie, impianti civili. In ambito termo-idrico: individuazione di anomalie termiche correlate a cicli idrodinamici, ponti termici, segnalazione di condensazione/evaporazione, risalita capillare, infiltrazioni di acqua;
- **Ispezioni di componenti a bassa tensione:** la termografia viene utilizzata per ispezioni elettriche. Quando i collegamenti elettrici si

allentano, il passaggio di corrente si scontra con una resistenza che può provocare un aumento della temperatura. Prima dell'effettivo manifestarsi del guasto, vi è una perdita dell'efficienza della rete elettrica con relativo surriscaldamento della stessa e conseguente perdita di energia;

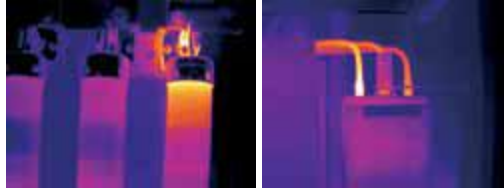


Figura 35: Fusibile danneggiato e collegamento difettoso.

- **Ispezioni di componenti ad alta tensione:** i trasformatori vengono spesso controllati con termo camere; si controllano le temperature delle alette di raffreddamento e i collegamenti dell'alta tensione per provvedere prima che insorgano problemi reali. Si controllano inoltre sezionatori, commutatori e linee ad alta tensione. Nell'immagine ad infrarossi le potenziali aree problematiche saranno indicate chiaramente;

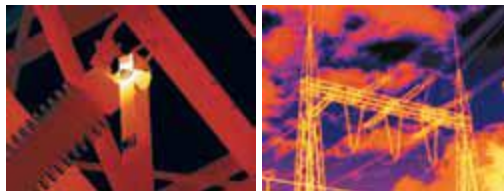


Figura 36: Collegamento non protetto e controllo linee elettriche ad alta tensione.

- **Applicazioni meccaniche:** i dati termografici forniscono informazioni complementari agli studi sulle vibrazioni nel monitoraggio di apparecchiature meccaniche;

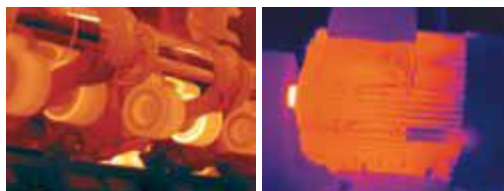


Figura 37: Rullo a temperatura sospetta e motore surriscaldato.

- **Condutture:** individuazione di problemi alle tubazioni e di difetti di isolamento. Gli scambiatori di calore vengono controllati regolarmente con l'infrarosso per rilevare eventuali tubi ostruiti. Una sola termocamera dà rapidamente il quadro completo di un'intera installazione, senza controllare singolarmente ogni tubo;

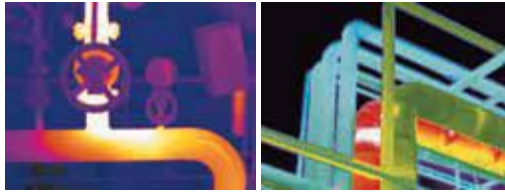


Figura 38: Cedimento dell'isolamento e scaricatore di condensa.

- **Isolamento refrattario:** diagnosi rapide e accurate per la manutenzione delle fornaci, la gestione delle perdite dell'isolamento refrattario, la diagnosi delle alette dei condensatori, ecc. (<http://pdf.directindustry.it/pdf/flir-systems/termocamere-infrarossi-automazione-industriale/7945-441911.html>).

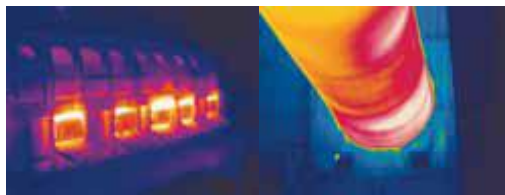


Figura 39: Isolamento difettoso e cedimento materiale refrattario.

1.5.1. Cenni teorici

Ogni oggetto con una temperatura sopra lo zero assoluto ($0\text{ °K} = -273,15\text{ °C}$) emette raggi infrarossi, invisibili all'occhio umano. Come dimostrato da Planck nel 1900, esiste una correlazione tra la temperatura di un corpo e l'intensità dei raggi infrarossi che emette. Una termocamera misura i raggi infrarossi a onda lunga ricevuti nel suo campo visivo e, in base a questi, calcola la temperatura dell'oggetto da misurare, tenendo conto dell'emissività (ϵ) della superficie dell'oggetto e della compensazione della temperatura riflessa (RTC = *Reflected Temperature Compensation*), variabili che possono essere impostate manualmente nella termocamera. La termografia è un metodo di misura passivo, senza contatto, che dà un'immagine termica (in cui ogni pixel del rilevatore rappresenta un punto termico, mostrato sul display quindi con un'immagine in falsi colori) della distribuzione della temperatura sulla superficie di un oggetto. Per questa ragione, con una termocamera non è possibile vedere dentro o attraverso gli oggetti (Auer, 2008 - <http://testoitalia.it/wp-content/uploads/2013/06/GuidaTermografia.pdf>).

Emissione, riflessione, trasmissione

La radiazione registrata dalla termocamera è composta da raggi a onda lunga emessi, riflessi e trasmessi, provenienti dagli oggetti che si trovano nel campo visivo della termocamera.

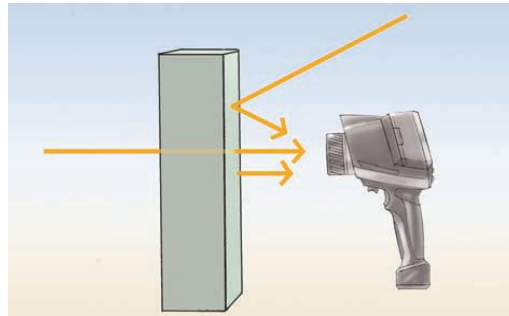


Figura 40: Principio del funzionamento di una termocamera (Auer, 2008).

L'emissività (ϵ) è un indicatore della capacità di un materiale di emettere (emanare) raggi infrarossi.

- ϵ varia in base alle proprietà superficiali, al materiale e, per alcuni materiali, anche in base alla temperatura dell'oggetto di misura;
- emissività massima: $\epsilon = 1$ (100%). $\epsilon = 1$ non si verifica mai nella realtà;
- corpi reali: $\epsilon < 1$, perché i corpi reali non solo emettono, ma anche riflettono ed eventualmente trasmettono le radiazioni;
- molti materiali non metallici (es. PVC, cemento, sostanze organiche) hanno un'emissività elevata nella gamma di infrarossi a onda lunga che non dipende dalla temperatura ($\epsilon \approx$ da 0,8 a 0,95);
- i metalli, in particolare quelli con una superficie lucida, hanno una bassa emissività che varia con il variare della temperatura;
- ϵ può essere impostata manualmente nella termocamera (Auer, 2008).

Fattore di riflessione (ρ)

Il fattore di riflessione (ρ) è la misura della capacità di un materiale di riflettere i raggi infrarossi.

- ρ dipende dalle proprietà superficiali, dalla temperatura e dal tipo di materiale;
- in generale, le superfici lisce e lucide riflettono più delle superfici ruvide e opache fatte dello stesso materiale;

- la temperatura riflessa può essere impostata manualmente nella termocamera (RTC);
- in molte applicazioni di misura, la RTC corrisponde alla temperatura ambiente. Potete misurarla usando per esempio il termometro per la misura della temperatura atmosferica;
- la RTC può essere determinata usando un radiatore di Lambert;
- l'angolo di riflessione dei raggi infrarossi riflessi è sempre uguale all'angolo d'incidenza (Auer, 2008).

Fattore di trasmissione (τ)

Il fattore di trasmissione (τ) è una misura della capacità di un materiale di trasmettere (lasciar passare) i raggi infrarossi.

- τ dipende dal tipo e dallo spessore del materiale;
- la maggior parte dei materiali non sono trasmissivi, vale a dire permeabili ai raggi infrarossi a onda lunga (Auer, 2008).

Legge di Kirchhoff sulla radiazione

I raggi infrarossi registrati dalla termocamera sono composti:

- dalla radiazione emessa dall'oggetto di misura;
- dalla riflessione della temperatura ambiente;
- dalla trasmissione della radiazione da parte dell'oggetto di misura.

Si assume che la somma di queste parti sia sempre 1 (100%):

$$\varepsilon + \rho + \tau = 1$$

Poiché la trasmissione raramente è rilevante nella pratica, la trasmissione τ è omessa e la formula

$$\varepsilon + \rho + \tau = 1$$

è semplificata in

$$\varepsilon + \rho = 1$$

Per la termografia questo significa:

Quanto minore è l'emissività:

- tanto maggiore è la quota di raggi infrarossi riflessi;
- tanto più difficile è effettuare una misura precisa della temperatura;
- tanto più importante è che la compensazione della temperatura riflessa (RTC) sia impostata correttamente.

Correlazione tra emissione e riflessione

1. Gli oggetti di misura con emissività elevata ($\epsilon \geq 0,8$):
 - hanno un fattore basso di riflessione (ρ): $\rho = 1 - \epsilon$;
 - la temperatura può essere misurata molto facilmente con la termocamera.
2. Gli oggetti di misura con emissività media ($0,8 < \epsilon < 0,6$):
 - hanno un fattore medio di riflessione (ρ): $\rho = 1 - \epsilon$;
 - la temperatura può essere misurata con la termocamera.
3. Gli oggetti di misura con emissività bassa ($\epsilon \leq 0,6$)
 - hanno un fattore elevato di riflessione (ρ): $\rho = 1 - \epsilon$;
 - la temperatura può essere misurata con la termocamera, ma i risultati devono essere esaminati molto attentamente;
 - è fondamentale impostare correttamente la compensazione della temperatura riflessa (RTC), in quanto è un fattore importante nel calcolo della temperatura.

È molto importante assicurarsi che l'impostazione dell'emissività sia corretta quando vi sono grandi differenze di temperatura tra l'oggetto di misura e l'ambiente di misura.

1. Se la temperatura dell'oggetto è superiore alla temperatura ambiente:
 - impostazioni di emissività eccessivamente alte determinano letture della temperatura eccessivamente basse;
 - impostazioni di emissività eccessivamente basse determinano letture della temperatura eccessivamente alte.
2. Se la temperatura dell'oggetto di misura è inferiore alla temperatura ambiente:
 - impostazioni di emissività eccessivamente alte determinano letture della temperatura eccessivamente alte;
 - impostazioni di emissività eccessivamente basse determinano letture della temperatura eccessivamente basse (Auer, 2008).

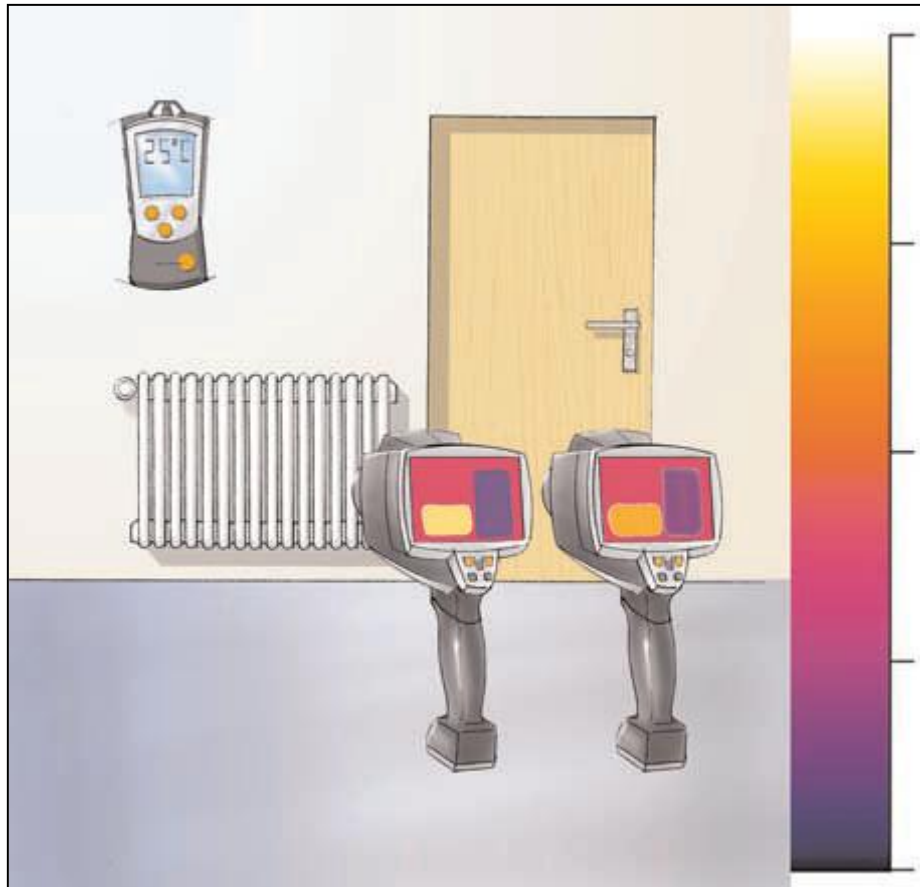


Figura 41: Rappresentazione scala colori di una termocamera (Auer, 2008).

Area di misura e distanza di misura

Occorre considerare tre variabili per determinare la distanza di misura appropriata e l'oggetto di misura massimo visibile o misurabile:

- il campo visivo (FOV);
- il più piccolo oggetto identificabile (IFOV_{geo});
- il più piccolo oggetto/area di misura misurabile (IFOV_{meas}) (Auer, 2008).

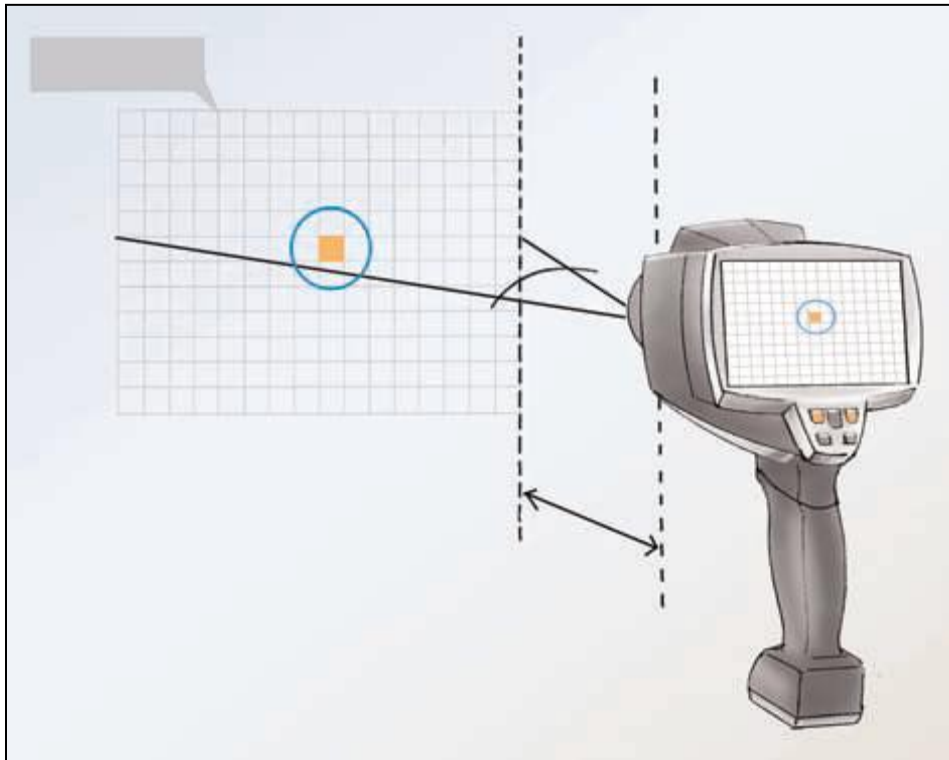


Figura 42: Il campo visivo della termocamera. (Auer, 2008).

Il campo visivo (FOV) della termocamera descrive l'area visibile con la termocamera, che è determinata dal tipo di lente usata. Bisogna inoltre conoscere la specifica per il più piccolo oggetto identificabile (IFOVgeo) della termocamera. Questa definisce le dimensioni di un pixel in base alla distanza.

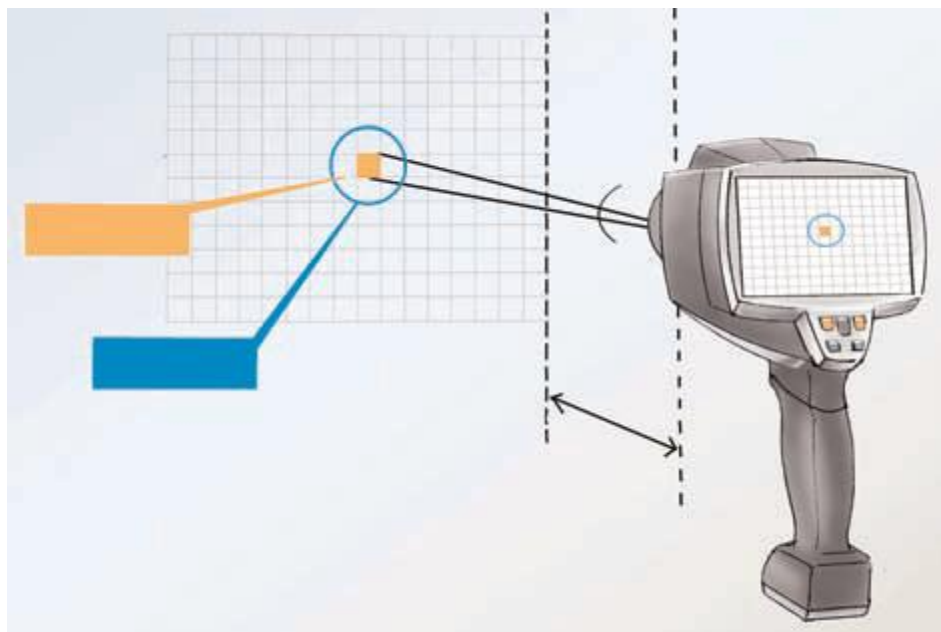


Figura 43: Campo visivo di un singolo pixel (Auer, 2008).

Con una risoluzione spaziale della lente di 3,5 mrad e una distanza di misura di 1 m, il più piccolo oggetto identificabile (IFOV_{geo}) ha una lunghezza del lato di 3,5 mm e viene mostrato sul display come un pixel. Per ottenere una misura precisa, l'oggetto di misura deve essere da 2 a 3 volte più grande del più piccolo oggetto identificabile (IFOV_{geo}). La seguente regola pratica si applica pertanto al più piccolo oggetto misurabile (IFOV_{meas}): $IFOV_{meas} \approx 3 \times IFOV_{geo}$ (Auer, 2008).

Fonti di errore nella misura degli infrarossi

Alcuni fattori possono alterare il risultato della misura degli infrarossi:

- impostazione scorretta dell'emissività;
- impostazione scorretta della rtc;
- immagine termica non chiara;
- la distanza di misura è troppo grande o troppo piccola;
- misura effettuata con una lente inadatta;
- area di misura troppo grande;
- errori nel percorso di trasmissione (es. inquinamento atmosferico, coperture, ecc.);
- effetto di fonti di radiazione esterne (es. bulbi luminosi, sole, caloriferi, ecc.);
- erronea interpretazione dell'immagine termica a causa della riflessione;
- repentini cambiamenti della temperatura ambiente;
- erronea interpretazione dell'immagine termica dovuta a mancanza di conoscenza del design dell'oggetto di misura (Auer, 2008).

1.5.2. Strumentazione

I sistemi utilizzati per ottenere immagini a infrarossi si suddividono in diverse tipologie, tuttavia il loro utilizzo è molto simile. Si tratta semplicemente di puntare – riprendere – localizzare.

L'energia all'infrarosso emessa da un oggetto viene fatta convergere dai componenti ottici verso un detector all'infrarosso, che invia le informazioni al sensore elettronico per l'elaborazione dell'immagine. I dati vengono trasformati

in un'immagine visibile nel mirino oppure sullo schermo di un monitor o su un LCD. Il tutto è racchiuso in un unico strumento semplificandone l'utilizzo.

Con alcuni tipi di termocamere è possibile ottenere in parallelo immagini termiche affiancate ad immagini fotografiche in modo da poterle poi sovrapporre e confrontare. Così facendo si riesce ad interpretare e studiare più facilmente la porzione analizzata notando subito eventuali anomalie (<http://pdf.directindustry.it/pdf/flir-systems/termocamere-infrarossi-automazione-industriale/7945-441911.html>).

1.6. Osservazioni

Il capitolo fornisce un quadro generale e storico, un'analisi dello stato dell'arte, delle prove non distruttive che saranno effettuate sul ponte S. Lorenzo al fine di determinare le cause del suo deterioramento.

Le prove vibrazionali hanno lo scopo di analizzare il livello di vibrazioni a cui il ponte è soggetto a causa dell'intenso traffico automobilistico e tramviario che passa su di esso.

Le prove georadar e geoelettriche hanno la funzione di indagare su ciò che si nasconde sotto la superficie stradale, per verificare che non ci siano dei vuoti interni e per capire quali siano le zone maggiormente interessate dalla presenza d'acqua.

Poiché l'analisi completa delle tre arcate del ponte richiederebbe molto tempo, l'analisi approfondita verrà svolta solo su di una arcata, quella più facilmente raggiungibile, mentre un'indagine preliminare termografica si interesserà di mettere in evidenza le zone dell'intradosso più umide.

Nei capitoli successivi verranno presentati i risultati relativi a queste quattro prove non distruttive svolte sulla struttura in oggetto.

2. Il ponte di San Lorenzo a Padova

Il ponte di San Lorenzo si trova sotto il piano stradale all'incrocio tra Riviera Ponti romani, che passa sopra la prima arcata destra (est), e via San Francesco, sotto la quale stanno le altre due arcate. In origine si collocava su un canale interrato negli anni sessanta del XX secolo. Attualmente è raggiungibile attraverso un sottopassaggio, momentaneamente chiuso al pubblico per motivi di sicurezza, con imbocco vicino al monumento in piazza Antenore.



Figura 44: Posizione del ponte all'interno della città (Google maps).



Figura 45: L'ingombro del ponte all'incrocio tra Riviera dei Ponti romani e via S. Francesco (Google maps).

2.1. Storia della costruzione

Il ponte oggetto di questo studio è il meglio conservato e il più conosciuto di Padova romana. Fu costruito in epoca romana probabilmente tra il 47 e il 30 a.C.. Lo troviamo per la prima volta menzionato in un documento del 1053 con il nome che ha conservato per secoli, di ponte S. Stefano, in ragione della vicinanza dell'omonimo convento femminile benedettino, ora non più esistente. Soltanto nel cinquecento, data la particolare importanza dell'attigua chiesa di S. Lorenzo, poi soppressa nel 1809 per volontà napoleonica, il ponte prese il nome che ancora oggi lo contraddistingue (Galliazzo, 1971).

Nel medioevo non doveva essere considerato di particolare importanza, perché Giovanni da Nono, nella sua cronaca datata alla prima metà del XIV secolo, non ne enumera le arcate e non ne esalta la bellezza, come fa invece con i ponti Molino e Altinate. A quell'epoca dal ponte doveva essere visibile solo l'arcata di destra e, parzialmente, la prima pila, perché in corrispondenza dell'arcata mediana passavano le mura di età comunale; il fiume Bacchigione,

che scorreva nel letto dell'antico Medoacus, aveva una ridotta portata d'acqua (Galliazzo, 1971).

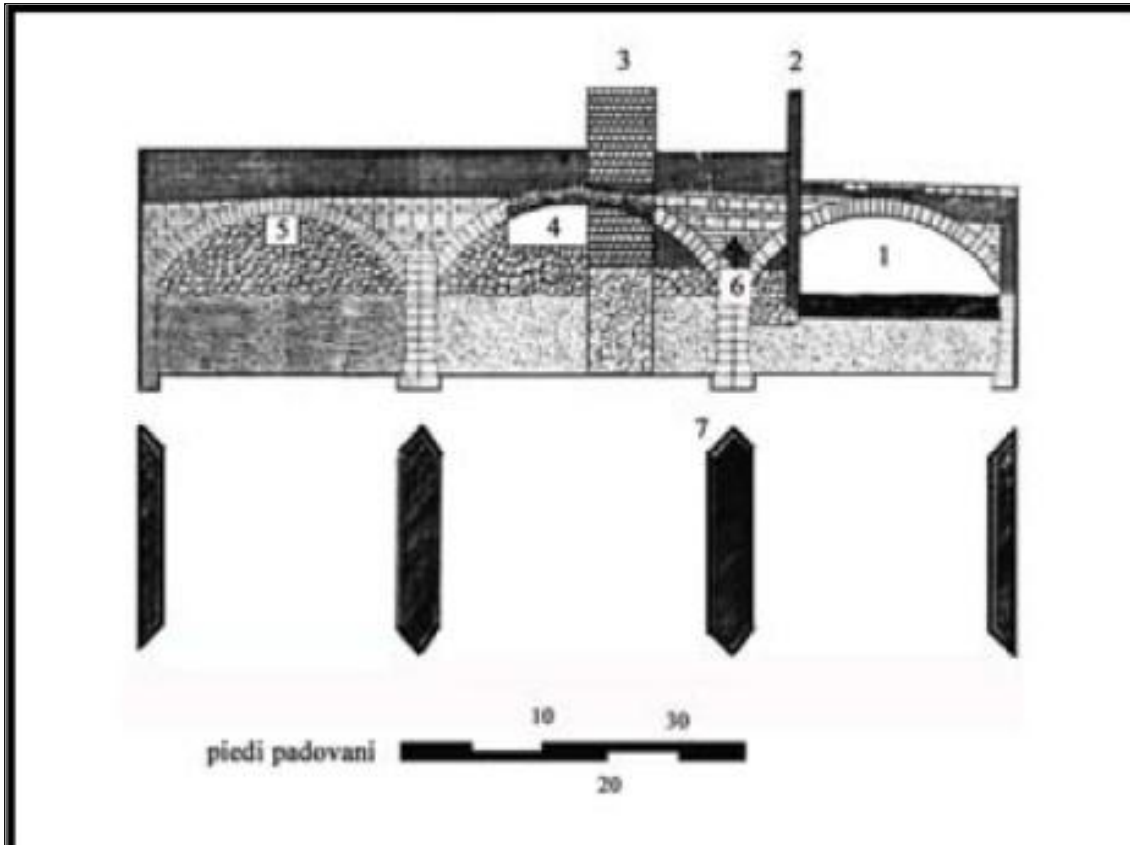


Figura 46: Prospetto del ponte ricostruito nel 1773 (Galliazzo, 1971).

Sulla porzione mediana dell'archivolto a monte dell'arcata centrale e sui conci immediatamente vicini dei muri di testa dei timpani, nella parte quasi a contatto con la cornice di coronamento, è incisa una lunga iscrizione su tre righe che menziona i cinque *adlegatei* o commissari che concedettero in appalto la costruzione del ponte, mantenendo la supervisione e, forse, la direzione dei lavori e provvedendo poi al collaudo del manufatto ad opera finita. Essa dice: *Isurcio, C.Albarenus C.f., M. Pomponius Q.f. Pisander/ onius L.f.T. Ulla, C. Poponius L.f. Scapula, adlegatei, pontem faciendum d.d.s. locarunt, eidemque probarunt* (Galliazzo, 1994).

Grazie a quest'iscrizione, messa a confronto con gli annali della città per individuare sotto quale commissari l'opera fosse stata compiuta, si è riusciti a risalire alla data di costruzione del ponte.



Figura 47: Fotografia dell'iscrizione che menziona i cinque adlegatei (Galliazzo, 1971).

L'eccezionale altezza e snellezza delle pile e il sesto fortemente ribassato e policentrico delle arcate, caratteristiche peculiari dell'opera, si spiegano con il fatto che originariamente il ponte era collocato immediatamente a monte (a sud) del principale porto fluviale della città romana e quindi in unione con i moli di attracco delle imbarcazioni e con tutte le strutture di carico, scarico e deposito delle merci che una simile installazione comportava, creando di conseguenza necessità di facili ed agili spostamenti sotto il ponte (Bonarrigo, 1992).

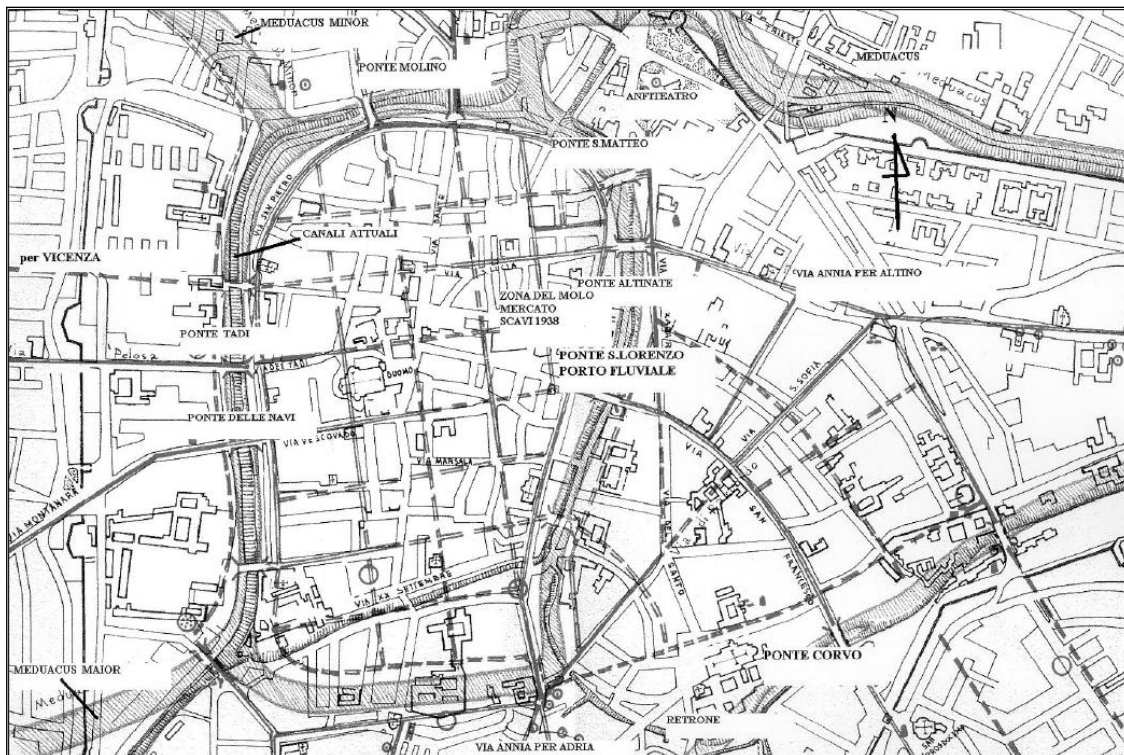


Figura 48: Il centro di Padova e il ponte di San Lorenzo in relazione all'antico porto fluviale (Galliazzo, 1971).

Verso la spalla sinistra e lungo il piedritto della spalla, correva inoltre un sottopassaggio ad uso della gente del vicino porto, in modo da permettere una sicura comunicazione tra la sponda sinistra a monte con il molo a valle senza essere deviati dalla spalla del ponte; per salire poi dal molo a valle fino al piano di calpestio del ponte e quindi attraversarlo vi era invece una rampa o scala di laterizio, forse con gradini di pietra, al cui parapetto sembra appartenesse la lastra marmorea iscritta, rinvenuta nel 1938 (Galliazzo, 1971). La sua iscrizione ricorda la donazione di un *pluteum* (un parapetto pieno, non traforato) da parte di un magistrato municipale a un tribuno militare. Essa dice:

lenius C.f. Strabo/ praef. i.d.tr.mil.p.s./ cvr. Aerar, pluteum dedit.

La forte inclinazione del margine superiore della lastra e il suo modesto spessore escludono che essa sia appartenuta ai parapetti del ponte.

Il ponte era di grande importanza per il traffico di Padova, in quanto, trovandosi nella zona dei mercati fluviali, doveva sopportare il traffico di un'importante via che proseguiva per *Plebs Sacci* (Pieve di Sacco). Superato il fiume, la via diventava un decumano strategico per le comunicazioni tra la città e il territorio circostante.

La struttura dell'antica *Patavium* romana oggi è quasi impossibile da restituire, poiché nel corso dei secoli è stata sostituita da strutture medievali e rinascimentali. In elevato rimangono visibili solo alcuni frammenti murari appartenenti all'anfiteatro, presso la Cappella degli Scrovegni. Alcuni studiosi ritengono che l'attuale tracciato viario della città mantenga traccia della rete stradale di età romana (Modrzewska-Pianetti I e Pianetti F, 2003).

Patavium si è sviluppata nel territorio limitato da due fiumi: Brenta-*Meduacus Maior* e Retrone-Bacchiglione-*Meduacus Minor*. Oggi nessuno dei due corre nel suo antico letto, ma i resti di ponti romani hanno permesso agli archeologi di identificare quale fosse il loro percorso. La scoperta del porto di *Patavium* ha indicato l'esistenza della comunicazione con la Laguna Veneta e il Mare Adriatico (Modrzewska-Pianetti I. e Pianetti F, 2003). La situazione appare simile a quanto avveniva ad *Altinum* e Aquileia, città che si servivano di due scali portuali, l'uno esterno e l'altro interno. Strutture che potevano essere magazzini e banchine portuali sono state scoperte di recente nella Laguna di Venezia da Ernesto Canal. Esse si trovano oggi a circa 2,5 metri sotto l'acqua nella zona chiamata Ottagono, a sud-ovest di Venezia. L'Ottagono antico, con il vecchio percorso del *Meduacus Maior*, era il porto lagunare, collegato con quello fluviale di *Patavium*. Le merci arrivavano via mare e poi attraverso la laguna a Padova, dove infatti si trovano anfore importate da tutto il Mediterraneo che sono poi state riutilizzate per le bonifiche della città. La navigazione da *Patavium* fino a Malamocco era possibile sul *Meduacus* (Cessi 1960, Bosio 1967), identificato con l'odierno Brenta (fig. 49).

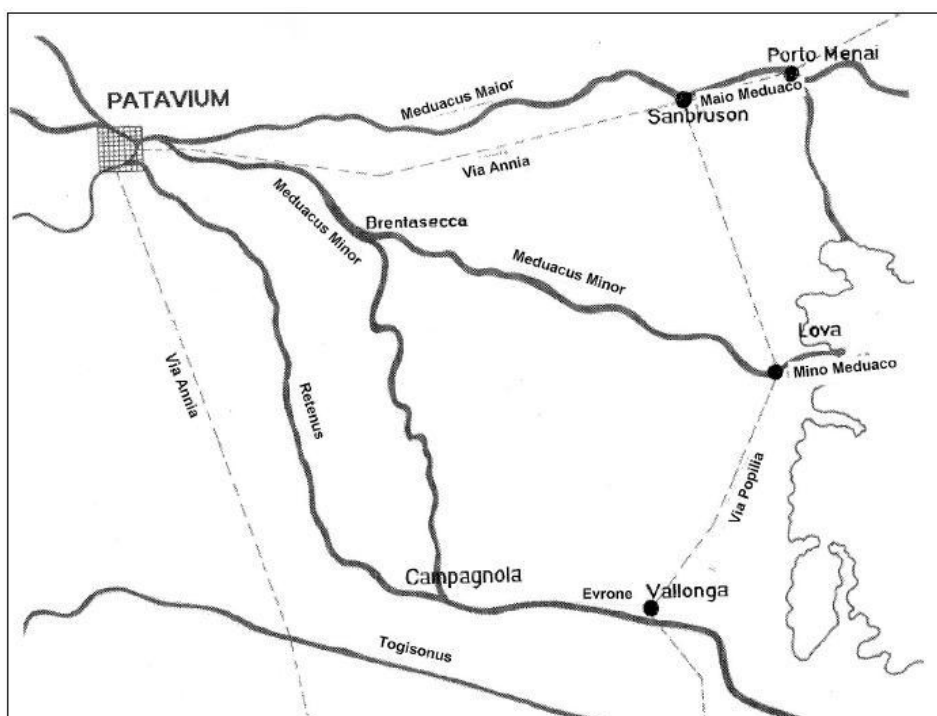


Figura 49: I fiumi di Patavium (Modrzewska-Pianetti e Pianetti, 2003).

Il fiume ha cambiato il suo corso più volte nel corso dei secoli ed è quindi difficile identificarne il letto originale. A monte di Padova se ne hanno tracce attendibili, mentre all'interno della città se ne trovano poche. Sappiamo inoltre che a valle e fino alla laguna sono stati eseguiti lavori di difesa, come dice Dante nell'Inferno (canto XV, vv.7-9) "e quali i Padovan lungo la Brenta per difendere lor ville e lor castelli anzi che Chiarentana il caldo senta".

Il suo corso è stato mutato più volte, dal XII al XX secolo (Cessi, 1960), ma fonti scritte ne documentano il percorso fino alla laguna, dimostrando che il porto di *Patavium* era un nodo importante per la navigazione interna.

Attualmente per Padova passa il Bacchiglione, non il Brenta, tuttavia fonti storiche indicano che per *Patavium* scorreva un ramo del Brenta, come è confermato da autori moderni (Bosio, 1967).

Dal punto di vista della geomorfologia, sono presenti, a monte di Padova, due fasce di meandri, l'una attraversata dal Brenta a nord di Padova, l'altra da un più antico corso dello stesso fiume, in età romana (Marcolongo, 1973; Castiglioni, 1982). L'attribuzione cronologica viene precisata e retrodatata al 5000-4000 a.C. (Castiglioni *et al.*, 1987). Scavi archeologici fanno ipotizzare altri meandri attivi in epoca posteriore (Leonardi *et al.*, 1989; Castiglioni 1992). A *Patavium* esisteva un porto fluviale sul *Meduacus Maior*, situato nell'attuale

centro della città (Gasparotto 1951; Angelini e Cassatella 1980). La documentazione degli scavi, eseguiti nel 1928-1935 per l'esatta individuazione del porto è stata, in parte, rivista recentemente (Nicoletti, 1999).

Le banchine del porto si trovavano tra i ponti San Lorenzo e ponte Altinate. Costruito in epoca romana, con approdi in trachite e affiancate da magazzini e negozi legati al commercio del pesce e all'attività di trasporto merci verso la laguna e i grossi centri dell'entroterra. Questa parte del Naviglio mantenne le sue funzioni durante tutta l'epoca medievale (Bonarrigo, 1992).

Per la snellezza delle pile e per il forte ribassamento delle arcate, il ponte di San Lorenzo mostra somiglianze con i vicini ponti Altinate e Molino, ma l'asimmetria dei conci e dei cunei, pur nella regolarità delle forme geometriche delle varie parti, lo fanno unico tra i ponti romani. Confronti parziali sono stati proposti dagli studiosi con il ponte di Savignano sul Rubicone e soprattutto con il ponte Sanguinario di Spoleto, databili alla tarda età repubblicana o ai primi anni del periodo augusteo: una datazione del ponte S. Lorenzo al periodo tardorepubblicano pare la più probabile, come d'altra parte confermano i caratteri paleografici della sua iscrizione (Galliazzo, 1971). Al periodo di Giulio-Claudio appartenerrebbe invece il *pluteum* in marmo lunense della scala in laterizio presso la sua spalla sinistra (Galliazzo, 1971).

Come già detto il ponte ebbe vita travagliata: restaurato in periodo medievale, o forse tardoantico, come dimostrano le strutture laterizie ancora parzialmente visibili, la prima e la seconda arcata da sinistra (ovest) furono interrate con la costruzione delle mura della prima cerchia comunale (XIII secolo), e il ponte fu parzialmente tagliato all'altezza della prima pila a destra (est), sicché ne era visibile solo un'arcata. Già Palladio aveva ipotizzato la costruzione originale a tre arcate, supposizione poi confermata in occasione degli scavi del 1773, in seguito all'abbassamento del livello della strada. In tale occasione infatti gli sterratori trovarono delle pietre saldamente connesse facendo appunto pensare che si trattasse dell'estradosso di un'arcata. Il ponte poté essere osservato interamente solo nel 1938, con gli scavi connessi alla costruzione dell'ala nuova del Palazzo del Bo, che documentarono, tra l'altro, la connessione del ponte al porto fluviale attraverso una rampa (Galliazzo, 1994).

Negli anni '50 furono approvate dal Consiglio comunale le delibere relative al tombinamento di due tratti del Naviglio interno, dalla Conca delle Porte Contarine fino al ponte romano di San Lorenzo, all'unanimità, e dal ponte di San Lorenzo fino al ponte delle Torreselle, a maggioranza (Ceschi *et al.*, 1987).



Figura 50: Il ponte di S. Lorenzo nel 1938 durante i lavori di ristrutturazione del Palazzo del Bo (Tosi, 1987).

Solo Luigi Gaudenzio, docente e scrittore, si oppose al tombinamento del primo tratto del Naviglio interno dal ponte romano di San Lorenzo fino alla Conca delle Porte Contarine. Il successivo tombinamento del tratto del Naviglio fra il ponte delle Torreselle e il ponte romano di San Lorenzo fu contrastato in particolare dal consigliere comunale socialista Francesco Feltrin ispirato dall'urbanista Luigi Piccinato. Il progetto del tombinamento del primo tratto del Naviglio interno, dal ponte romano di San Lorenzo fino alle Porte Contarine, fu affidato al professor Francesco Marzolo, docente dell'Istituto di ingegneria idraulica (Franzin e Tonon, 2008).

Con l'interramento del Naviglio, anche la prima arcata a destra fu parzialmente interrata. Ora il ponte si trova completamente sotto il livello stradale.



Figura 51: ponte Altinate durante il tombinamento del Naviglio Interno (Comune di Padova).

In appendice A sono riportate le fonti grafiche relative al ponte: le visure del catasto napoleonico degli inizi del XIX secolo e quelle del catasto austriaco, a metà dello stesso secolo.

2.2. Descrizione morfologica

Nell'assetto attuale il ponte San Lorenzo si presenta privo dell'originario piano di calpestio, ma appare pressoché integro in tutte le sue strutture, con tre arcate snelle e slanciate a sesto fortemente ribassato e policentrico (ad 'anse de panier') che lo rendono un *unicum* rispetto ad altri ponti romani, uno dei più moderni ed evoluti, eccezionale per la tecnologia antica (Galliazzo, 1971).

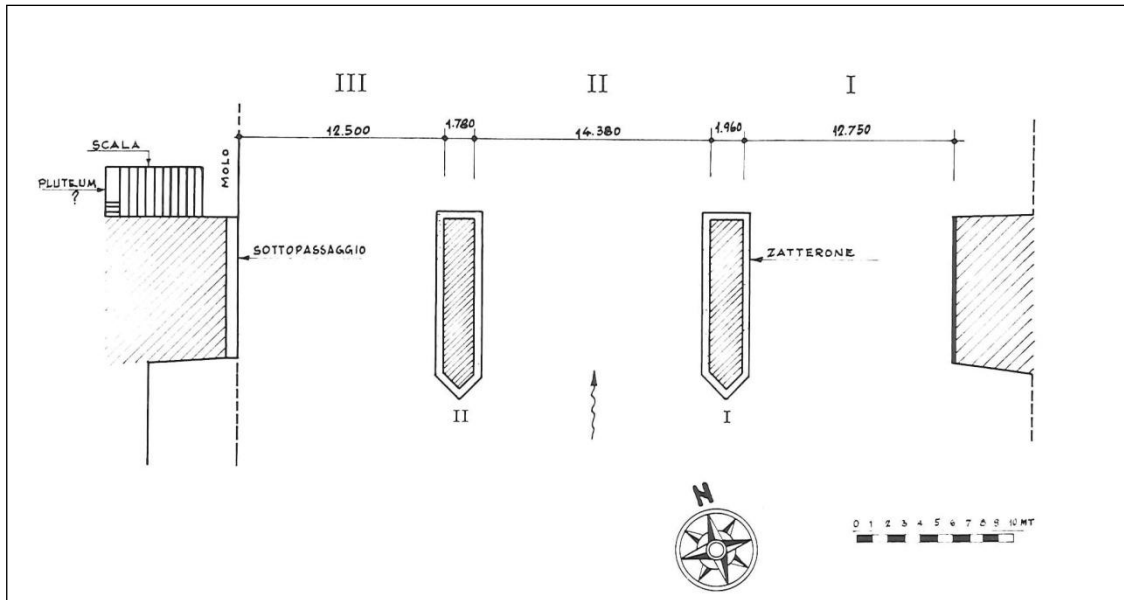


Figura 52: Rappresentazione della pianta del ponte con indicato il nord (Galliazzo, 1971).

Il ponte ha la I e II arcata da sinistra (ovest) interrata, è stato in parte tagliato in corrispondenza della I pila da destra (est) per dare luogo alle strutture delle mura medievali, e, fino a tempi recenti, mostrava in vista soltanto la prima arcata destra, sotto la quale scorreva il Naviglio Interno, un ramo del fiume Bacchiglione.



Figura 53: Il ponte di San Lorenzo prima del tombinamento del Naviglio (Biblioteca civica di Padova).

Già il Palladio aveva ipotizzato che in origine il ponte avesse tre arcate, cosa accertata nel 1773, quando scavi casuali misero a giorno gli estradossi delle

arcate e l'iscrizione romana incisa a monte (sud) dell'arcata centrale, sull'archivolto dei muri di testa dei timpani, immediatamente sotto il livello della cornice di coronamento ora scomparsa. Nel 1938, durante i lavori immediatamente a valle del ponte per le fondamenta della nuova ala del Palazzo centrale dell'Università, si mise a giorno tutta la parte settentrionale del ponte che poté così essere osservato in ogni dettaglio fino alla porzione superiore delle pile: in qualche punto lo scavo scese fino a 4 metri di profondità, incontrando conci e resti vari, fra cui, verso la spalla sinistra (ad ovest), una rampa in laterizio che dal molo del porto fluviale a nord saliva fino al piano stradale del ponte, nonché un'iscrizione appartenente forse al parapetto di marmo lunense.



Figura 54: *Costruzione della nuova ala del Palazzo Centrale dell'Università (Galliazzo, 1971).*

Nel 1958-1959 il Naviglio Interno fu interrato e ciò portò alla parziale occlusione della prima arcata destra. Attualmente un sottopassaggio a monte di quest'arcata e della prima pila destra permette di osservare in tutta la sua luce la prima, la seconda e la terza arcata, lasciate con le luci libere e gli archivolti e parte dei paramenti ancora in vista. A valle invece (a nord) gli specchi delle tre arcate sono chiusi da muri di mattoni costruiti a filo dei muri di testa settentrionali. A monte le pile sono visibili nelle porzioni superiori, mentre tutte e tre le arcate e i soprastanti timpani si possono ancora vedere in ogni dettaglio. La spalla destra mostra le sue strutture lapidee soltanto a monte,

mentre quella sinistra è del tutto nascosta da una gettata di cemento e da un muro di mattoni che nascondono pure l'imposta dell'arcata vicina.

Sotto l'arcata centrale, verso la prima pila, si vedono le strutture laterizie delle mura medievali che tagliano irregolarmente parte dell'intradosso; nel 1962-1963 presso la II pila fu ricavata una trincea rettangolare, ora invasa dall'acqua, per una profondità di circa 3.50m, che ha permesso di esplorare le fondazioni con un paletto di ferro fino ad una profondità di circa 4.75 – 5.00 m. La terza arcata da destra presenta l'intradosso fortemente sbrecciato soprattutto verso gli archi di testata (quello a nord manca di 4 cunei in corrispondenza della chiave).

Lungo circa 53.30 m (44.00 senza le spalle) e largo attualmente 8.35 m, il ponte presenta due pile alte circa 4.75 m; quella a destra ha spessore di appena 1.95m, 1.77m quella di sinistra. Le tre arcate hanno, da destra a sinistra (da est verso ovest), rispettivamente luci di 12.85 – 14.55 – 12.90 m, con modesta prevalenza di quella centrale sulle laterali: le frecce sono rispettivamente di 2.50 – 3.30 – 2.40m, con un ribassamento di 1/5 per le arcate laterali e di 1/4.5 per quella centrale. Il rapporto spessore pila/luce arcata è eccezionale e rasenta i limiti di stabilità di un ponte di pietra: esso infatti va da 1/6.5 tra la prima pila e la prima arcata destra a 1/8.2 tra l'arcata centrale e la seconda pila da destra (Gazzola, 1963).

Tutte le pile, gli archi di testata delle arcate e i muri di testa delle spalle sono di trachite euganea assai dura e pesante, mentre gli intradossi delle arcate (ad esclusione degli archi di testata), i cappelli delle pile e i muri di testa dei timpani della parte antica conservata furono costruiti in pietra calcarea di Costozza, più tenera e leggera. La presenza di strutture laterizie è con ogni probabilità dovuta a restauri medievali o forse anche tardoantichi, almeno in qualche porzione posta subito sopra le arcate. Il nucleo del ponte doveva senz'altro essere in opera a sacco, con gettate di malta mescolate a schegge di pietra (recuperate dalla lavorazione in fabbrica dei conci, come spesso avviene) cementate da dura calce, il cosiddetto *opus cementicium*.

Benché le pile siano alzate oltre la media consueta, i piani d'imposta delle arcate si trovano ad un livello inferiore di cm 25 rispetto a quello del ponte

Molino più a Nord, le cui pile sono più basse di circa 75 - 100 cm (Gazzola, 1963).

Il ponte è privo di fondazione litica e si regge su solidi zatteroni collocati al piede di ciascuna pila. Vista la natura cedevole del terreno in questo settore della città, probabilmente gli zatteroni a loro volta poggiano su basi realizzate con palificate di costipamento che rendono più solido e compatto il terreno.

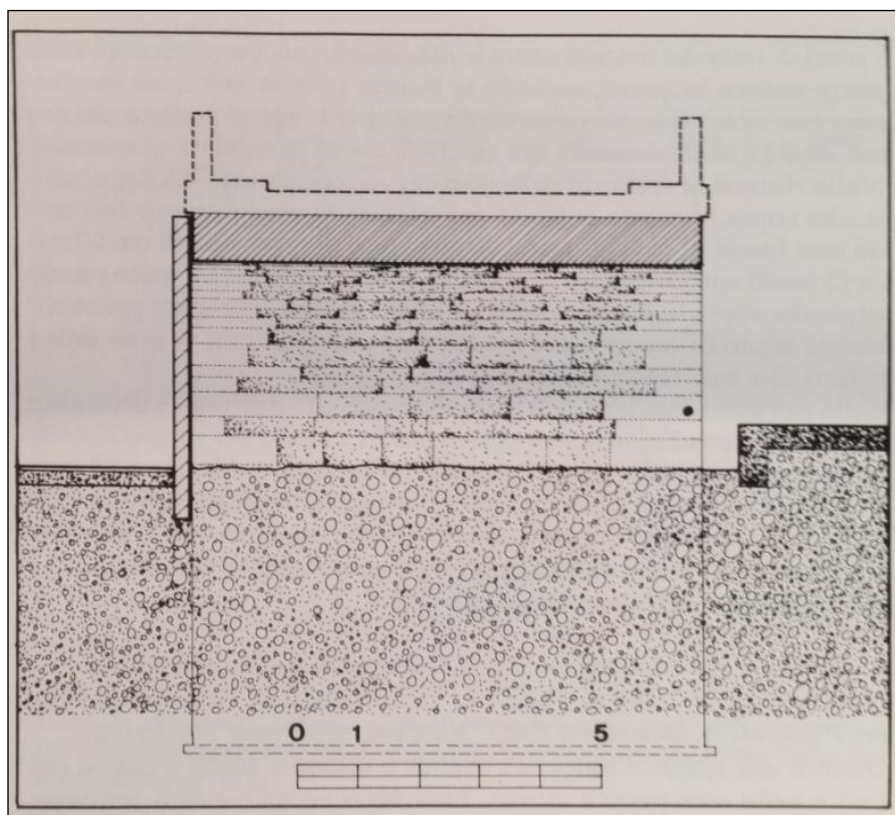


Figura 55: Sezione verticale della prima arcata da destra (Gazzola, 1963).

Le basi sono realizzate grazie all'utilizzo della tecnica propria dell'*opus quadratum*, cioè con blocchi disposti a strati alternati, uno per lungo e uno per largo a formare una struttura regolare, e mostrano filari di trachite alti ora 45 cm ora 60 cm con conci perfettamente squadriati posti in opera a secco, con ogni probabilità saldati tra loro da perni e grappe di ferro fissati con piombo. Ogni pila è formata longitudinalmente da una duplice serie di filari che s'immorsano tra loro attraverso conci, quasi tutti di taglio nelle facce a vista. A monte e a valle le pile sono difese da un rostro acuto, ma mentre a valle (nord) esso è corto, quasi schiacciato e privo di cappuccio, a monte invece appare fortemente affilato, con un robusto aggetto, smussato nell'apice e provvisto di un cappuccio a semipiramide che doveva essere formato da conci di pietra

calcarea di Costozza, come si evidenzia in due conci superstiti a monte della prima pila da destra, altra prova che l'acqua scorreva da sud verso nord. Ogni rostro è ammorsato con i relativi conci alle strutture delle pile e costituisce con esse un tutto unitario.

I parapetti erano probabilmente realizzati in pietra o rivestiti con lastre di marmo lunense, come testimonia la lastra con iscrizione attestante la costruzione di un *pluteum* rinvenuta nel letto dell'antico *Medoacus* durante gli scavi del 1938.

I filari d'imposta delle arcate non mostrano alcun aggetto o cornice, né si notano cavità o mensole per il supporto della cèntina lignea: si ha l'impressione che la costruzione del ponte sia avvenuta deviando il fiume. Infatti le arcate, insolite per il loro sesto ribassato e policentrico, sono formate da cunei molto diversi che, perfetti nei piani di giunto, hanno uno spessore medio da 70 a 80 cm ed una lunghezza da 70 a 300 cm nell'intradosso della prima arcata destra. Ciò era possibile soltanto se si fossero usate cèntine fisse (con tanti appoggi intermedi) e non cèntine a sbalzo (con appoggi solo alle estremità), rifinando la pietra già sbazzata nella cava via via che il lavoro procedeva. Malgrado l'accentuata ed eccezionale diversità ed irregolarità di proporzioni dei cunei, gli archivolti delle arcate sono a porzione di corona semicircolare (policentrica) pressoché perfetta, alta 90 cm circa (2 *pedes* romani). Nell'intradosso e nelle facce a vista esterne i cunei mostrano superfici piane e ruvide, tranne che verso gli spigoli, dove un sottile listello liscio accompagna i piani di giunto. La posa in opera è a secco, con l'uso saltuario di fogli di piombo dove richiesto dalla presenza di fessure: grappe di ferro saldate con piombo in appositi incassi collegano i cunei tra loro nelle parti interne, non sulle superfici in vista.



Figura 56: Il Naviglio Interno prima del tombinamento (Comune di Padova).

La disposizione dei cunei nell'intradosso appare quasi esclusivamente di taglio: 32 cunei negli archi di testata della prima arcata destra e 33 nelle altre due. In luogo di un solo cuneo, ne vediamo due, uno sopra l'altro, nell'archivolto a monte della prima arcata destra verso la spalla. Alcuni conci d'imposta sono lavorati in modo da divenire contemporaneamente cuneo iniziale dell'arcata adiacente e parte di pila (o spalla). Verso la spalla destra e a monte, i primi sei cunei dell'arco di testata della prima arcata mostrano all'estradosso diverse altezze, talora con giunti spezzati, al fine di accogliere i conci a volte dentati dei muri di testa della spalla stessa e del vicino timpano: un foro ellissoidale (17x10 cm) è ricavato nello spessore del terzo cuneo a partire dal piano d'imposta ed appare del tutto analogo ad un altro foro visibile sul vertice del rostro a monte della prima pila destra (Gazzola, 1963).

I muri di testa dei timpani sopra le rispettive arcate sono costruiti, nella parte ancora in opera, secondo la tecnica propria *dell'opus quadratum* con filari di conci calcarei, disposti per lo più di taglio e alti ora 29.5 cm (1 piede romano) ora 59 cm (2 piedi), in regolare alternanza. Nulla rimane delle ulteriori soprastrutture, ma è probabile che sopra le arcate corresse una cornice di

coronamento formata da una fascia di conci calcarei disposti di taglio alti 60 cm circa (2 piedi), con un aggetto di circa 4–5 cm, se crediamo all'unico concio superstite sopra la prima arcata di sinistra. Anche i parapetti probabilmente erano di pietra, come in altri casi analoghi: non vi sono prove infatti che essi fossero in laterizio.

Quanto alle spalle, l'unica ora visibile è quella a destra (ad est) nella sola parte a monte; dopo un andamento rettilineo in asse con il ponte per una lunghezza di 5.50 m, essa assume un andamento obliquo verso nord per oltre 5 m, come se la rampa che vi correva sopra giungesse obliqua rispetto all'asse del corrente del fiume. Il suo nucleo doveva essere in opera a sacco, mentre i paramenti in vista mostrano di essere in *opus quadratum* con conci di trachite disposti quasi esclusivamente di taglio in filari alti 30 e 60 cm in regolare alternanza, ma con le facce a vista a modesto bugnato, del tipo a superficie bombata o "a baule". Netto è anche lo stacco tra le superfici lisce del ponte vero e proprio e quelle bugnate della spalla.

2.3. Dati urbanistici e vincoli esistenti

Il ponte San Lorenzo è ininterrottamente stretto tra edifici che nel corso dei secoli si sono avvicinati sempre di più al fiume. Si estende sotto l'attuale manto stradale e può essere visitato come monumento architettonico.

All'interno del PAT di Padova:

Nella Carta dei vincoli e della pianificazione territoriale (Elaborato A1 fornito dal Comune di Padova) è tutelato come elementi ed aree di notevole interesse pubblico (D. Lgs. n° 42/04 - art. 136) con prescrizioni attuative fornite dall'art. 5.3.1.: *Il rilascio dei permessi di costruire e l'assenso alle denunce di inizio attività su tali aree e sulle relative fasce di rispetto sono subordinati, ai sensi degli artt. 131 e seguenti del D. Lgs. 42/04, alla preventiva autorizzazione paesaggistica da parte del Comune, con esclusione degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, di consolidamento statico e di restauro conservativo che non alterino lo stato dei luoghi e l'aspetto esteriore degli edifici.*

All'interno della Carta delle fragilità (Elaborato A3 fornito dal Comune di Padova) è rappresentato come area idonea con definizione presa dall'art. 7.1.: *Sono definite idonee le aree che non presentano sostanziali problematiche idrogeologiche o vincoli. In tali aree non sono previsti particolari accorgimenti costruttivi o di salvaguardia, salvo quanto prescritto dal D.M. 25 settembre 2005 e D.M. 11 marzo 1988, D.G.R.V. n° 1322/06 e D.G.R.V. n° 80/04 e successive modifiche e D.M. 14 gennaio 2008.*

Nella carta delle invariati (Elaborato A2 fornito dal Comune di Padova) il corso d'acqua passante sotto il ponte e tombinato negli anni '50 è tutelato come scritto dall'art. 6.2.: *Costituiscono invariati di natura paesaggistica e ambientale gli elementi puntuali, lineari ed aerali del paesaggio naturale quali: parchi, ambiti per l'istituzione di parchi, ambiti naturalistici, aree boscate, grandi alberi, ecc. di interesse sovracomunale e comunale.*

In particolare al punto e: *i corsi d'acqua e i relativi ambiti tutelati dal D. Lgs. 42/2004, richiamati all'art. 5.3.2, in relazione ai quali si attuano le seguenti prescrizioni e azioni, fatto salvo quanto previsto all'art. 5.3.2.*

L'art. 5.3.2 Corsi d'acqua (D. Lgs. n° 42/04 - art. 142, lettera c) e territori contermini ai laghi (D. Lgs. n° 42/04 - art. 142, lettera b) afferma che: *In ottemperanza al provvedimento del Consiglio Regionale del Veneto 28.06.1994 n° 940 e successive modifiche ed integrazioni, sono sottoposti a vincolo paesaggistico, ai sensi dell'art. 142 del D. Lgs. n° 42/04, i seguenti corsi d'acqua e le relative sponde – piedi degli argini, per una fascia di m 150 ciascuna:*

- scolo *Limenella padovana*;
- fiume *Brenta*;
- naviglio *Brentella*;
- fiume *Bacchiglione*;
- canale *Battaglia*;
- canale *Scaricatore*;
- canale *San Gregorio*;
- canale *Roncajette*;
- canale *Piovego*;
- tronco *maestro di Bacchiglione*;

- torrente *Muson dei Sassi*;
- scolo *Borachia*.

Le prescrizioni attuative sono: *Il rilascio dei permessi di costruire e l'assenso alle denunce di inizio attività per interventi da realizzare sui beni di cui al presente articolo sono subordinati alla preventiva autorizzazione paesaggistica da parte del Comune ai sensi dell'art. 142 del D. Lgs. n° 42/04, con esclusione degli interventi di manutenzione ordinaria, straordinaria, di consolidamento statico e di restauro conservativo che non alterino lo stato dei luoghi e l'aspetto esteriore degli edifici.*

Inoltre il ponte ricade all'interno dell'art. 6.3. sulle Invarianti di natura storico-monumentale e architettonica di interesse comunale e sovra comunale che afferma quanto segue: *Costituiscono invarianti di natura storico-monumentale e architettonica di interesse comunale e sovracomunale: il centro storico, gli edifici e i complessi monumentali, le ville venete e gli altri immobili di interesse storico-architettonico di rilievo comunale e sovracomunale, individuati nella tav. 2 "Carta delle invarianti".*

Per gli edifici e i complessi monumentali, le ville venete e gli altri immobili di interesse storico-architettonico e culturale di rilievo comunale e sovracomunale, si applicano le norme di cui all'art. 17.1 delle presenti N.T.

L'art. 17.1 su Valori e tutele culturali: *17.1.1 Edifici e complessi Monumentali, Ville Venete ed altri immobili di interesse storico-architettonico e culturale di rilievo sovra comunale , ai sensi del comma 3 dell'art. 40 della L.R. 11/04 per gli edifici di cui al presente articolo, vengono determinate le seguenti categorie cui far corrispondere appropriate tutele e interventi di recupero e valorizzazione:*

- a) immobili sottoposti a vincolo monumentale;*
- b) ville non vincolate di cui al Catalogo ed Atlante del Veneto e relative pertinenze scoperte da tutelare;*
- c) immobili non compresi tra quelli di cui alle precedenti lettere a), b) di interesse storico, architettonico e culturale di rilevanza comunale e/o sovracomunale. In particolare risultano ricompresi nel precedente punto C gli immobili già individuati ai sensi dell'art. 24 del P.R.G. vigente la cui zonizzazione e normativa viene qui richiamata e confermata. Qualora*

l'immobile di valore monumentale e/o testimoniale ricada all'interno di zone classificate residenziali dallo strumento urbanistico generale, l'eventuale potenzialità edificatoria prevista nell'area pertinenziale e/o nei contesti figurativi potrà essere utilizzata nella rimanente area con medesima destinazione esternamente all'area di pertinenza e/o al contesto figurativo e/o come credito edilizio senza cessione dell'area.

Il ponte S. Lorenzo si trova inoltre in una zona caratterizzata da classe acustica 4. Questo comporta un rumore abbastanza elevato dovuto alla presenza di traffico costante.



Figura 57: *Classificazione acustica degli edifici nei dintorni del ponte (Comune di Padova).*

2.4. Caratterizzazione dei materiali

Grazie agli studi di Gazzola (1963), si sa che il ponte S. Lorenzo è costituito da trachite euganea, per quanto riguarda le pile, gli archi di testata delle arcate e i muri di testa delle spalle, mentre gli intradossi delle arcate (ad esclusione degli archi di testata), i cappelli delle pile e i muri di testa dei timpani della parte antica conservata sono in pietra calcarea di Costozza.

2.4.1. Trachite Euganea

La trachite euganea proviene dalle colline che costituiscono il complesso dei Colli Euganei nella provincia di Padova. Per le sue notevoli doti di resistenza meccanica e di lavorabilità la trachite euganea fu da sempre soggetta all'utilizzo umano grazie alla sua versatilità d'impiego e alla sicurezza delle costruzioni con essa realizzate.

Nota nell'antichità e nel medioevo con il nome di *silix*, e sotto la Repubblica Veneta col nome di *masegna* dalla quale prendono nome proprio i blocchi di trachite della pavimentazione veneziana detti appunto *masegni*, prese la definizione geologica e commerciale di trachite solo dopo il 1800.

Storia

Fu estratta e lavorata sin da tempi antichissimi. Nell'Oligocene inferiore (circa 35 milioni di anni fa), il magma trachitico in risalita si infiltrò tra i piani di stratificazione di rocce sedimentarie sollevando lo strato superiore (che talvolta si ruppe provocando la fuoriuscita di lava) e generando dei laccoliti, strutture geomorfologiche che costituiscono alcuni degli attuali Colli Euganei. Il raffreddamento di questa grande massa lavica, originatasi in condizioni subintrusive, fu relativamente lento. La lentezza di raffreddamento portò a due conseguenze importanti: una cristallizzazione marcata della "pasta lavica" ed il formarsi di giunti di raffreddamento che hanno dato luogo alle famose "colonne trachitiche".

Dal punto di vista produttivo, essendo i Colli Euganei le uniche formazioni rocciose di un vasto comprensorio territoriale che si estende alle provincie di Padova, Venezia, Rovigo, Ferrara e Mantova, ad essi si è attinto, fin dall'epoca romana, per coprire il fabbisogno interno di materiali lapidei, oltre che per soddisfare la domanda esterna generata dalla qualità e dalle caratteristiche tecnologiche peculiari delle rocce locali.

I reperti archeologici nelle zone termali di Abano Terme e Montegrotto Terme (Padova), e delle città romaniche del Veneto, evidenziano l'impiego della trachite sin dai primi insediamenti dei Paleoveneti nel primo millennio a.C.. Fu estratta ed usata come pietra da pavimentazione stradale fin dall'epoca

romana, come dimostrano gli scavi ed i reperti in città romane da Adria fino ad Altino, fino alle campagne veronesi.

L'attività estrattiva della trachite prosperò a partire dal V-VI secolo grazie ai Bizantini e successivamente, durante il medioevo, in particolar modo nella zona di Monselice (Padova). La trachite diventò ben presto materiale insostituibile per le costruzioni di edifici, castelli, monasteri, strade e mura di fortificazione delle città.

Nella Repubblica Veneta fu usata soprattutto per i tipici lastricati di Venezia. Piazza S. Marco divenne un banco di prova per le sue qualità tecniche, tanto che ancora oggi la trachite è richiesta per le sue caratteristiche di particolare resistenza all'azione della salsedine. Ne fu fatto largo uso per i consolidamenti delle opere di difesa idraulica, data la comoda e utilissima rete fluviale che univa Venezia alla terraferma. La roccia trachitica era trasportata verso le zone marine con chiatte e burci trainati da cavalli, per costruire le difese della laguna, le dighe in soccorso ai lidi sabbiosi, periodicamente sommersi dall'acqua, spazzati dal vento e dalle mareggiate.

A seguito dell'unificazione territoriale ottocentesca, i Colli Euganei persero la propria funzione di controllo della Pianura Padana circostante, e per questo s'intensificò nel breve volgere un'intensa attività estrattiva della trachite. Questa era in grado d'impegnare la massa di contadini espulsa dalle campagne, all'indomani dell'annessione del Veneto all'Italia nel 1866.

Nella prima metà del XX secolo l'estrazione della trachite fu favorita dall'applicazione di nuove tecnologie nell'attività di cava, dove venivano ora usate la dinamite, il filo elicoidale ed l'aria compressa, che nel trasporto, dove si passò da chiatte e carri trainati da cavalli, ai carrelli su binari e poi ai primi autocarri (Colombara, 2013).

Caratteristiche

Sono presenti fondamentalmente due colorazioni di trachite: grigia e *gialla*, in realtà marrone con venature). Si può osservare, nello stesso blocco, un netto passaggio dal grigio al marrone-rossiccio che corrisponde alla linea di avanzamento dell'ossidazione dei minerali di ferro.

La sua analisi chimica offre questo risultato:

- 64,62% Silicio (Si);

- 15,12% Alluminio (Al);
- 5,44% Sodio (Na);
- 5,39% Potassio (K);
- 2,63% Calcio (Ca);
- 1,91% Magnesio (Mg);
- 2,54% Ferro (Fe).

Seguono altri elementi con percentuali trascurabili.

Caratteristiche fisiche e meccaniche (valori medi):

- peso di volume 2450 - 2500 g/cm³;
- coefficiente di imbibizione 1.35 – 1.70 %;
- resistenza alla compressione 155 – 190 N/mm²;
- resistenza alla flessione 15 – 19 N/mm².

La trachite buona da taglio si presenta con fessurazione colonnare ben spaziata, regolare, in prismi naturali, tali da fornire blocchi di dimensioni sufficienti per fornire manufatti.

Nel campo delle pietre da taglio la trachite è preferibile ai materiali di natura calcarea offrendo maggiore durevolezza e resistenza specialmente al calpestio; tali caratteristiche la pongono alla stregua delle rocce più dure. Resiste bene all'aggressione degli acidi forti e per questo è stata usata anche per rivestimenti di serbatoi e altre strutture industriali. Può inoltre essere lucidata.



Figura 58: Trachite calda (Colombara, 2013).

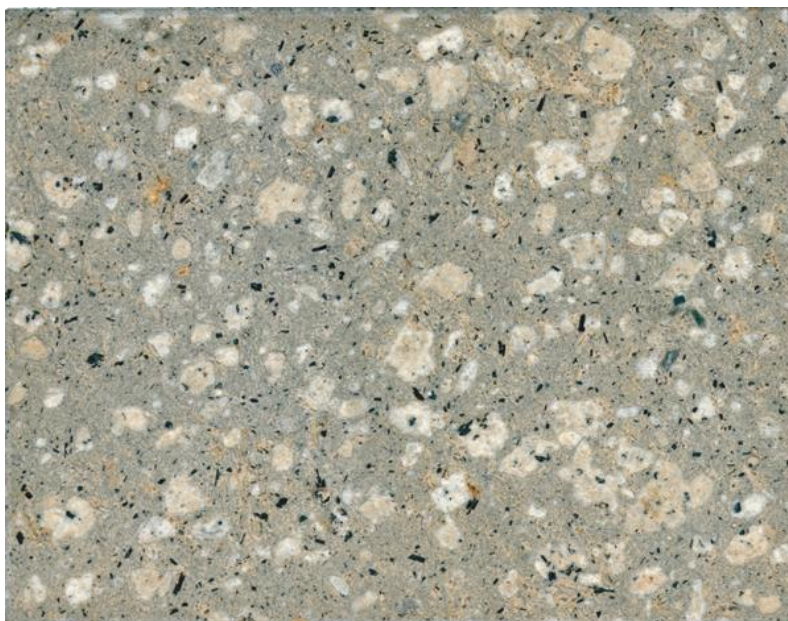


Figura 59: Trachite lucidata (Colombara, 2013).

2.4.2. Pietra di Vicenza

La pietra di Costozza o pietra di Vicenza è una pietra sedimentaria di color beige chiaro, nella quale sono visibili conchiglie fossili, ossidi ed altri detriti calcarei, che si estrae da cave poste nei Colli Berici.

Storia

Si costituì nell'era terziaria o cenozoica, all'incirca 55 milioni di anni fa. È un calcare grossolano, a struttura eterogenea, formato da materiale clastico e da resti fossili, in particolare da sottili stratificazioni di materiali argillosi e da fossili, per lo più nummuliti. Il colore varia dal bianco al giallo paglierino. Viene chiamata "Pietra tenera" o "pietra da sega" per le sue caratteristiche di lavorabilità, volgarmente "pria morta", in opposizione alla "pria viva", i marmi o calcari compatti.

Nella zona del vicentino si hanno testimonianze del suo uso sin dall'epoca romana. Dal Medioevo in poi si riscontra un suo impiego sistematico nell'edilizia, nell'ornamentazione e nella scultura.

Viene estratta sui colli Berici, a sud di Vicenza, in cave sotterranee, per poter sfruttare i banchi relativamente poco spessi senza dover demolire montagne intere. Tra tutte le cave quelle di Costozza sono le più antiche. Ebbe grande diffusione dalla metà del XIV secolo ai primi decenni del XVI, prima a Vicenza e poi a Padova, soprattutto per la facilità dei trasporti fluviali attraverso il

canale Bisatto che collega la zona delle cave a Vicenza. Fu usata dai maggiori scultori e architetti del Rinascimento e di tutto il '600 in particolare da Palladio, Falconetto, Sanmicheli e Sansovino. Venne utilizzata anche a Venezia e nell'entroterra veneto.

Per la sua lavorazione vengono frequentemente usati strumenti utilizzati anche per la lavorazione del legno, come ad esempio la sgorbia. Spesso, inoltre, i lavoratori adoperano mazzuoli di legno o di metallo morbido, anziché martelli d'acciaio (Colombara, 2013).

Caratteristiche

La sua composizione chimica è carbonato di calcio (C_aCO_3) intorno all'80%, percentuali non trascurabili di ossido di silicio, ossido di alluminio e ossido di ferro.

Caratteristiche fisiche e meccaniche (valori medi):

- peso di volume 2210 g/cm^3 ;
- coefficiente di imbibizione 7,49%;
- resistenza alla compressione $41,60 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza al taglio semplice $2,415 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza alla flessione $26,50 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza all'abrasione 0,47 mm;
- porosità totale 28%.

In superficie la roccia subisce un indurimento progressivo dovuto alla parziale cementazione dei pori. La pietra di Vicenza infatti muta le proprie caratteristiche fisiche quando è esposta all'aria o all'azione degli agenti atmosferici. Appena estratta dalla cava contiene molta acqua, perciò si sega e si lavora assai facilmente. Successivamente elimina in parte l'acqua contenuta, si indurisce in superficie e offre così maggior resistenza agli agenti esterni. Tale caratteristica era nota anche in passato tanto che Palladio ne parla nel primo dei suoi quattro libri dell'Architettura.

Si presta bene ad essere scolpita, pur non essendo lucidabile. Viene commercializzata nelle varietà di bianco, grigio e dorato (<http://www.evasiotrend.com/pdf/pietra.pdf>).

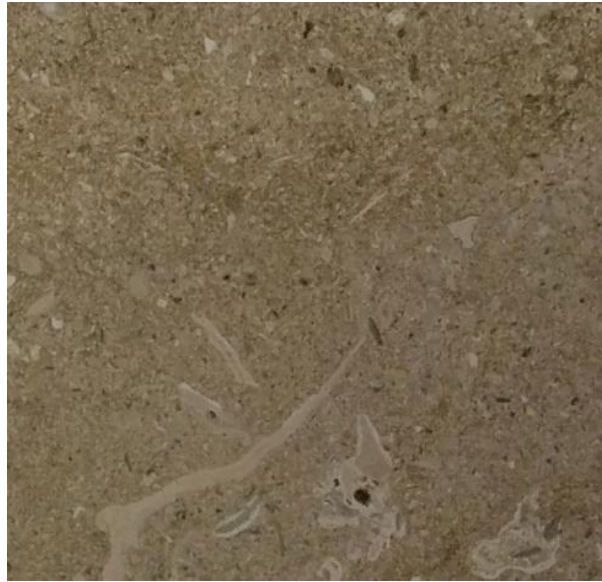


Figura 60: *Pietra grigia di Vicenza (Colombara, 2013).*



Figura 61: *Pietra bianca di Vicenza (Colombara, 2013).*



Figura 62: *Pietra dorata di Vicenza (Colombara, 2013).*

La colorazione non uniforme della pietra è la manifestazione delle sue variazioni geologiche che influiscono sulla lavorazione; infatti colori diversi nello stesso blocco rappresentano i materiali che hanno partecipato alla sua formazione. Gli interstizi tra i colori indicano spesso i punti deboli della pietra.

2.5. Rilievo dello stato del degrado del ponte San Lorenzo

Lo studio si è basato fondamentalmente sull'ispezione visiva e sull'analisi delle informazioni ottenute dagli scavi archeologici e riportate nella ricerca storica. L'ispezione visuale è stata portata a termine attraverso alcune visite effettuate tra i mesi di ottobre 2013 e febbraio 2014.

Le informazioni che sono state raccolte sulla morfologia del ponte presentano limitazioni relative alla poca conoscenza dello spessore dei muri, delle pile e dei timpani, così come delle caratteristiche dei materiali e della distribuzione del riempimento interno. Inoltre non si dispone di dati dettagliati sullo spessore delle volte e sul riempimento nella zona dei reni degli archi. Bisogna tener presente che il gran numero di riparazioni e ricostruzioni praticate nei secoli sul ponte hanno reso queste caratteristiche molto variabili, senza alcuna costante accertabile.

Questi dati sarebbero essenziali nel caso si volesse determinare con assoluta precisione la capacità portante dei diversi archi.

Il rilievo fotografico è riportato nelle tavole in Appendice B, quello del danno in Appendice C.

Per ogni alterazione riportata viene data la definizione da “Normal – 1/88 – alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico.” e vengono indicati i punti in cui è presente, quando possibile con documentazione fotografica.

2.5.1. Alterazione cromatica sulla superficie

Alterazione che si manifesta attraverso la variazione di uno o più parametri che definiscono il colore: tinta (hue), chiarezza (value), saturazione(chroma). Può manifestarsi con morfologie diverse a seconda delle condizioni e può riferirsi a zone ampie o localizzate (Normal – 1/88).

Questa variazione del pigmento è presente un po' ovunque sulle tre arcate.



Figura 63: *Alterazione cromatica sulla seconda arcata.*

Il motivo principale potrebbe essere dato dalla presenza d'acqua che crea una decoesione dello strato superficiale della pietra, oppure può essere attribuito alla presenza di umidità.

2.5.2. Alveolizzazione sui blocchi di pietra

Degradazione che si manifesta con la formazione di cavità di forme e dimensioni variabili. Gli alveoli sono spesso interconnessi e hanno distribuzione non uniforme (Normal – 1/88).

È presente in alcuni dei blocchi di pietra delle tre arcate.



Figura 64: Alveolizzazione sulla prima arcata.

È presumibilmente da attribuirsi al dilavamento dell'acqua che filtra dal terreno soprastante e fuoriesce all'intradosso dell'arco creando questi piccoli alveoli.

2.5.3. Disgregazione

Decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli sotto minime sollecitazioni meccaniche (Normal – 1/88).

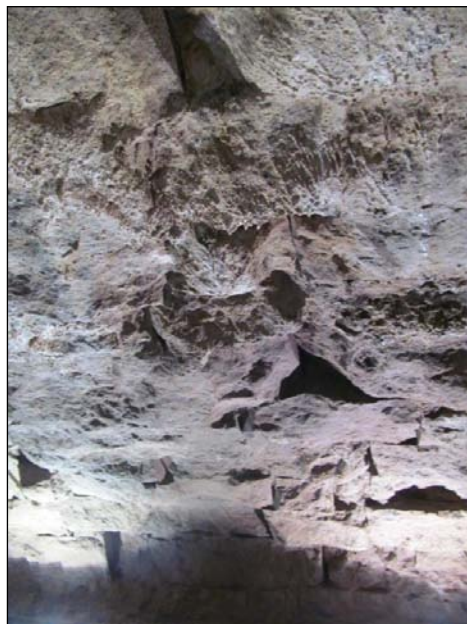


Figura 65: Disgregazione sulla terza arcata.

Presente soprattutto nella prima e nella terza arcata, questo effetto è molto probabilmente dato dalla presenza d'acqua che agisce sui blocchi di pietra erodendoli.

2.5.4. Distacco

Soluzione di continuità tra strati superficiali del materiale, sia tra loro che rispetto al substrato; prelude in genere alla caduta degli strati stessi. Il termine si usa in particolare per gli intonaci e i mosaici. Nel caso di materiali lapidei naturali le parti distaccate assumono spesso forme specifiche in funzione delle caratteristiche strutturali e tessiturali, e si preferiscono allora voci quali crosta, scagliatura, esfoliazione (Normal – 1/88).

Questo tipo di degrado è presente in maniera puntualizzata su tutte e tre le arcate, ma in modo particolare sulla prima e l'ultima.



Figura 66: *Distacco di materiale lapideo sulla terza arcata.*

I fattori che lo determinano potrebbero essere molteplici. L'umidità presente fa sì che le pietre non siano coese come un tempo; inoltre le vibrazioni generate dal traffico stradale sovrastante muovono le pietre e ne causano il distacco.

2.5.5. Efflorescenza

Formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o pulverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso

di efflorescenze saline, la cristallizzazione può talvolta avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti superficiali: il fenomeno prende il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza (Normal – 1/88).

È una diretta conseguenza della pressione di cristallizzazione dei sali. Tale fenomeno è accentuato da umidità di risalita capillare, da condensazione o da infiltrazioni. Presente in gran parte della seconda arcata e in alcuni punti della prima.



Figura 67: Efflorescenza di gran parte della seconda arcata.

In alcuni casi si può attribuire la sua formazione al ruscellamento delle acque meteoriche.

2.5.6. Esfoliazione

Degradazione che si manifesta con distacco, spesso seguito da caduta di uno o più strati superficiali subparalleli fra loro (sfoglie) (Normal – 1/88).

È presente solo raramente sulla superficie delle tre arcate.



Figura 68: *Esfoliazione presente sulla prima arcata.*

Il meccanismo che causa questo fenomeno è direttamente legato alla presenza di argille nella pietra. Quando la pietra si bagna, le argille contenute nella zona superficiale bagnata assorbono l'acqua e la incorporano nella struttura, aumentando così di volume, mentre la parte interna rimane secca e quindi non si espande. Allo stesso modo, quando la pietra si asciuga, la parte superficiale si contrae. Questo provoca tensioni interne e dà luogo a fessure parallele alla superficie che facilitano l'esfoliazione.

2.5.7. Fratturazione o fessurazione

Degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità del materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti (Normal – 1/88).

Presente solamente in alcune pietre, mentre la maggior parte è ancora integra, non evidenzia fratture molto profonde ma solamente superficiali.



Figura 69: *Fratturazione sull'archivolto della terza arcata.*

Le fessurazioni sono probabilmente causate da agenti chimici o dalle vibrazioni.

2.5.8. Mancanza

Caduta e perdita di parti. Il termine, generico, si usa quando tale forma di degradazione non è descrivibile con altre voci del lessico (Normal – 1/88).

Come con i problemi di distacco queste mancanze sono presenti in maniera puntualizzata sulle tre arcate.



Figura 70: *Mancanza di una parte di un concio sulla prima arcata in prossimità delle mura medievali.*

Non paiono attribuibili questi problemi a errori di posa in opera, in quanto il ponte esiste da duemila anni, quindi probabilmente sono dovute alle vibrazioni causate dal traffico soprastante.

2.5.9. Patina

Alterazione strettamente limitata a quelle modificazioni naturali della superficie dei materiali non collegabili a manifesti fenomeni di degradazione e percepibili come una variazione del colore originario del materiale (Normal – 1/88).

Presente in quasi tutto l'intradosso del ponte, ma più in particolare nella seconda arcata dove abbiamo meno disgregazioni e le pietre sono pressoché integre.



Figura 71: Patina presente sulla prima arcata.

È da considerare come variazione del colore del materiale, e non come fenomeno di degrado.

2.5.10. Patina biologica

Strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere, terriccio, ecc. (Normal – 1/88).



Figura 72: Patina biologica presente sulla prima pila del ponte.

L'umidità e la presenza d'acqua fanno nascere questo muschio presente oltre che sotto le tre arcate anche sulla parete laterale del ponte.

2.5.11. Scagliatura

Degradazione che si manifesta col distacco totale o parziale di parti (scaglie) spesso in corrispondenza di soluzioni di continuità del materiale originario. Le scaglie, costituite generalmente da materiale in apparenza inalterato, hanno forma irregolare e spessore consistente e disomogeneo. Al di sotto possono essere presenti efflorescenze o patine biologiche (Normal – 1/88).

Dovuta alla presenza di umidità che causa la cristallizzazione dei sali, questo tipo di degrado lo si trova in particolar modo nella terza arcata, la più deteriorata.

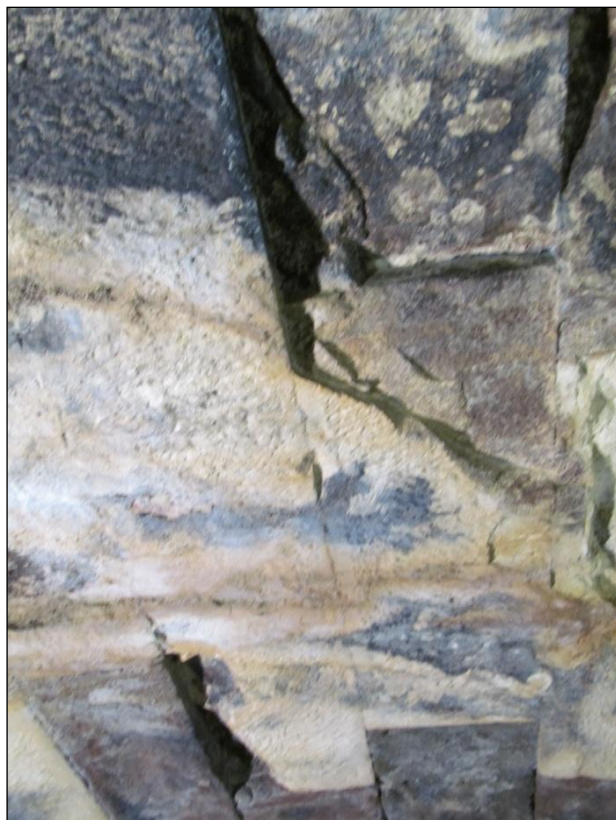


Figura 73: Scagliatura di un concio sulla prima arcata.

2.5.12. Interventi di carattere antropico

L'analisi storica riporta la presenza di numerose vicissitudini, dall'interramento della seconda e della terza arcata del ponte alla tombinatura del Bacchiglione. Uno degli interventi più significativi è stata la costruzione del palazzo del Bo a ridosso del ponte. Questo ha portato presumibilmente ad una variazione delle spinte laterali. Successivamente il fiume è stato tombinato e sopra di esso è stata costruita una strada con l'incrocio tra Riviera Ponti romani e corso S. Francesco sopra la prima arcata. In epoca più recente il comune ha dato l'autorizzazione alla costruzione della linea del tram che collega la stazione con la parte sud della città e questo ha sicuramente aumentato le sollecitazioni sulla struttura.

2.6. Osservazioni

In questo secondo capitolo ci si è interessati alla morfologia del ponte e alla sua storia. Prima di svolgere le indagini vere e proprie è infatti necessario

conoscere bene il manufatto che si deve analizzare, per capire gli sviluppi e gli interventi che nei secoli hanno interessato l'oggetto d'indagine.

Si è svolta quindi una ricerca storica usando come fonti documenti, scritti di architetti e di storici che hanno fornito indicazioni riguardo alla morfologia e all'uso che nei secoli hanno interessato la struttura.

Grazie a queste ricerche siamo venuti a conoscenza del tipo di materiale che costituisce il ponte. Questo ha consentito di ottenere informazioni essenziali sulle caratteristiche chimico – fisiche dei diversi materiali che lo costituiscono.

In seguito, con l'aiuto un accurato rilievo fotografico, si è svolta un'analisi visiva sul degrado che interessa l'intradosso delle arcate del ponte, procedendo ad una catalogazione degli stessi.

3. Analisi delle vibrazioni

La relazione qui riportata è stata svolta dal prof. Modena in collaborazione con gli ingegneri Filippo Lorenzoni e Mauro Caldon.

3.1. Modalità della prova

Allo scopo di misurare gli effetti delle vibrazioni indotte da traffico sulle strutture murarie del ponte romano di S. Lorenzo si è impostata un'estesa campagna di rilievi sperimentali. Le misure, effettuate grazie all'installazione di un sistema di monitoraggio temporaneo nel mese di ottobre 2013 (tra i giorni 2 e 11) sono state finalizzate a individuare l'influenza dei parametri più significativi che regolano il fenomeno nello specifico contesto.

Le prove sono state impostate tenendo conto di quanto indicato dalla normativa e di quanto già noto in bibliografia. L'impostazione della metodologia di indagine è pertanto del tutto generale, seppure applicata ad un contesto ben preciso. Nel seguito si riportano pertanto solo dei brevi cenni sull'impostazione del lavoro di rilievo, rimandando a testi specifici per l'approfondimento delle tecniche di indagine dinamica.

Le modalità di prova, standardizzate dalle normative, consistono nella misura delle vibrazioni (accelerazioni) effettuata alla base del ponte (al piede della pila, in prossimità delle fondazioni) e ai livelli più alti della struttura (in chiave di ciascuna arcata). Gli accelerometri, sensori utilizzati per rilevare le vibrazioni, sono stati posizionati, per ogni posizione di prova, lungo tre direzioni mutuamente ortogonali, come previsto dalle norme UNI 9916 "*Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici*", al fine di acquisire le vibrazioni nelle tre direzioni X, Y, Z .

La gestione dell'acquisizione e dell'archiviazione viene effettuata tramite software sviluppato in ambiente Labview. Il programma di acquisizione utilizzato per le prove permette l'acquisizione su comando dell'operatore; eseguendo automaticamente la conversione da unità elettrica ad unità ingegneristica, e archiviando i segnali acquisiti su hard disk.

Per meglio mettere in luce gli effetti indotti dal traffico sulle strutture si sono eseguite registrazioni nei due casi seguenti:

- Prove con vibrazione ambientale in assenza di traffico (*Ambient Vibration Test AVT*, durante le ore notturne);
- Prove con vibrazione indotta da traffico (durante le ore diurne).

3.2. Illustrazione della campagna di prove

Il monitoraggio delle vibrazioni indotte dal traffico veicolare sul ponte di S. Lorenzo è avvenuto nei giorni compresi tra il 2 e l'11 ottobre 2013.

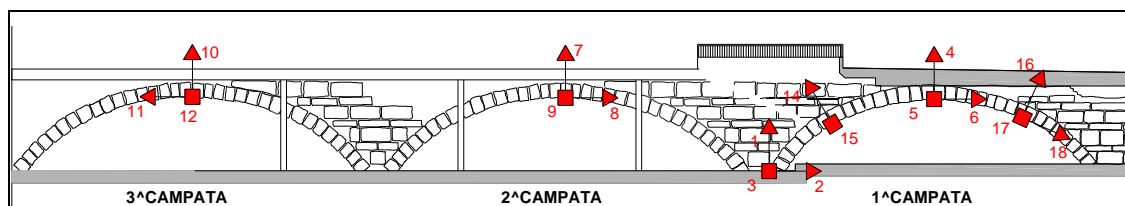
Le specifiche dei sensori e del sistema di acquisizione sono riportate in Appendice A.

La strategia di monitoraggio selezionata prevede una registrazione continua, 24h su 24h, delle accelerazioni trasmesse al ponte in modo da valutarne le ampiezze e la risposta dinamica sia in condizioni notturne che diurne, sia durante i giorni feriali che festivi. In questo modo è stato possibile individuare un quadro completo e dettagliato delle sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura oggetto della ricerca.

Le acquisizioni dei segnali consistono in registrazioni di accelerazione in corrispondenza di punti significativi del ponte (vedi Figura 74):

- 1 terna di accelerometri (CH1, CH2, CH3) è stata fissata alla base della prima pila (compresa tra la 1^a e 2^a campata),
- 3 terne di accelerometri sulla 1^a campata, in chiave (CH4, CH5, CH6) e ai terzi (CH13, CH14, CH15 e CH16, CH17, CH18) dell'arcata in pietra
- 1 terna per ciascuna delle due rimanenti campate in chiave all'arco: 2^a campata CH7, CH8, CH9 e 3^a campata CH10, CH11, CH12.

In totale si sono utilizzati 18 trasduttori di accelerazione.



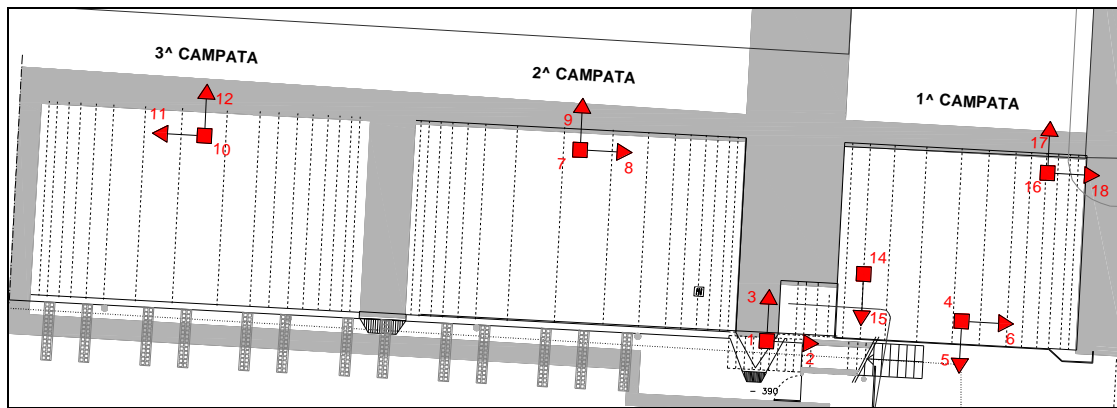
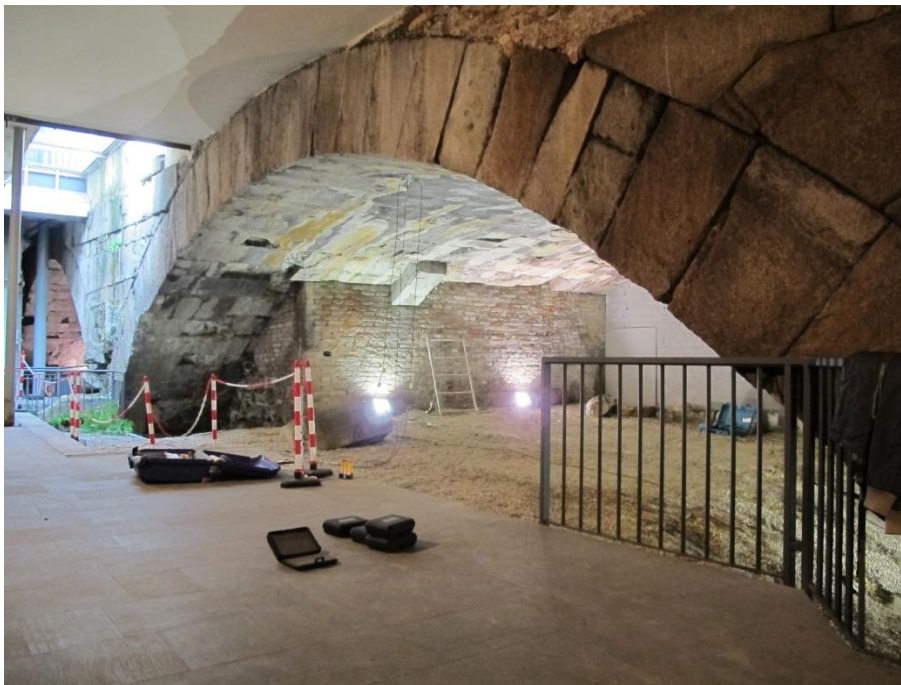


Figura 74: Layout del sistema di monitoraggio del ponte S. Lorenzo (in pianta - sopra e in sezione - sotto): posizione, numero e direzione dei 18 sensori di accelerazione impiegati.

I trasduttori sono stati fissati alla struttura del ponte attraverso un sistema di montaggio leggero, ma sufficientemente rigido in modo da consentire la fedele riproduzione del moto vibratorio del ponte senza che siano introdotte alterazioni del moto stesso imputabili al sistema di accoppiamento del trasduttore.



a)

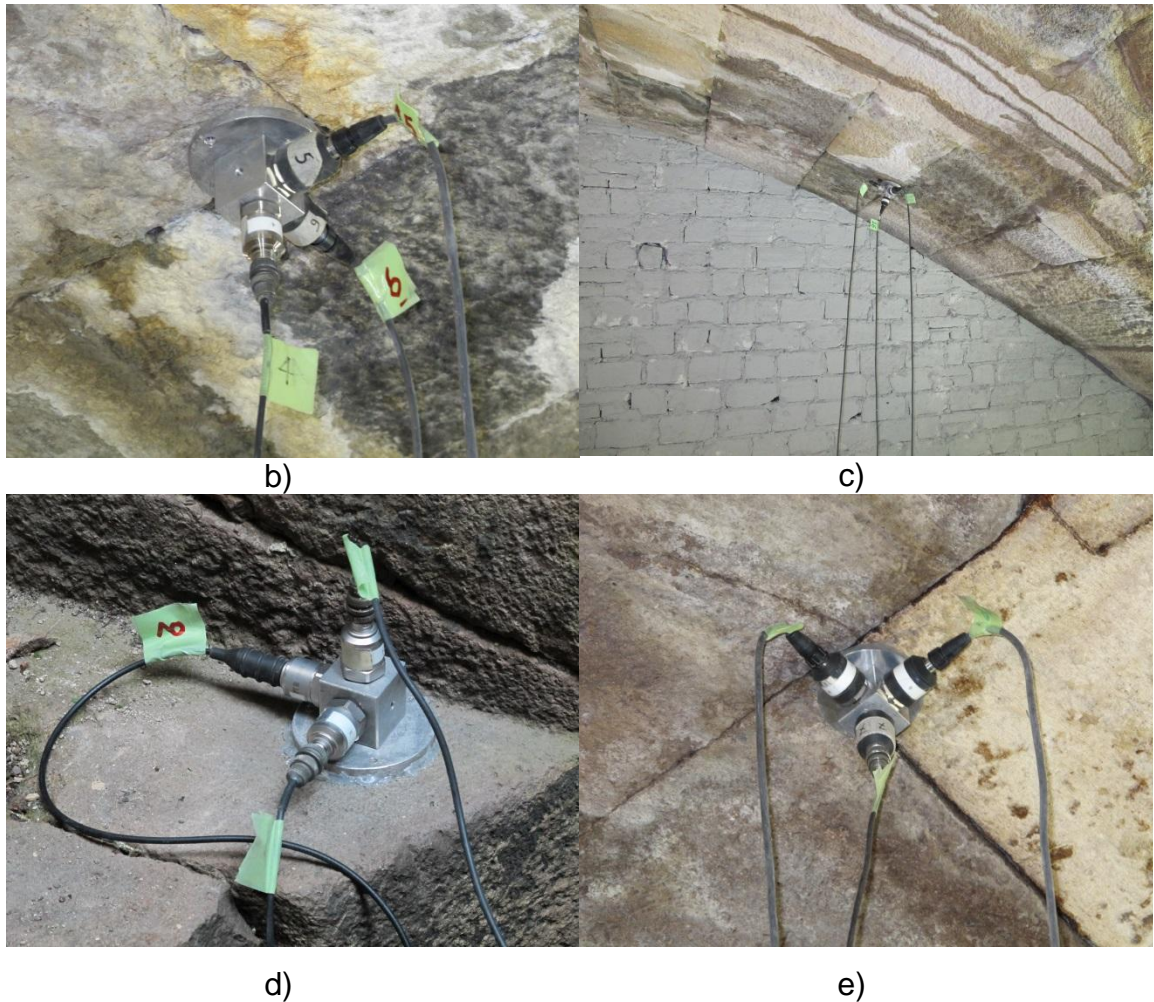


Figura 75: *Installazione delle terne di trasduttori all'intradosso delle arcate del ponte: a) visione di insieme dei sensori installati sulla 1^a campata; Terne di accelerometri sulla 1^a campata (b e c), alla base della pila (d) e sulla 2^a campata (e).*

Il fissaggio delle terne di accelerometri è avvenuto attraverso l'impiego di basi e cubi in alluminio rigidamente connessi alle parti strutturali del ponte attraverso ancoraggio meccanico. Al fine di garantire la totale non invasività delle prove condotte e preservare la superficie muraria, si sono impiegati dei cunei in plastica rigida, preliminarmente infissi nei giunti tra i blocchi di pietra. Successivamente si sono avvitate le basi in alluminio direttamente nei cunei di plastica rigidamente vincolati alla struttura, evitando così di forare e danneggiare gli antichi blocchi di pietra calcarea che compongono le arcate dell'intradosso del ponte. La terna di accelerometri alla base della pila è invece stata fissata su superficie orizzontale previa impiego di colla a caldo.

3.3. Analisi delle vibrazioni e verifiche

3.3.1. Pre-processamento dei segnali

Le acquisizioni dei segnali consistono in registrazioni di accelerazione in corrispondenza del punto in cui sono fissati gli strumenti; i segnali vengono registrati in modo discreto, campionando la curva continua ad intervalli di tempo dell'ordine del centesimo di secondo (frequenza di campionamento pari a 100 Hz).

I segnali così acquisiti contengono, oltre alla parte significativa della registrazione, anche segnali di disturbo (rumore) dovuti alla strumentazione di acquisizione (per esempio lente oscillazioni dei cavi ecc.) e alle modalità di campionamento. Il rumore dovuto alla strumentazione si manifesta sotto forma di oscillazioni dei segnali a bassissime frequenze che si sovrappongono al segnale reale. Per eliminare gli effetti di disturbo si dovrà procedere ad elaborare i segnali dopo la loro acquisizione al fine di depurare la parte significativa dal rumore. L'eliminazione di parte degli effetti di disturbo può essere effettuata attraverso l'applicazione di un filtro "passa-alto" al segnale, in modo da eliminare le basse frequenze.

Le norme di riferimento per la valutazione dell'intensità delle vibrazioni applicate agli edifici, fanno

spesso riferimento alla velocità come parametro significativo; i segnali di accelerazione devono pertanto essere integrati per trovare le velocità.

Le modalità di elaborazione dei segnali, successive all'acquisizione, nel caso specifico prevedono:

- Filtraggio numerico del segnale con filtro passa alto e frequenza di taglio pari a 1 Hz o inferiore, in modo da eliminare le derive dovute alle caratteristiche della strumentazione;
- Integrazione numerica del segnale per il passaggio da accelerazione a velocità;
- Successivo nuovo filtraggio numerico del segnale con filtro passa alto e frequenza di taglio pari a 1 Hz o inferiore, in modo da eliminare le derive numeriche introdotte con l'integrazione.

Gli effetti delle vibrazioni sulle strutture dipende, oltre che dall'intensità della vibrazione, anche dal suo contenuto in frequenza; risulta pertanto utile analizzare le frequenze dei segnali registrati.

Un'elaborazione del segnale attraverso l'algoritmo FFT (Fast Fourier Transform) consente di visualizzare il contenuto in frequenza dei segnali; in particolare lo spettro di Fourier delle acquisizioni ambientali (AVT) è utile a evidenziare le principali basse frequenze della struttura.

3.3.2. Monitoraggio visivo del transito veicolare

I giorni 02/10/2013 e 11/10/2013 sono stati svolti quattro monitoraggi visivi del transito veicolare sul ponte San Lorenzo. Le quattro registrazioni di 21 minuti circa ciascuna hanno permesso di tarare tutti i successivi parametri di soglia avendo delle indicazioni precise sugli effetti indotti dai differenti mezzi oltre che ad avere delle informazioni molto significative sulle vibrazioni indotte dagli stessi. Vengono di seguito riportate le velocità ottenute mediante integrazione del segnale in accelerazione divise per direzione monitorata (normale all'impalcato, longitudinale e trasversale). Nei grafici viene segnalato il passaggio dei vari mezzi tramite le linee verticali tratteggiate.

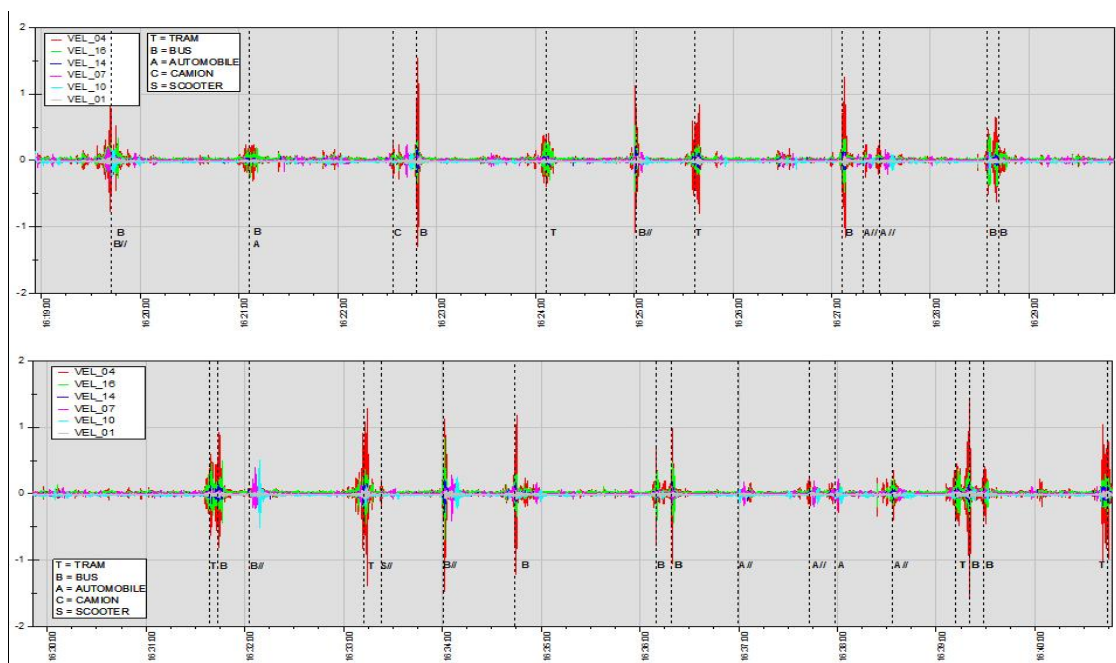


Figura 76: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione verticale, con indicazione degli eventi significativi - 02 Ottobre h 16:19.

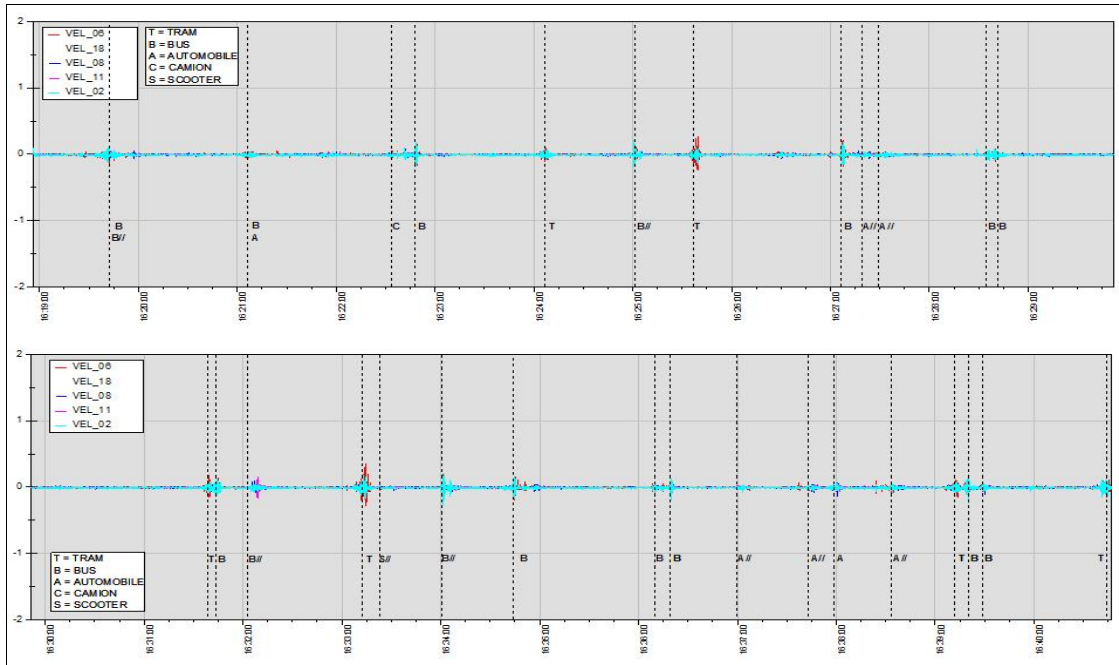


Figura 77: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione longitudinale, con indicazione degli eventi significativi - 02 Ottobre h 16:19.

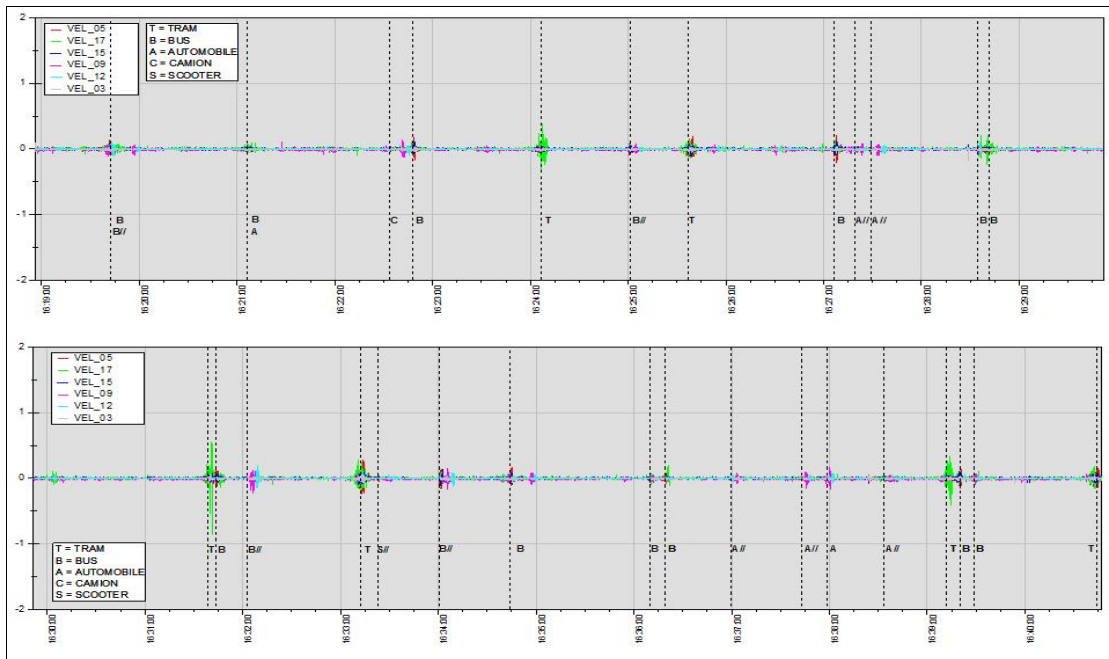


Figura 78: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione trasversale, con indicazione degli eventi significativi - 02 Ottobre h 16:19.

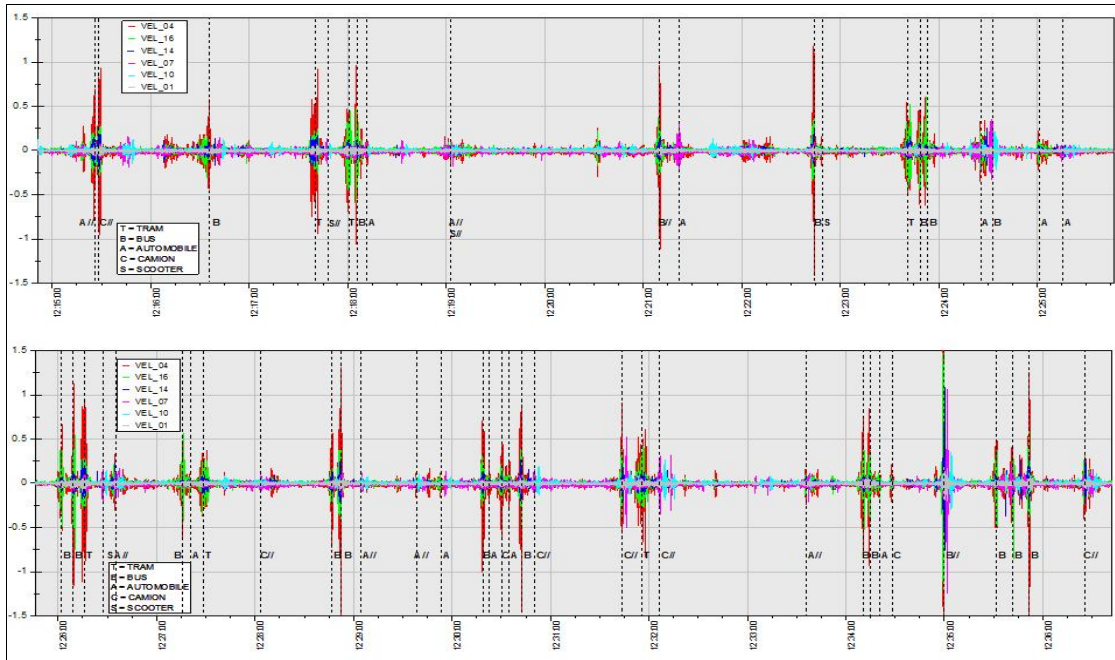


Figura 79: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione verticale, con indicazione degli eventi significativi - 11 Ottobre h 12:15.

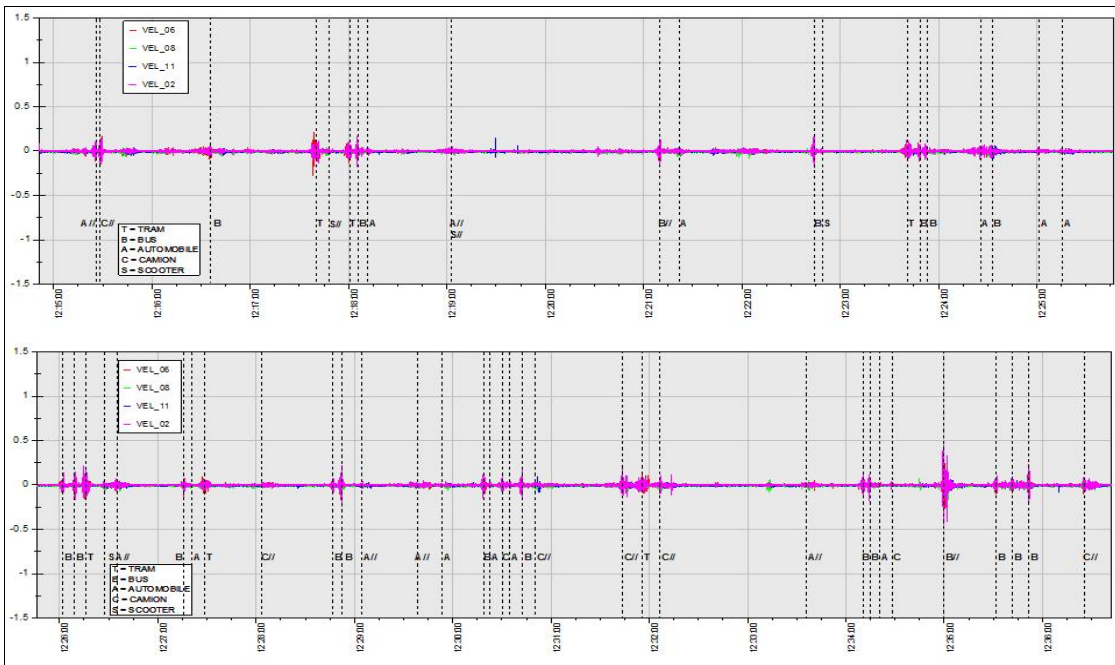


Figura 80: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione longitudinale, con indicazione degli eventi significativi - 11 Ottobre h 12:15.

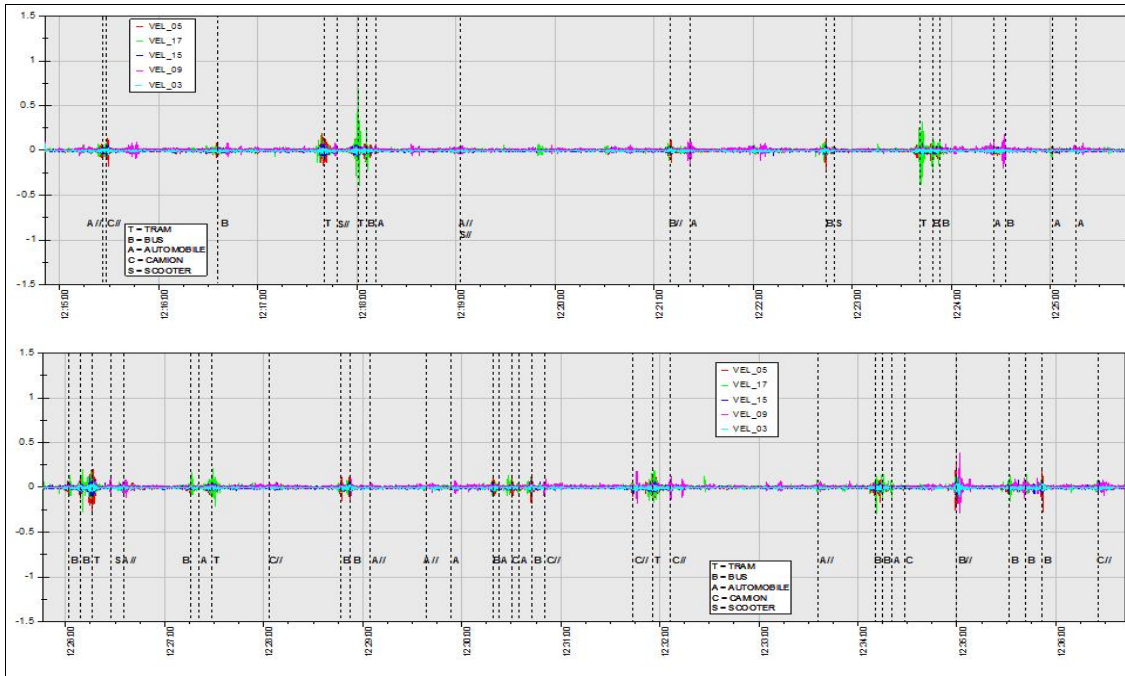


Figura 81: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione trasversale, con indicazione degli eventi significativi - 11 Ottobre h 12:15.

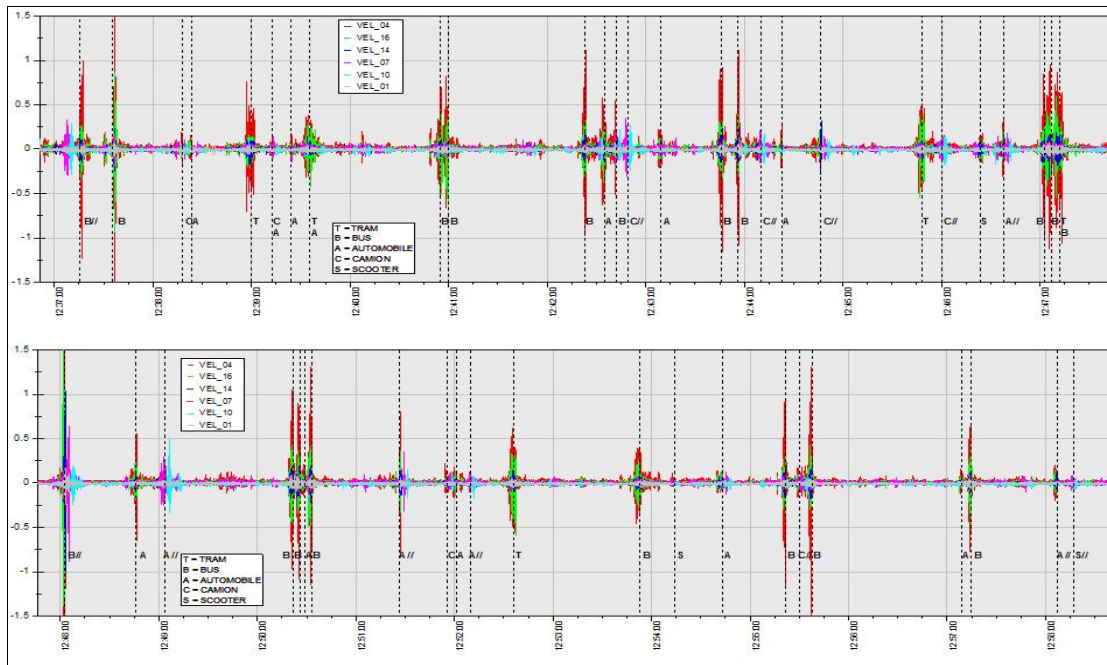


Figura 82: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione verticale, con indicazione degli eventi significativi - 11 Ottobre h 12:37.

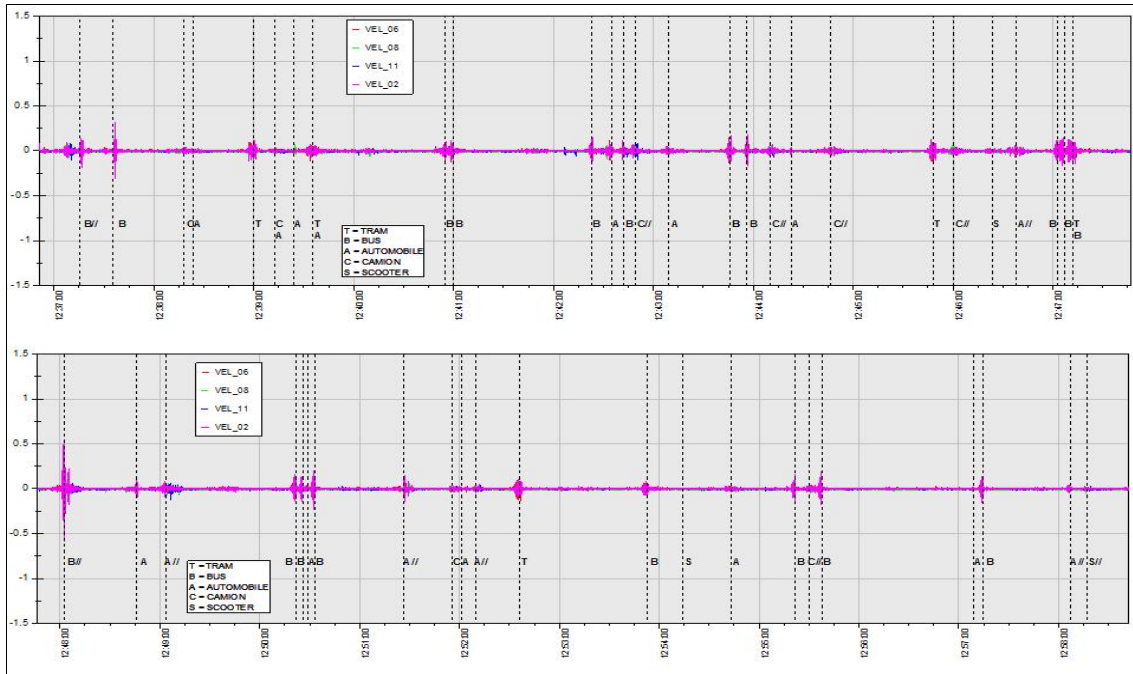


Figura 83: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione longitudinale, con indicazione degli eventi significativi - 11 Ottobre h 12:37.

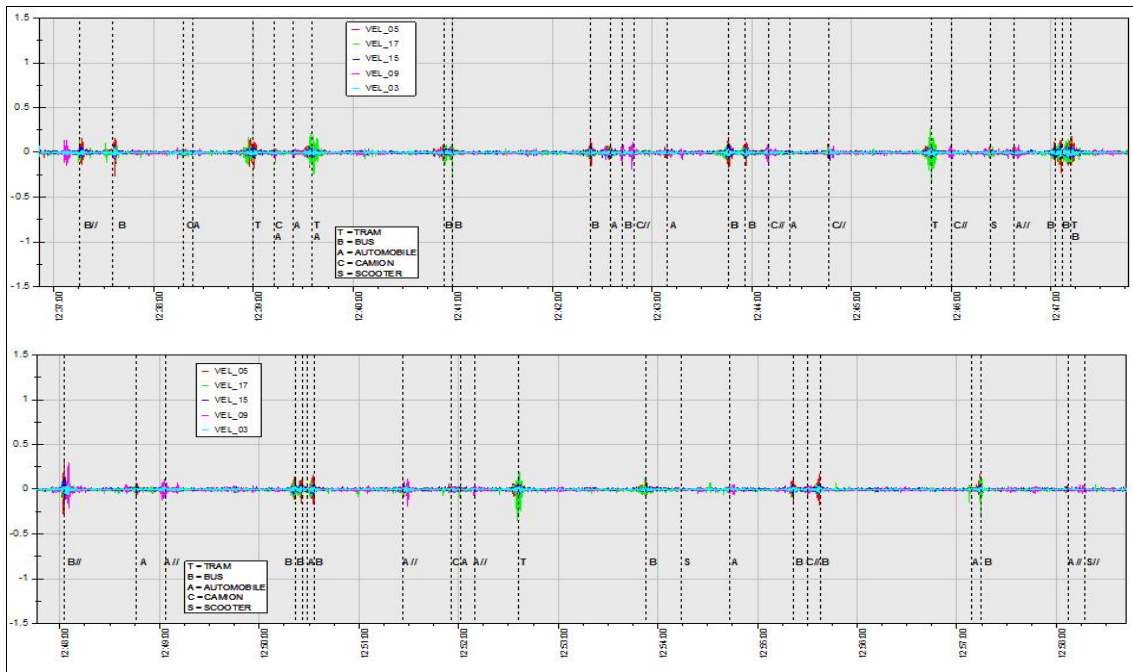


Figura 84: Time history delle velocità relative alle registrazioni dei diversi sensori in direzione trasversale, con indicazione degli eventi significativi - 11 Ottobre h 12:37.

Si è proceduto quindi all'estrazione delle accelerazioni e delle velocità di picco (queste ultime riportate nei grafici seguenti) suddivise per tipologia di mezzo considerato: autobus, tram, automobile, camion/furgone e motocicli. Si è osservato come sia l'autobus e non il tram a indurre velocità maggiori alla struttura anche con valori significativamente elevati. Automobili e camion

producono delle velocità simili tra loro e di modesta entità mentre i motocicli, pur essendo rilevati dalla strumentazione, non inducono vibrazioni strutturali significative. Il massimo si ha avuto col passaggio di un autobus che ha fatto registrare una velocità di 3,43 mm/s. Gli eventi più significativi per le altre categorie sono stati: 1.41 mm/s per il tram, 0.80 mm/s per l'automobile, 0.96 mm/s per il camion/furgone e 0.33 mm/s per i motocicli.

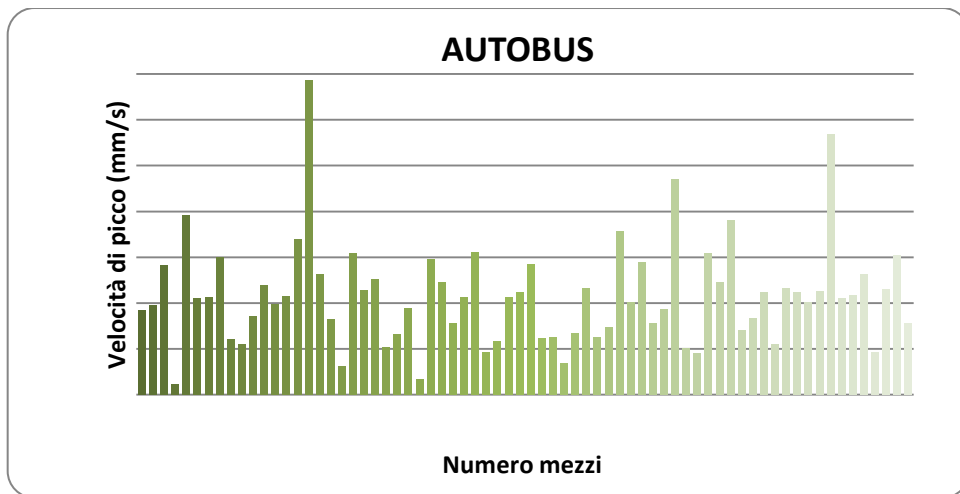


Figura 85: Velocità di picco registrate al passaggio degli autobus durante il periodo di osservazione per il sensore 4, direzione verticale in chiave della prima campata (02/10 15:57 – 16.40, 11/10 12:15 – 12:58).

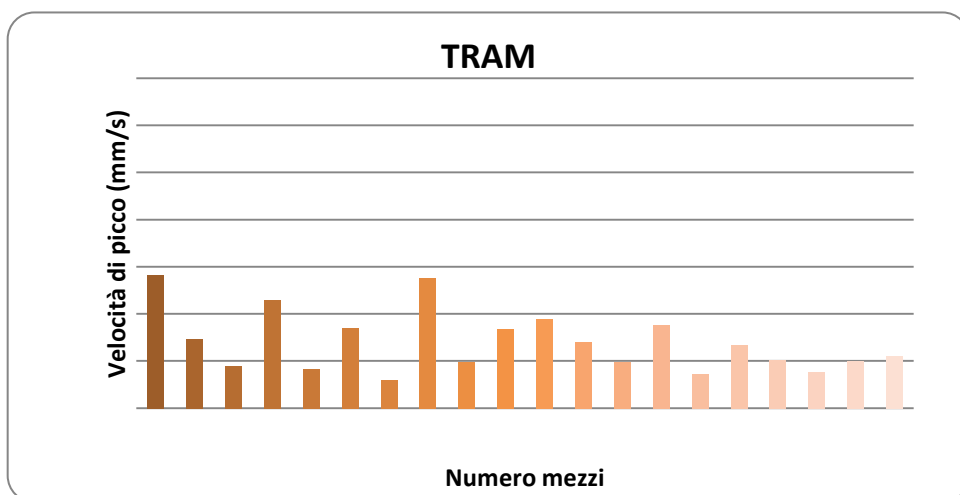


Figura 86: Velocità di picco registrate al passaggio dei tram durante il periodo di osservazione per il sensore 4, direzione verticale in chiave della prima campata (02/10 15:57 – 16.40, 11/10 12:15 – 12:58).

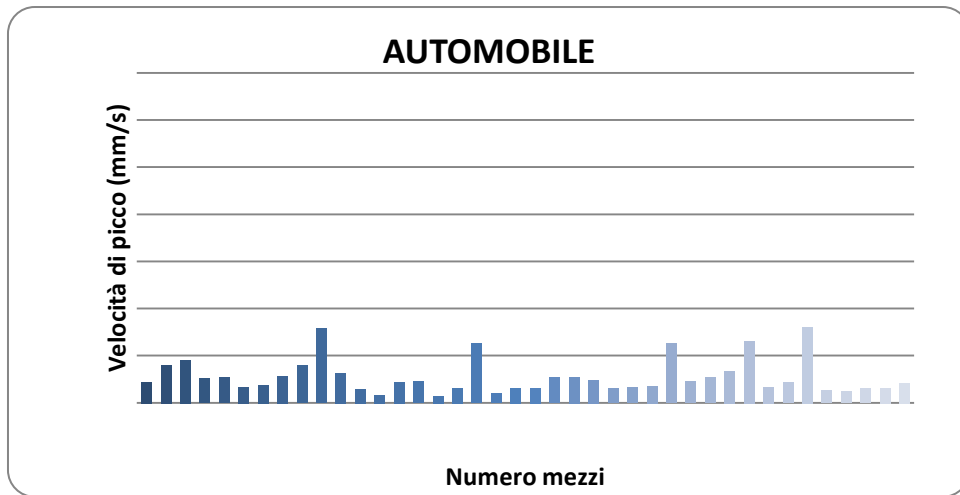


Figura 87: Velocità di picco registrate al passaggio delle automobili durante il periodo di osservazione per il sensore 4, direzione verticale in chiave della prima campata (02/10 15:57 – 16.40, 11/10 12:15 – 12:58).

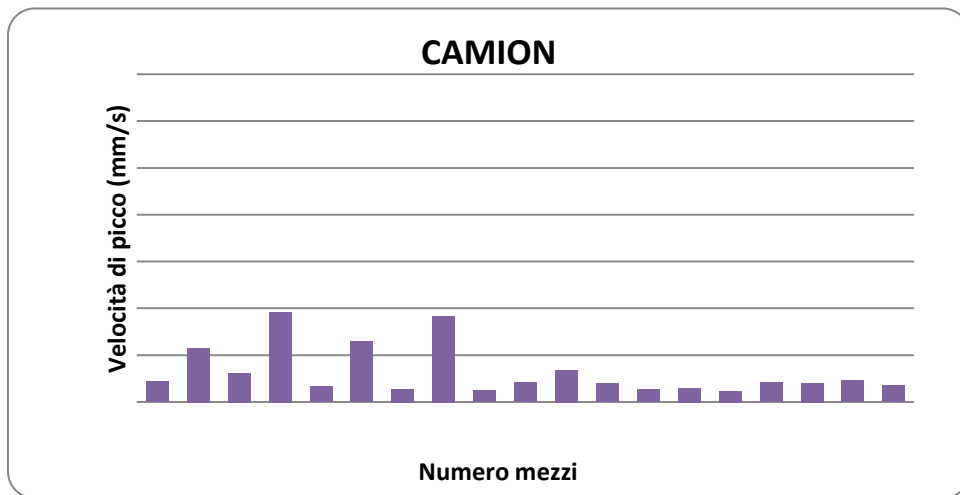


Figura 88: Velocità di picco registrate al passaggio dei camion e furgoni durante il periodo di osservazione per il sensore 4, direzione verticale in chiave della prima campata (02/10 15:57 – 16.40, 11/10 12:15 – 12:58).

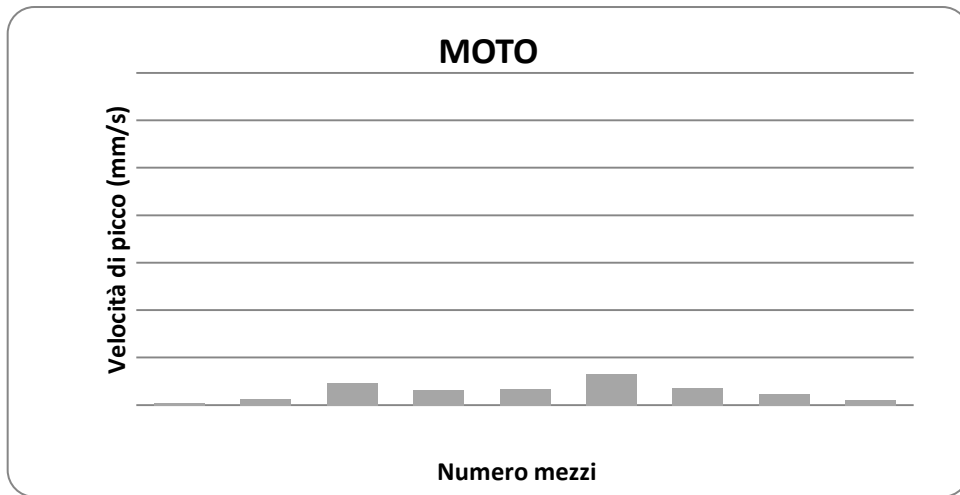


Figura 89: Velocità di picco registrate al passaggio delle moto e scooter durante il periodo di osservazione per il sensore 4, direzione verticale in chiave della prima campata (02/10 15:57 – 16.40, 11/10 12:15 – 12:58).

L'analisi statistica ha fornito i valori delle accelerazioni di picco medie e la deviazione standard per ogni singola categoria. Gli eventi collegati al passaggio degli autobus hanno registrato una media di accelerazione di picco pari a 0.09 m/s^2 e deviazione standard 0.05 ; tram 0.07 m/s^2 0.02 ; camion/furgone 0.03 m/s^2 0.02 ; automobile 0.02 m/s^2 0.01 ; motocicli 0.03 m/s^2 0.02 .

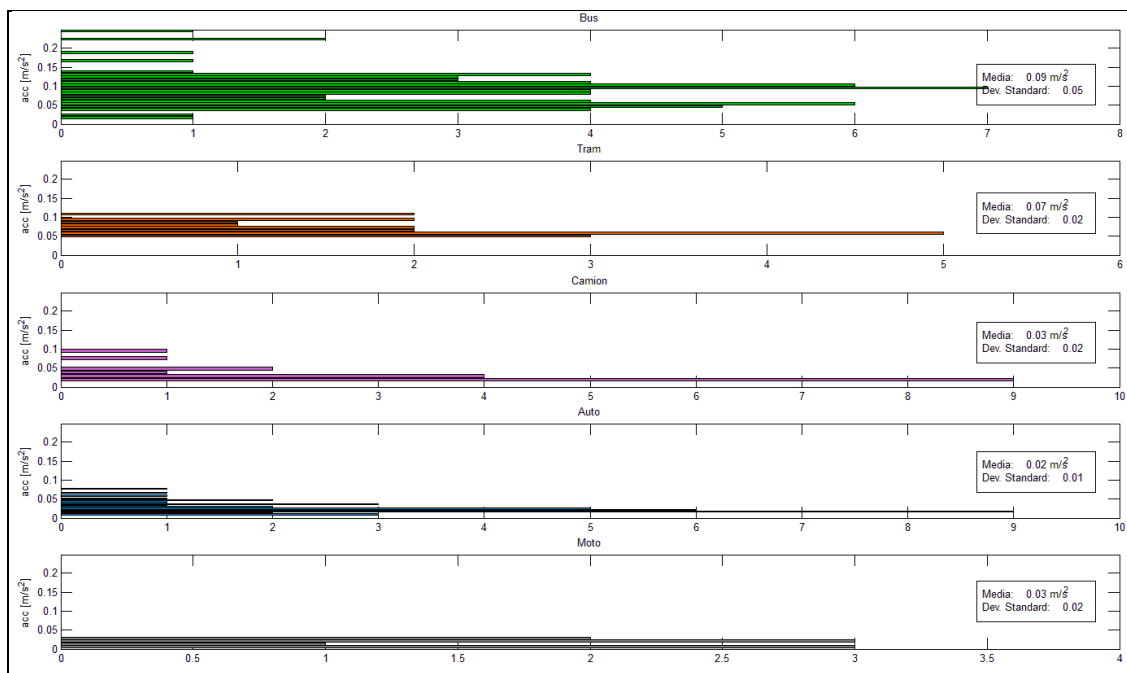


Figura 90: Distribuzione statistica delle accelerazioni di picco registrate al passaggio dei vari mezzi durante il periodo di osservazione per il sensore 4, direzione verticale in chiave della prima campata (02/10 15:57 – 16.40, 11/10 12:15 – 12:58).

L'analisi statistica delle velocità di picco degli eventi collegati al passaggio dei mezzi considerati ha fatto registrare i seguenti valori di media e deviazione standard: autobus media pari a 1.08 mm/s e deviazione standard 0.57; tram 0.68 mm/s e deviazione 0.29; camion/furgone 0.33 mm/s 0.27; automobile 0.28 mm/s 0.19; motocicli 0.15 mm/s 0.09.

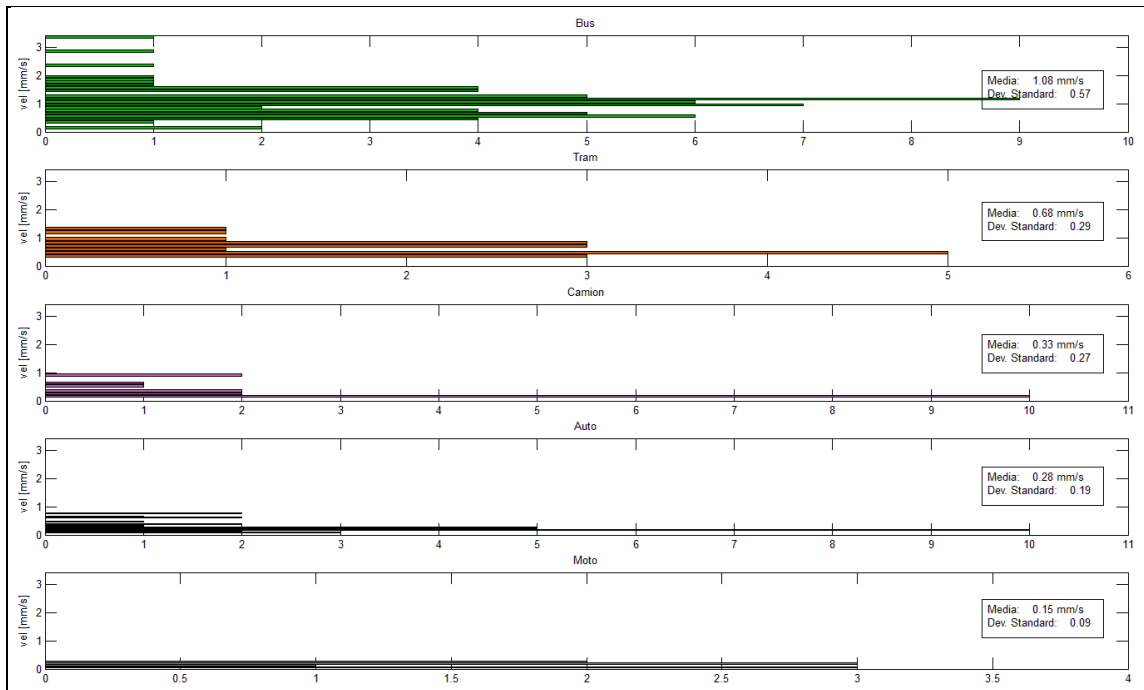


Figura 91: Distribuzione statistica delle velocità di picco registrate al passaggio dei vari mezzi durante il periodo di osservazione per il sensore 4, direzione verticale in chiave della prima campata (02/10 15:57 – 16.40, 11/10 12:15 – 12:58).

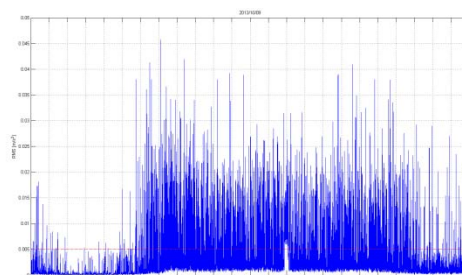
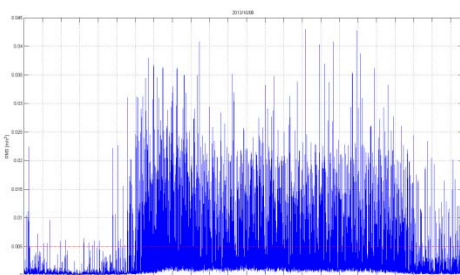
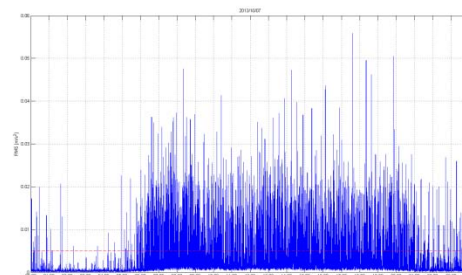
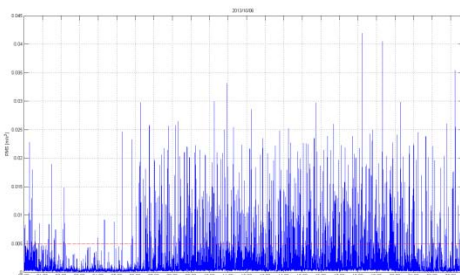
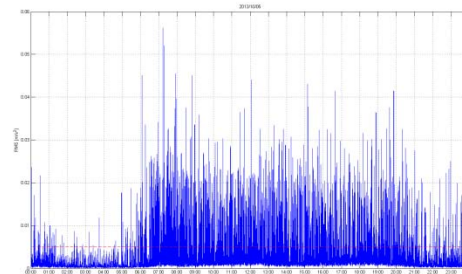
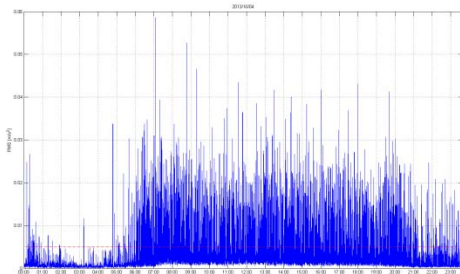
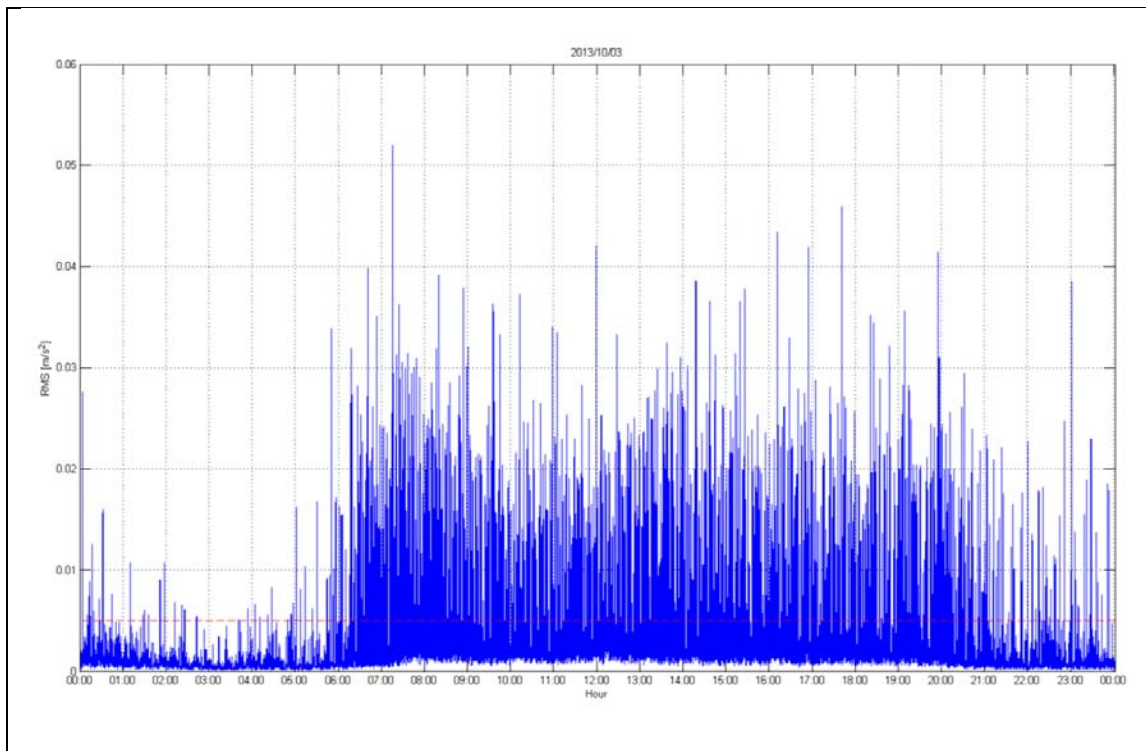
3.3.3. Metodologia d'indagine

Si è proceduto, quindi, con il calcolo dell'RMS per ogni giornata di osservazione andando successivamente a considerare tutti gli eventi che hanno avuto un valore di RMS medio pari o superiore alla soglia di 0.005 m/s^2 (Figura 9291). Questo valore è stato scelto a seguito dell'osservazione degli effetti indotti dal passaggio dei mezzi nei due periodi di monitoraggio visivo cercando di considerare solamente fenomeni realmente significativi per la struttura.

Una volta identificati gli eventi è stata valutata la velocità di picco corrispondente per confrontarla con i valori di controllo da normativa.

È stato anche calcolato il livello di vibrazione indotta durante tali fenomeni prendendo come livello di riferimento scelto l'accelerazione equivalente per le condizioni di esercizio notturne (0.0004 m/s^2). Questo valore è stato scelto per

ottenere un chiaro confronto tra i livelli di vibrazione indotti dal passaggio dei mezzi.



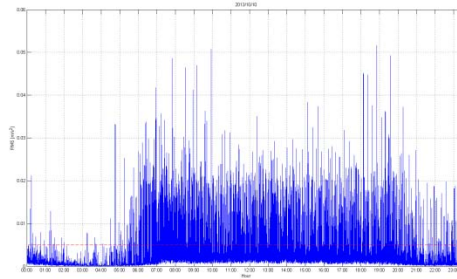


Figura 92: Andamento dell'RMS per le singole giornate di monitoraggio, in rosso indicata la soglia pari a 0.005 m/s^2 per la selezione degli eventi significativi.

3.3.4. Valutazione degli effetti delle vibrazioni (UNI 9916)

La norma UNI 9916 fornisce una guida per la scelta delle metodologie appropriate per la misurazione, il trattamento dei dati e la valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici fornendo nell'appendice D valori indicativi di riferimento, i quali non possono tuttavia essere considerati come limiti assoluti di accettabilità o non accettabilità. Le raccomandazioni fornite nella presente norma al riguardo della risposta strutturale degli edifici, si limitano agli effetti delle vibrazioni che possono comportare l'insorgere di "danno architettonico o di soglia".

La norma identifica due tipi di sorgente: esterna ed interna. Le sorgenti esterne possono essere: il traffico stradale o ferroviario, le attività di costruzioni o demolizione, l'esplosione di mine, il funzionamento di macchine rotanti o impulsive, raffiche di vento. Un'ulteriore classificazione può essere fatta in base alla durata del fenomeno prendendo quindi in considerazione i fenomeni di risonanza e affaticamento dei materiali. Pertanto la risposta di un edificio può essere considerata continua o transitoria in base alla durata dell'eccitazione ($>5\tau_0$ dove τ_0 è la costante di tempo dell'edificio). Tuttavia è più corretto considerare un'eccitazione costituita da una serie di eventi transitori come un fenomeno continuo. Di fondamentale importanza anche la suddivisione dei fenomeni in tipologie deterministiche o aleatorie, queste ultime a loro volta distinte in stazionarie, ergodiche, non stazionarie modulate o non stazionarie. Nel nostro caso ci troviamo di fronte principalmente a vibrazioni indotte dal traffico stradale o su rotaia quindi possiamo definirla come un'eccitazione da sorgente esterna, continua, non stazionaria.

Il paragrafo 8 fornisce la definizione di velocità di picco puntuale (PPV, *Peak Particle Velocity*) e di picco di una componente puntuale (PCPV, *Peak Component Particle Velocity*). La prima è definita come il valore massimo del modulo del vettore velocità misurato in un dato punto o ottenuto per integrazione. La velocità di picco di una componente puntuale è, invece, il valore massimo del modulo di una delle tre componenti ortogonali misurate simultaneamente in un punto o ottenute mediante integrazione. La PCPV è il parametro di controllo indicato dalle DIN 4150 e BS 7385 che forniscono i valori di riferimento.

Le tabelle contenute nell'appendice D, che fanno riferimento alle DIN 4150 e BS 7385 forniscono dei valori al di sotto dei quali, salvo casi particolari, è ragionevole presumere che non vi sia danno; si specifica inoltre che il superamento dei limiti indicati non implica necessariamente il verificarsi del danno, ma è un segnale della necessità di indagini più approfondite.

| Classe | Tipo di edificio | Valori di riferimento per la velocità di vibrazione pcpv in mm/s (per tutte le frequenze) |
|--------|---|---|
| 1 | Costruzioni industriali, edifici industriali e costruzioni strutturalmente simili | 10 |
| 2 | Edifici residenziali e costruzioni simili | 5 |
| 3 | Costruzioni che non ricadono nelle classi 1 e 2 e che sono degne di essere tutelate (per esempio monumenti storici) | 2.5 |

Tabella 4: Valori di riferimento per le componenti della velocità di vibrazione (pcpv) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni durature sulle costruzioni (DIN 4150).

Si fa riferimento alla norma SN 640312 "*Effet des ébranlements sur les constructions*" che riguarda le vibrazioni provocate nelle costruzioni dallo scoppio di mine, dalle attività di macchine di cantiere e dal traffico su strada e ferroviario. La norma non è applicabile alle vibrazioni di frequenza dominante minore di 8 Hz determinata dall'analisi spettrale della componente del vettore velocità con ampiezza maggiore.

| Classe | Tipo di costruzione | Esposizione | Valori di riferimento per la velocità di vibrazione ppv in mm/s | | |
|--------|--|--|---|--|--|
| | | | Posizioni di misura ^{*)} | | |
| | | | Da 8 Hz fino a 30 Hz ^{*)} | Da 30 Hz fino a 60 Hz | Da 60 Hz fino a 150 Hz |
| A | Costruzioni molto poco sensibili (per esempio ponti, gallerie, fondazioni di macchine) | Occasionale Frequente Permanente | Fino a tre volte i valori corrispondenti alla classe C | Fino a tre volte i valori corrispondenti alla classe C | Fino a tre volte i valori corrispondenti alla classe C |
| B | Costruzioni poco | Occasionale | Fino a due | Fino a due | Fino a due |

| | | | | | |
|---|---|--|--|--|--|
| | sensibili (per esempio edifici industriali in cemento armato o metallici) costruiti a regola d'arte e con manutenzione adeguata | Frequente Permanente | volte i valori corrispondenti alla classe C | volte i valori corrispondenti alla classe C | volte i valori corrispondenti alla classe C |
| C | Costruzioni normalmente sensibili (per esempio edifici d'abitazione in muratura di cemento, cemento armato o mattoni, edifici amministrativi, scuole, ospedali, chiese in pietra naturale o mattoni intonacati) costruiti a regola d'arte e con manutenzione adeguata | Occasionale Frequente Permanente | 15 6 3 | 20 8 4 | 30 12 6 |
| D | Costruzioni particolarmente sensibili (per esempio monumenti storici e soggetti a tutela) case con soffitti in gesso, edifici della classe C nuovi o ristrutturati di recente | Occasionale Frequente Permanente | Valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà | Valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà | Valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà |
| *) Le posizioni di misura devono essere scelte sugli elementi rigidi della struttura portante o dove sono attesi i maggiori effetti delle vibrazioni. | | | | | |

Tabella 5: Valori di riferimento indicati dalla SN 640312 a "Effet des ébranlements sur les constructions".

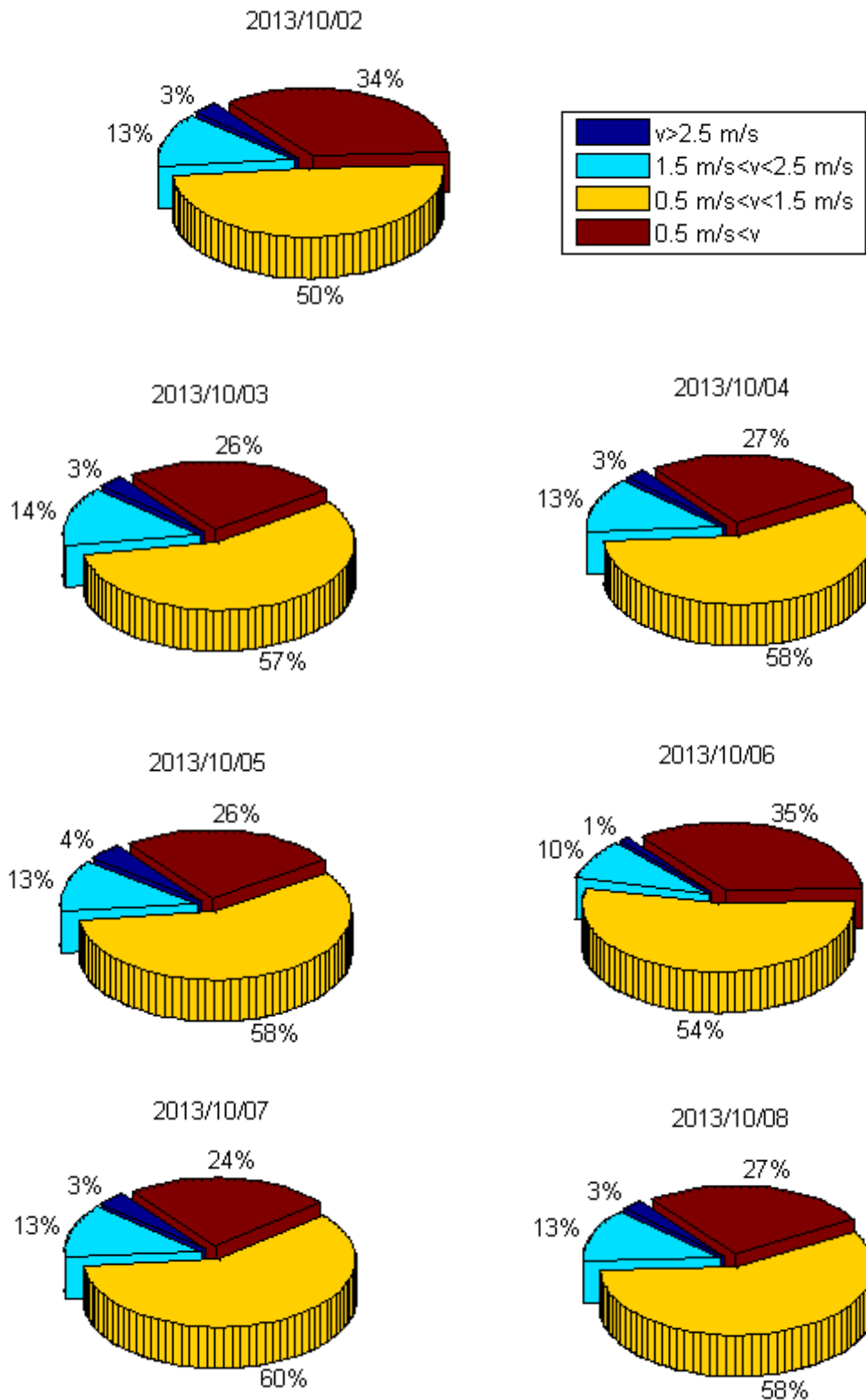
Nel caso del ponte San Lorenzo possiamo considerare una Classe 3 per quanto riguarda il riferimento alla norma DIN 4150 e una Classe D per la SN 640312 ottenendo, rispettivamente, una velocità di riferimento pari a 2.5 mm/s e 1.5 mm/s (considerando la vibrazione del traffico come permanente).

Gli eventi che hanno avuto RMS maggiore di 0.005 m/s² sono stati quindi suddivisi in quattro fasce in base alla velocità di picco registrata lungo la direzione normale all'impalcato del ponte sulla prima campata. Come valori di soglia si sono scelti quelli di riferimento per le norme DIN 4150 e SN 640312 (2.5 mm/s e 1.5 mm/s) e 0.5 mm/s. I risultati ottenuti sono riportati in **Errore.**
'origine riferimento non è stata trovata.6.

| Data | n° ev | Soglie velocità [mm/s] | | | |
|------------|----------|------------------------|--------------|--------------|--------------|
| | | v>2.5 | 1.5<v<2.5 | 0.5<v<1.5 | v<0.5 |
| 02/10/2013 | 356 | 11 (3%) | 46 (13%) | 177 (50%) | 122 (34%) |
| 03/10/2013 | 1047 | 32 (3%) | 150 (14%) | 597 (57%) | 268 (26%) |
| 04/10/2013 | 1097 | 28 (3%) | 145 (13%) | 630 (58%) | 294 (27%) |
| 05/10/2013 | 953 | 38 (4%) | 120 (13%) | 550 (58%) | 245 (26%) |
| 06/10/2013 | 483 | 6 (1%) | 46 (10%) | 262 (54%) | 169 (35%) |
| 07/10/2013 | 1025 | 34 (3%) | 132 (13%) | 610 (60%) | 249 (24%) |
| 08/10/2013 | 1050 | 28 (3%) | 133 (13%) | 604 (58%) | 285 (27%) |
| 09/10/2013 | 998 | 28 (3%) | 108 (11%) | 603 (60%) | 259 (26%) |
| 10/10/2013 | 1029 | 37 (4%) | 121 (12%) | 608 (59%) | 263 (26%) |
| 11/10/2013 | 449 | 10 (2%) | 44 (10%) | 252 (56%) | 143 (32%) |

Tabella 6: Suddivisione degli eventi significativi ($RMS > 0.005 \text{ m/s}^2$) in base a soglie di velocità (direzione verticale prima campata).

Ad esclusione dei giorni 02/10 e 11/10 in cui il monitoraggio ha riguardato solamente poche ore della giornata, si può osservare come siano stati registrati 1000 eventi circa durante i giorni feriali (sabato incluso) e 500 eventi la domenica (06/10). In 6 e in **Figura 9392** vengono riportati anche il numero di eventi ricadenti nelle varie fasce di controllo individuate e la loro percentuale sul totale della singola giornata. Si può notare come i dati che riguardano la domenica risultino essere significativamente inferiori nella percentuale soprattutto per quanto riguarda gli eventi più gravosi per la struttura ($v > 1.5 \text{ mm/s}$) (3% con $v > 2.5 \text{ mm/s}$ e 13% con $1.5 \text{ mm/s} < v < 2.5 \text{ mm/s}$ nei giorni feriali contro 1% e 10% di domenica).



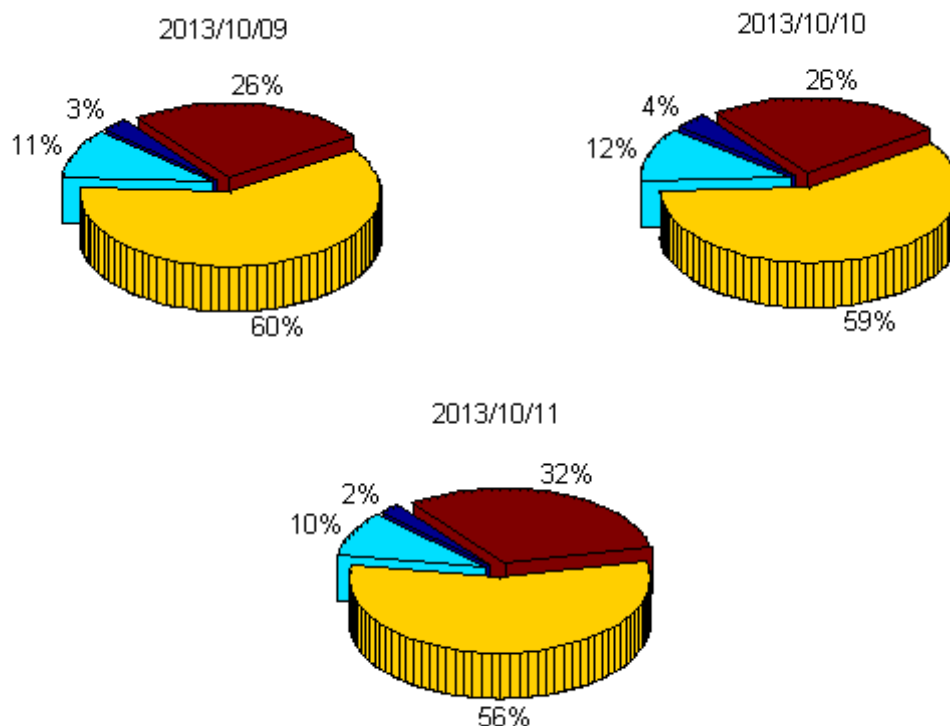


Figura 93: *Suddivisione degli eventi significativi ($RMS > 0.005 \text{ m/s}^2$) in base a soglie di velocità per i differenti giorni (direzione verticale prima campata).*

In fig. 94 vengono riportate le percentuali di eventi ricadenti nelle varie fasce di controllo per la totalità del monitoraggio. Pertanto si può constatare come il 3% degli eventi ritenuti significativi abbia indotto una velocità superiore al limite di soglia fornito dalla DIN 4150 di 2.5 mm/s, il 12% compreso tra il riferimento fornito dalla SN 640312 (1.5 mm/s) e i 2.5 mm/s, il 58% tra 1.5 mm/s e 0.5 mm/s e il 27% con valori di velocità registrata inferiore a 0.5 mm/s.

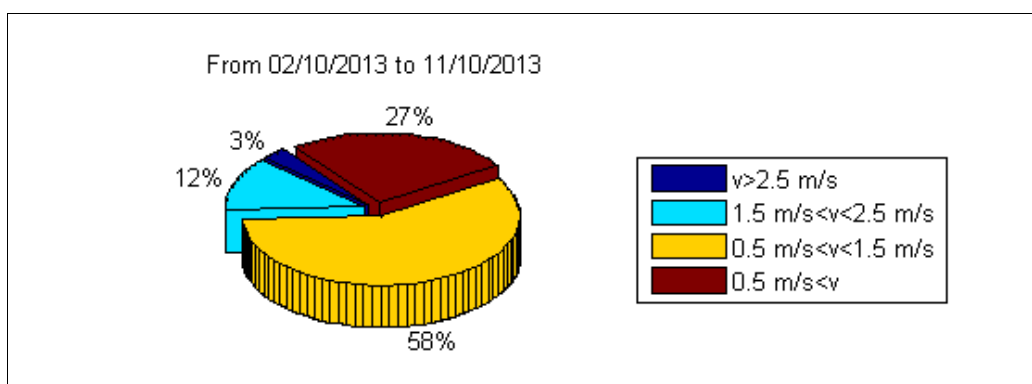


Figura 94: *Suddivisione degli eventi significativi ($RMS > 0.005 \text{ m/s}^2$) in base a soglie di velocità per tutto il periodo di osservazione (direzione verticale prima campata).*

Dal controllo delle soglie più gravose per la struttura con una suddivisione per fasce orarie di 6 ore (notte 00:00-06:00, mattina 06:00-12:00, pomeriggio

12:00-18:00 e sera 18:00-24:00, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**7) si è potuto osservare come, soprattutto nella parte centrale della giornata, le velocità di picco eccedenti la soglia di 2.5 mm/s si siano mantenute costanti (circa 14 eventi per 6 ore). Questo indica che probabilmente esse siano associate al passaggio di mezzi di trasporto pubblico che, come si è potuto constatare col monitoraggio visivo condotto nelle giornate del 02/10 e 11/10, fanno registrare i valori più elevati e che il numero delle corse effettuate la mattina e il pomeriggio sia grossomodo lo stesso.

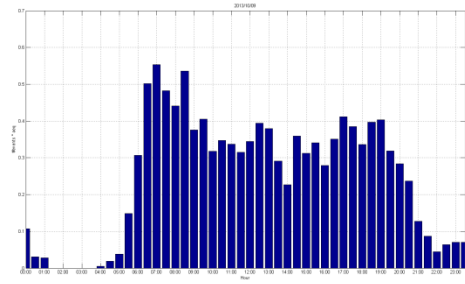
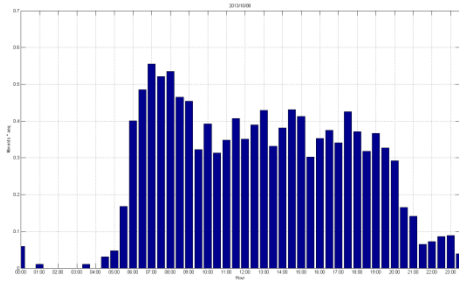
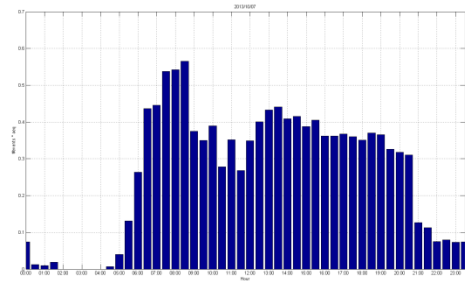
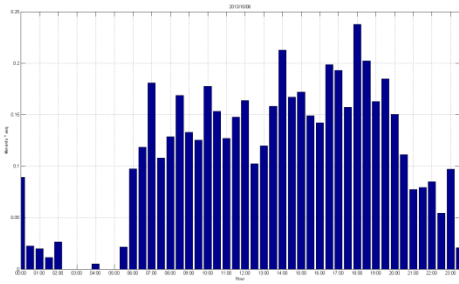
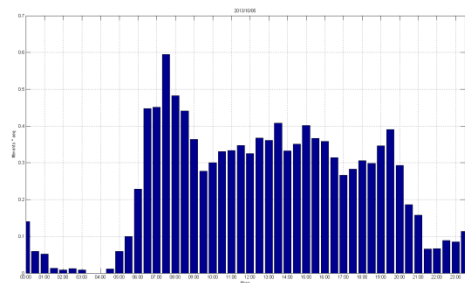
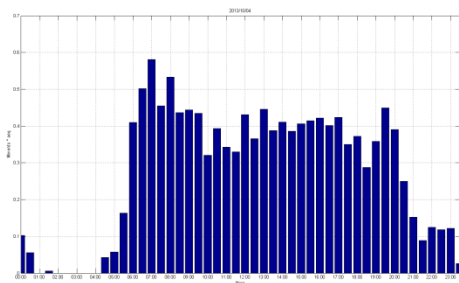
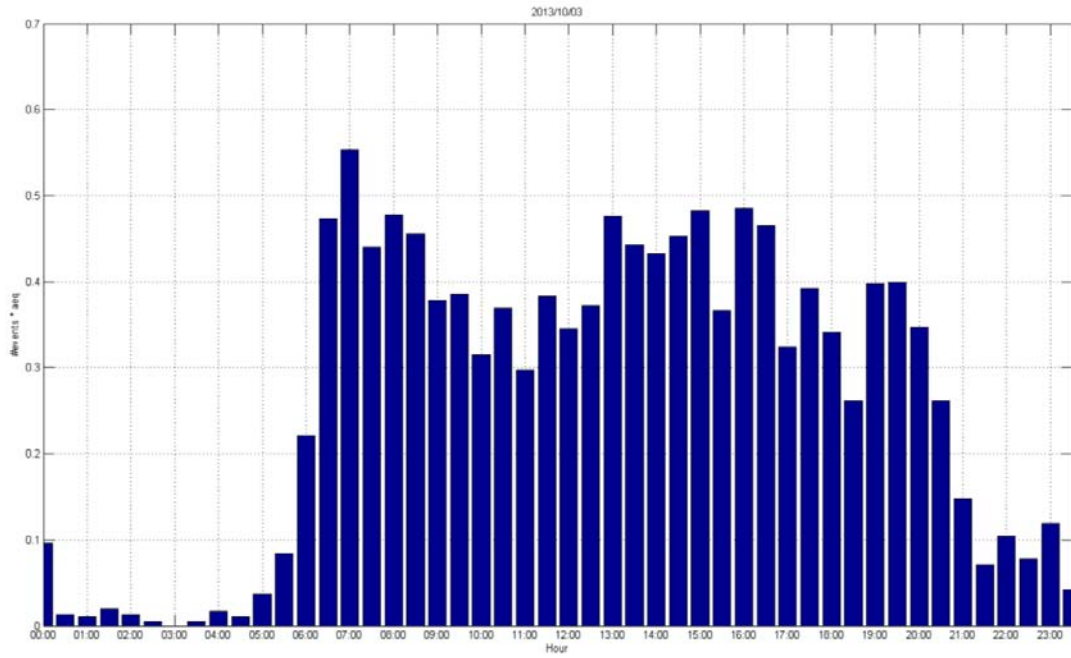
Diverso discorso vale per le velocità di picco comprese nell'intervallo tra 1.5 mm/s e 2.5 mm/s. In questo caso si possono notare delle differenze significative tra la fascia della mattina (generalmente con un numero maggiore di eventi, 56) e quella del pomeriggio (48). Le analisi fatte non hanno mai preso in considerazione la domenica in quanto risulta essere sostanzialmente differente dalle altre giornate.

| Data | Soglie velocità [mm/s] per fasce orarie | | | | | | | |
|------------|---|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|
| | 00:00-06:00 | | 06:00-12:00 | | 12:00-18:00 | | 18:00-24:00 | |
| | v>2.5 | 1.5<v<2.5 | v>2.5 | 1.5<v<2.5 | v>2.5 | 1.5<v<2.5 | v>2.5 | 1.5<v<2.5 |
| 02/10/2013 | - | - | - | - | 5 | 11 | 6 | 35 |
| 03/10/2013 | 0 | 1 | 11 | 58 | 15 | 67 | 6 | 24 |
| 04/10/2013 | 2 | 5 | 13 | 66 | 10 | 54 | 3 | 20 |
| 05/10/2013 | 0 | 3 | 15 | 50 | 15 | 48 | 8 | 19 |
| 06/10/2013 | 0 | 1 | 1 | 18 | 1 | 17 | 4 | 10 |
| 07/10/2013 | 0 | 2 | 14 | 57 | 17 | 46 | 3 | 27 |
| 08/10/2013 | 0 | 4 | 13 | 73 | 11 | 36 | 4 | 20 |
| 09/10/2013 | 1 | 2 | 17 | 48 | 4 | 38 | 6 | 20 |
| 10/10/2013 | 1 | 2 | 18 | 52 | 9 | 50 | 9 | 17 |
| 11/10/2013 | 0 | 2 | 10 | 42 | - | - | - | - |

Tabella 7: Suddivisione degli eventi significativi ($v > 1.5$ mm/s) in base a soglie di velocità e alle fasce orarie della giornata (direzione verticale prima campata).

3.3.5. Livelli intensità di traffico

I grafici riportati in fig. 95 presentano l'andamento del numero degli eventi registrati per fasce di 30 minuti moltiplicata per l'accelerazione equivalente media degli eventi. In questo modo si è cercato di valorizzare i periodi che hanno sollecitato maggiormente la struttura con RMS elevato rispetto a quelle (notturne, per esempio) caratterizzate da un buon numero di eventi ma di lieve entità.



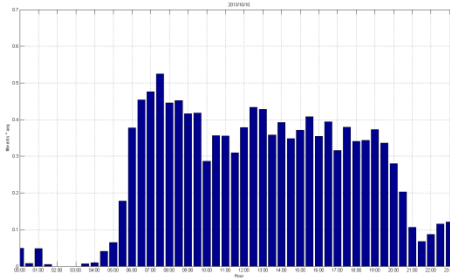
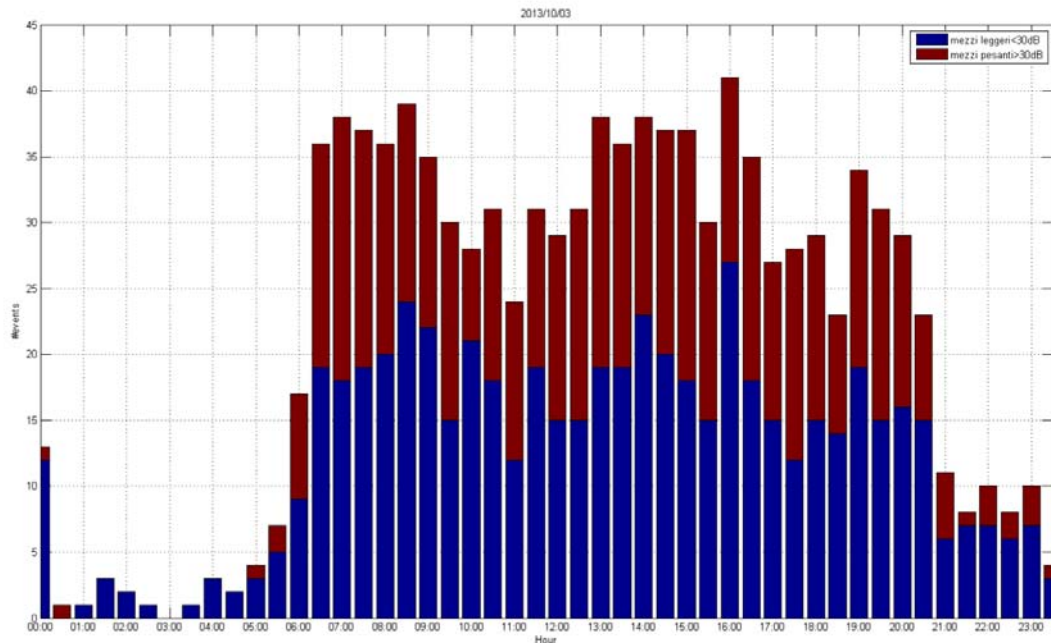


Figura 95: Andamento del numero degli eventi oltre la soglia considerata ($RMS > 0.005 \text{ m/s}^2$) moltiplicata per la media dell'accelerazione equivalente media per fasce temporali di 30 minuti.

Una volta calcolato il livello di vibrazione indotta tramite la formula presentata nel paragrafo 5.3, si è proceduto alla divisione in due fasce distinte con valore di riferimento pari a 30 dB. In questo modo si è voluto evidenziare graficamente (fig. 96) e numericamente (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**8) il contributo in termini di numero di eventi del passaggio di mezzi leggeri e pesanti (questi ultimi coincidenti approssimativamente con i mezzi di trasporto pubblico).



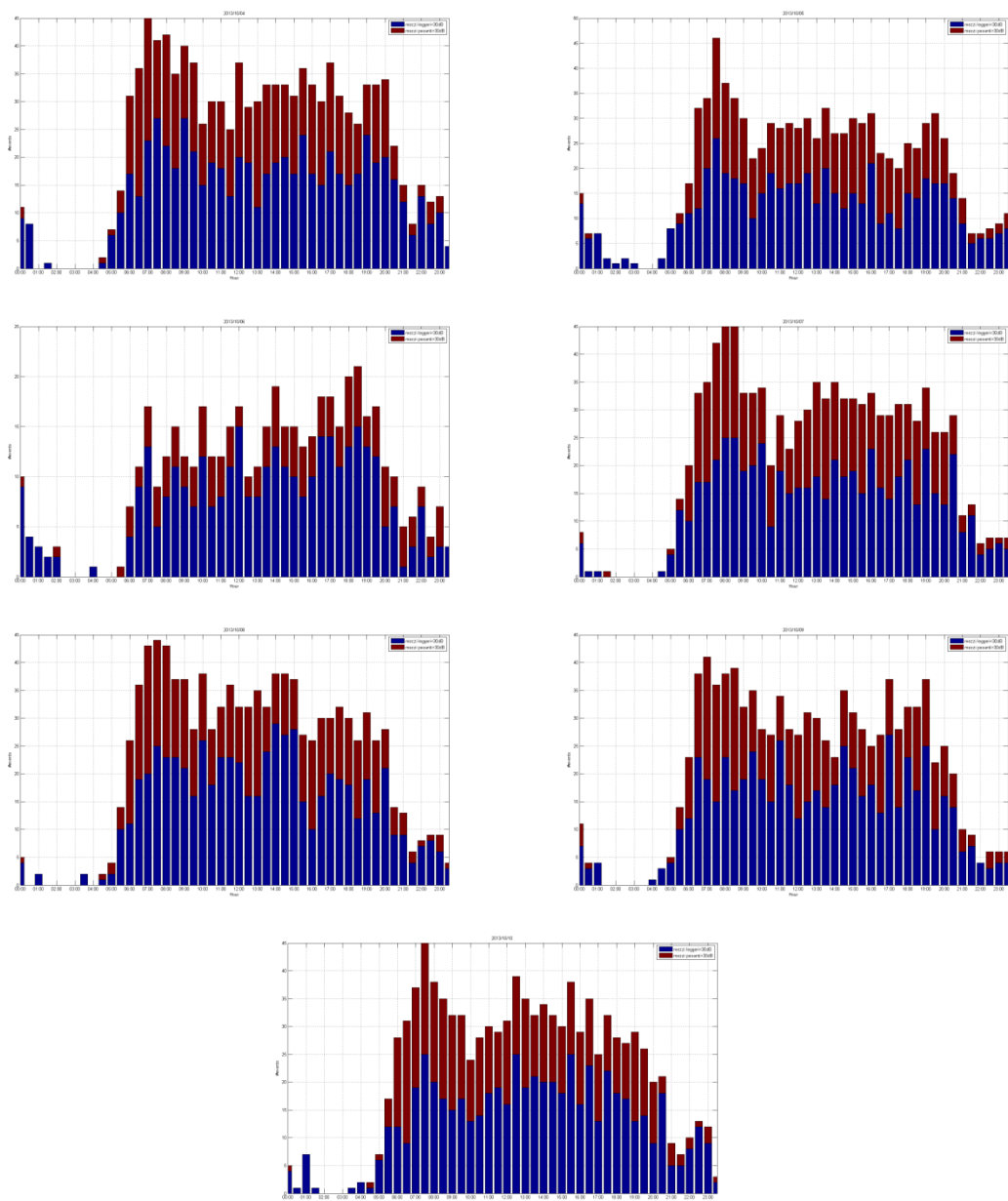


Figura 96: Andamento del numero degli eventi oltre la soglia considerata ($RMS > 0.005 \text{ m/s}^2$) per fasce temporali di 30 minuti con la suddivisione per livello di vibrazione indotta (blu: mezzi leggeri <30dB, rosso: mezzi pesanti >30dB).

| Data | n° ev | Soglie livelli | |
|------------|-------|----------------|-------|
| | | <30dB | >30dB |
| 02/10/2013 | 356 | 224 | 132 |
| 03/10/2013 | 1047 | 595 | 452 |
| 04/10/2013 | 1097 | 649 | 448 |
| 05/10/2013 | 953 | 560 | 393 |
| 06/10/2013 | 483 | 342 | 141 |
| 07/10/2013 | 1025 | 600 | 425 |
| 08/10/2013 | 1050 | 640 | 410 |
| 09/10/2013 | 998 | 605 | 393 |
| 10/10/2013 | 1029 | 601 | 428 |

| | | | |
|------------|-----|-----|-----|
| 11/10/2013 | 449 | 308 | 141 |
|------------|-----|-----|-----|

Tabella 8: *Suddivisione degli eventi significativi ($RMS > 0.005 \text{ m/s}^2$) in base a soglie di livello di vibrazione indotta (direzione verticale prima campata).*

In conclusione è stato riportato il grafico complessivo del monitoraggio effettuato ottenendo conteggiando il numero di eventi eccedenti la soglia di 0.005 m/s^2 sull'RMS e raggruppati per fasce orarie (**Figura 97**).

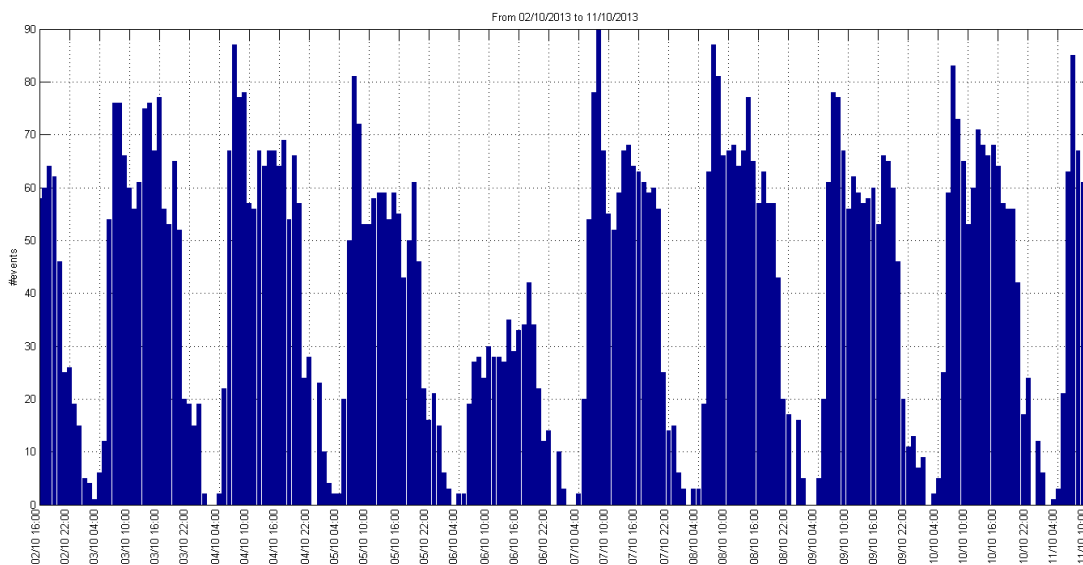


Figura 97: *Andamento complessivo del numero degli eventi oltre la soglia considerata ($RMS > 0.005 \text{ m/s}^2$) per fasce temporali pari a 1 ora.*

3.4. Osservazioni

Dall'analisi dei risultati ottenuti dal monitoraggio dinamico continuo (nei giorni compresi tra il 2 e il 10 Ottobre 2013) del ponte romano di S. Lorenzo, la prima considerazione emersa è che i fenomeni vibratorii maggiori sono generati dal passaggio di autobus sia in direzione ortogonale che parallela all'asse del ponte. Il passaggio del tram generalmente induce vibrazioni di minore ampiezza. Questa importante differenza è probabilmente dovuta alle differenti caratteristiche della pavimentazione e del sottofondo su cui transitano i mezzi. L'autobus risente maggiormente delle asperità del manto stradale mentre il tram, che viaggia su rotaia, scarica il seppur maggiore peso su un'area più ampia e su una sede in cemento nuova caratterizzata da minor rugosità.

Per la valutazione degli effetti delle vibrazioni si è fatto riferimento alla norma UNI 9916 che a sua volta rimanda, per la determinazione delle soglie di riferimento, alle norme DIN 4150, BS 7385 e SN 640312. Tutte le norme

sopracitate fanno riferimento alla *peak component particle velocity* cioè al picco nel tempo della singola componente di velocità (pcpv). In alcuni casi, alla pcpv devono essere associate una o più frequenze che sono predominanti nella registrazione. Le norme citate prevedono che le misurazioni siano effettuate secondo tre assi mutuamente ortogonali: un asse con direzione verticale normale all'impalcato del ponte e due componenti orizzontali, longitudinale e trasversale alla direzione del ponte.

Il monitoraggio svolto si divide in due attività distinte ma intrinsecamente correlate: monitoraggio visivo del traffico veicolare effettuato preliminarmente per ottenere i parametri di riferimento per le successive analisi e i valori di vibrazione indotta da ogni singola tipologia di mezzo transitante e il monitoraggio continuo che ha riguardato il periodo compreso tra il 02/10 e l'11/10.

Dal monitoraggio visivo è stato possibile constatare che i valori di soglia, in termini di velocità massima di picco di una componente puntuale (*peak component particle velocity*), fissati dalla norma DIN 4150 in 2.5 mm/s e dalla norma SN 640312 nel *range* compreso tra 3 e 1.5 mm/s, sono stati in alcuni casi superati solo dal passaggio degli autobus (le cui velocità medie si attestano attorno a 1.08 mm/s e deviazione standard 0.57), mentre il tram induce livelli di vibrazione inferiori, seppur di poco, alle soglie considerate (velocità medie paria a 0.68 mm/s e deviazione standard pari a 0.29).

Gli altri mezzi analizzati nel monitoraggio visivo (camion, automobili e motocicli) trasmettono alla struttura livelli di vibrazione in termini di velocità decisamente inferiori ai limiti previsti dalle norme.

A partire dai risultati emersi dal monitoraggio visivo si è proceduto con l'analisi dei dati dell'intero periodo di monitoraggio continuo (circa 10 giorni). È stato possibile definire un valore di soglia per la determinazione degli eventi significativi per la struttura (passaggio di automobili o mezzi pesanti - camion, autobus e tram) e calcolare, per ciascuna giornata di monitoraggio, il numero di eventi fuori soglia, nonché la percentuale di mezzi che superano i livelli definiti dalle norme DIN 4150 e SN 640312. Il 3% circa dei mezzi transitati sul ponte in direzione sia parallela che ortogonale all'asse trasmettono alla struttura, durante i giorni feriali (sabato compreso), vibrazioni che producono

velocità di picco superiori a 2.5 mm/s (valore di soglia fissato dalla norma DIN 4150) e il 12% circa dei mezzi inducono velocità comprese tra 2.5 mm/s e 1.5 mm/s (*range* di valori limite fissato dalla norma SN 640312).

Infine si sono valutati i livelli di traffico ora per ora a cui è sottoposta la struttura del ponte, evidenziando e distinguendo altresì il contributo, in termini di vibrazioni trasmesse, dei mezzi leggeri (automobili) da quelli pesanti (camion e mezzi pubblici). Dall'analisi dei dati registrati non è stato possibile evidenziare picchi di accelerazione relativi al passaggio di mezzi compattatori dei rifiuti.

4. Indagini sulle anomalie interne

Il 9 maggio 2014 si sono svolte le prove georadar, allo scopo di stimare i danni al ponte al di sotto del manto stradale.

Prima della prova è stato consultato uno schema sull'impiantistica presente sotto la superficie stradale, in modo da valutare le interferenze e i disturbi che i tubi metallici avrebbero potuto creare agli strumenti utilizzati per le indagini.

Un grosso problema è rappresentato dal passaggio della linea del tram lungo Riviera dei Ponti Romani. Questo comporta la presenza, oltre che dei profilati in ferro delle rotaie su cui scorre il tram, anche di una soletta in cemento armato per sostenere e distribuire il peso del mezzo sopra il ponte. Non si è potuto verificare esattamente quanto si estenda questa rete metallica, ma sicuramente copre gran parte della prima arcata, come si può vedere dalla documentazione fotografica.



Figura 98: I lavori di posa del cemento armato precedenti alla posa delle rotaie del tram (Comune di Padova).



Figura 99: Stesura del manto stradale (Comune di Padova).

La società AcegasAps, che cura l'impiantistica per il Comune di Padova, ha fornito alcune planimetrie che illustrano la distribuzione degli impianti presenti sull'ingombro del ponte. Le tubature dell'acquedotto passano sopra il lato lungo a nord del ponte, ad una profondità di circa 30 cm.

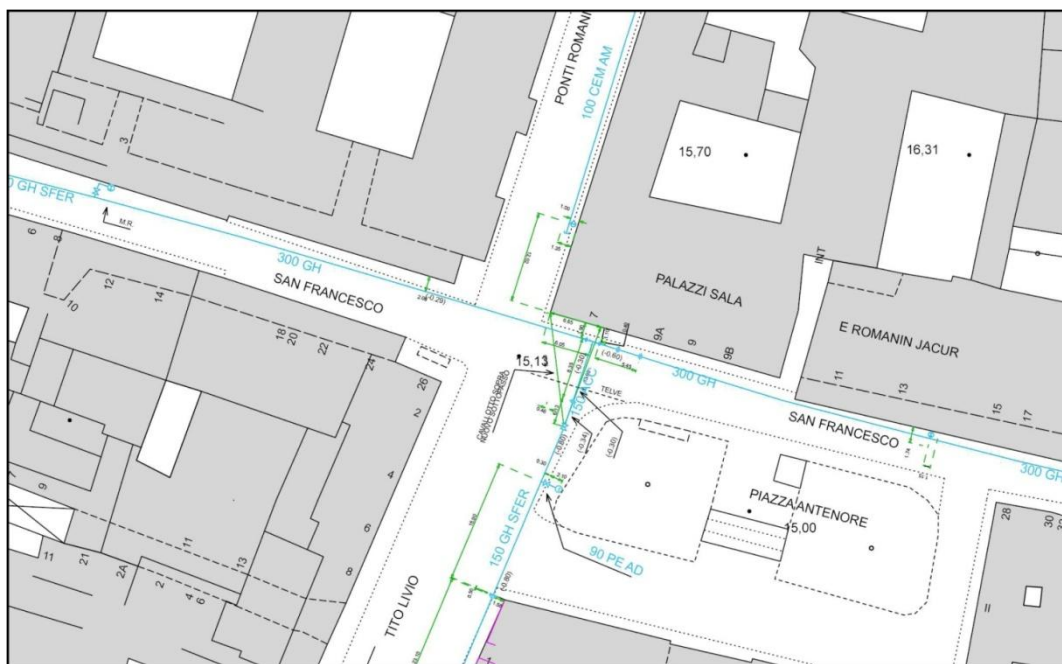


Figura 100: Planimetria con le tubature dell'acquedotto (AcegasAps).

Sotto Riviera dei Ponti Romani e proseguendo per Riviera Ponti romani, quindi in corrispondenza della prima arcata, vi è il passaggio del sistema fognario cittadino. Questo non influisce sulle indagini in quanto esso è posizionato sotto il piano di calpestio del sottopassaggio pedonale presente e quindi in una zona non interessata dalle analisi.

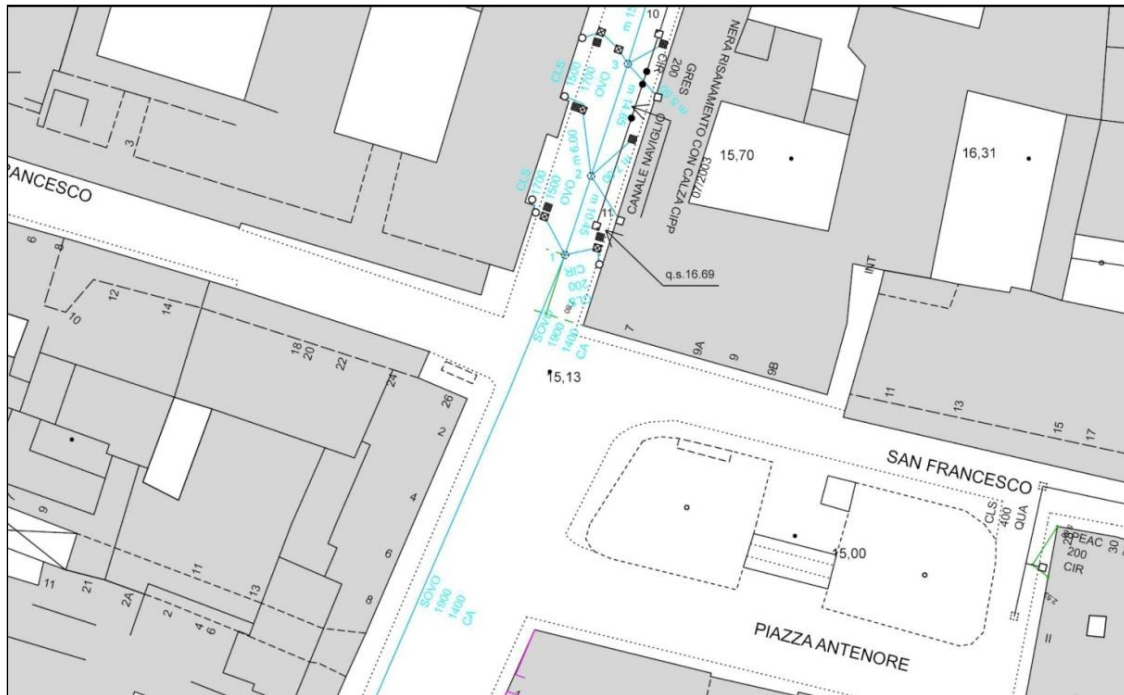


Figura 101: Planimetria con la rete fognaria (AcegasAps).

Il sistema della tubatura del gas al contrario potrebbe creare qualche problema di interferenza, in quanto passa lungo tutte e tre le arcate del ponte in una posizione quasi centrale, leggermente spostata verso sud. Dalle foto degli scavi si nota inoltre che le tubazioni sono molto probabilmente in ferro e con un diametro intorno ai 30 cm.

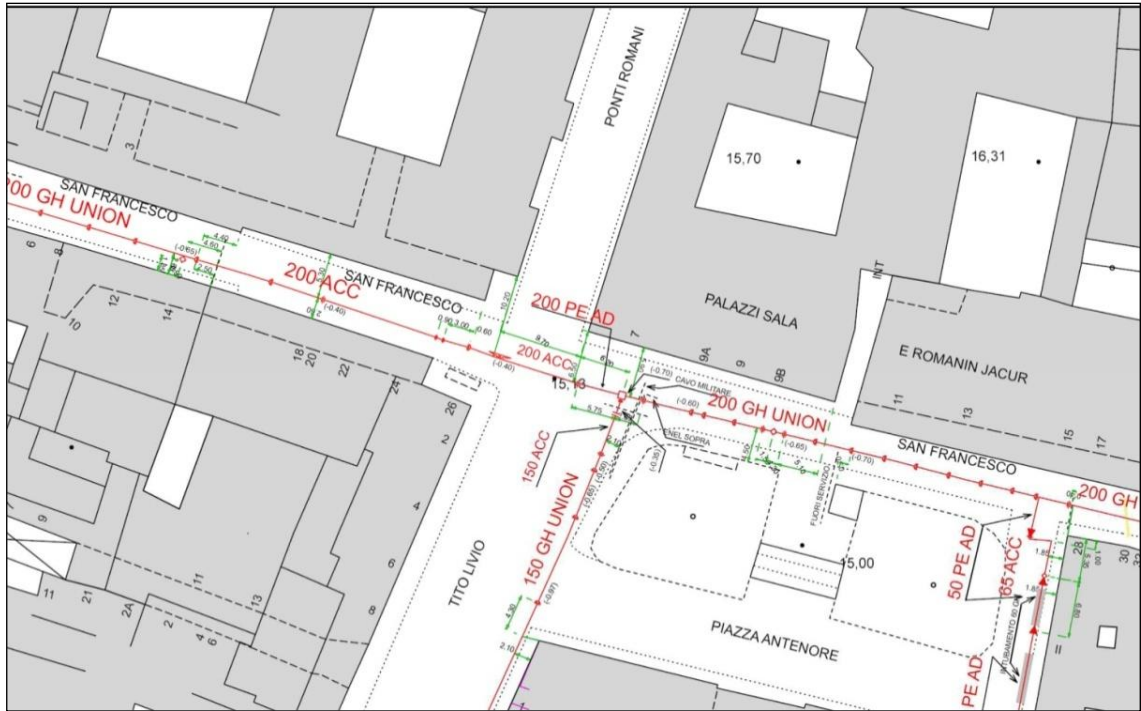


Figura 102: Planimetria con le tubature del gas (AcegasAps).



Figura 103: Le tubature del gas (Comune di Padova).

La rete elettrica scorre lateralmente al ponte e non interessa le due arcate oggetto delle analisi progettate. Attraversa trasversalmente la prima arcata del ponte, che comunque non sarà oggetto di studio.



Figura 104: Planimetria della rete elettrica (AcegasAps).

Il Comune di Padova ha inoltre fornito una mappatura, anche se non troppo accurata, delle linee di telecomunicazione presenti *in situ*. Nella planimetria è indicata tutta l'impiantistica citata oltre che, in verde, gli impianti delle telecomunicazioni. La zona non interessa via San Francesco. Le linee, infatti, attraversano solo Riviera dei Ponti Romani.



Figura 105: La situazione del sottosuolo per quanto riguarda le tubature.
 Legenda: giallo, gas; verde, telecomunicazioni; blu, fognatura; celeste, acquedotto; arancio, elettricità. (AcegasAps).

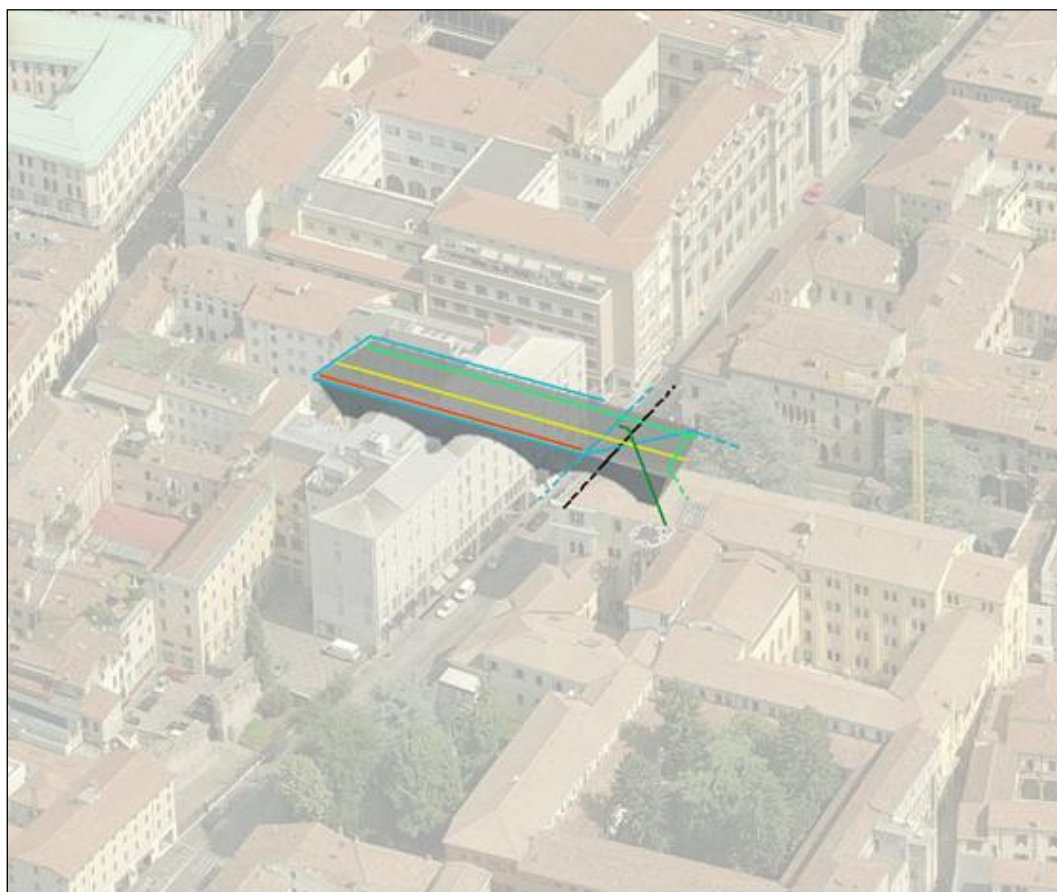


Figura 106: La situazione degli impianti, sul ponte.
 Legenda: in nero la fognatura, in verde l'acquedotto, in azzurro la rete elettrica, in giallo le tubature del gas.

L'analisi delle informazioni ha portato alla conclusione dell'inutilità di effettuare le prove geoelettriche, in quanto la fitta rete di impianti presenti sull'ingombro

del ponte avrebbe causato una dispersione della corrente elettrica, non permettendo di visualizzare ciò che si nasconde sotto la superficie stradale. Le prove georadar sono state svolte sulla superficie stradale, con risultati negativi a causa dell'impiantistica presente in sito. Si è quindi deciso di svolgere ulteriori indagini georadar analizzando l'intradosso del ponte. In occasione di queste successive prove è stata effettuata anche un'indagine attraverso una termocamera.

4.1. Prove termografiche

Prima di effettuare le prove georadar sull'intradosso delle arcate di ponte S. Lorenzo, si è deciso di scansionarle utilizzando una termocamera in modo da capire quali fossero le zone superficiali più umide e bagnate per poter concentrare le nostre analisi in quei punti.

4.1.1. Modalità della prova

La prova è abbastanza rapida da effettuare. Si è utilizzata una termocamera FLIR T620 che scatta contemporaneamente normali foto e foto a infrarossi.



Figura 107: La termocamera utilizzata per le prove, FLIR T620 (<http://pdf.directindustry.it/pdf/flir-systems/termocamere-infrarossi-automazione-industriale/7945-441911.html>).

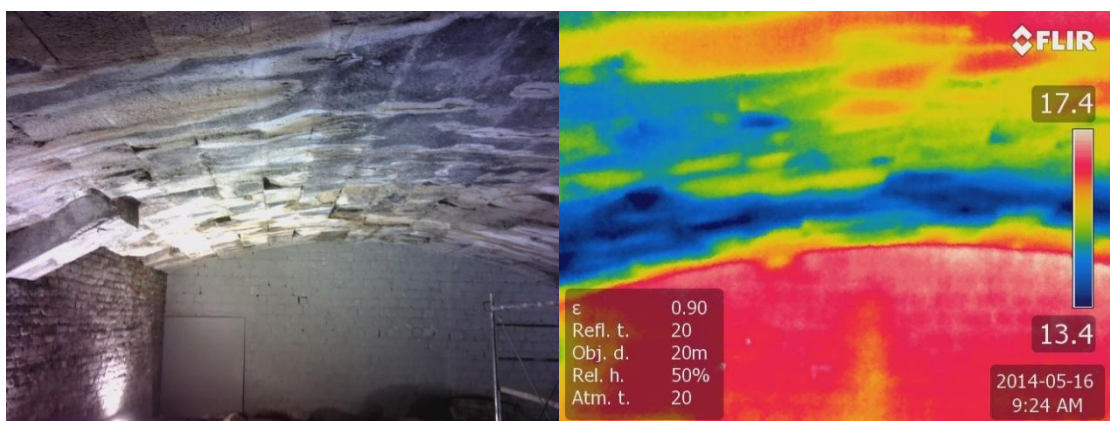
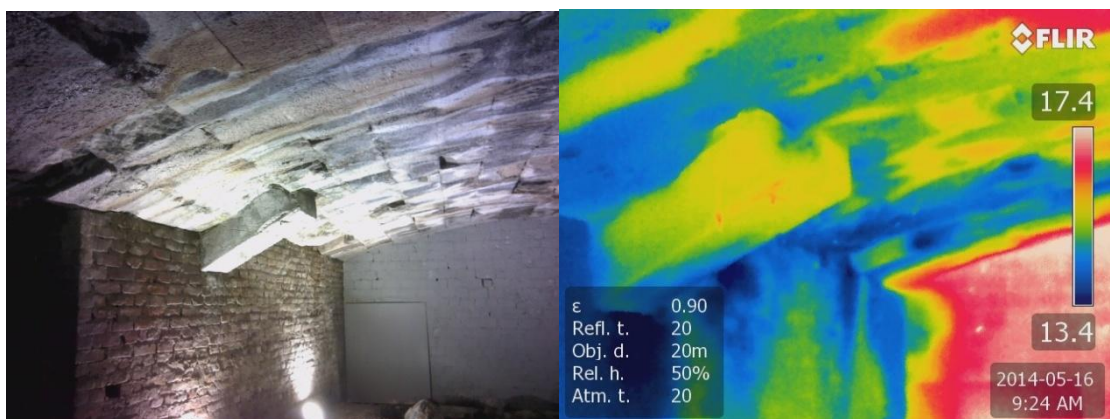
Le fotografie sono state scattate su tutte e tre le arcate, tuttavia qui inseriamo le immagini relative solamente alla prima arcata essendo quella sulla quale si sono svolte le successive indagini georadar.

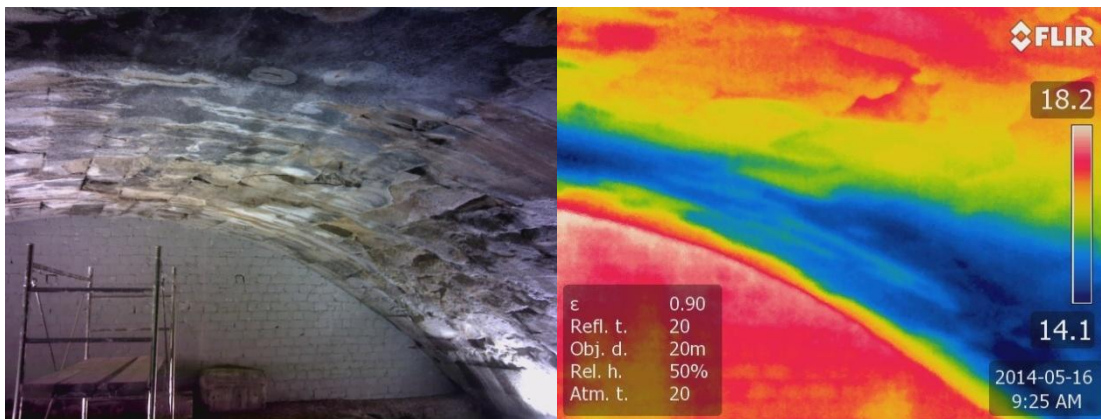
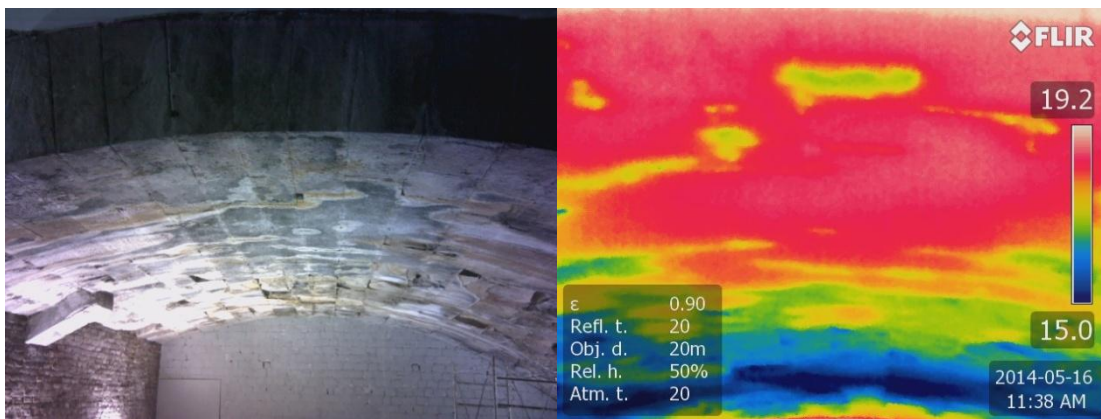
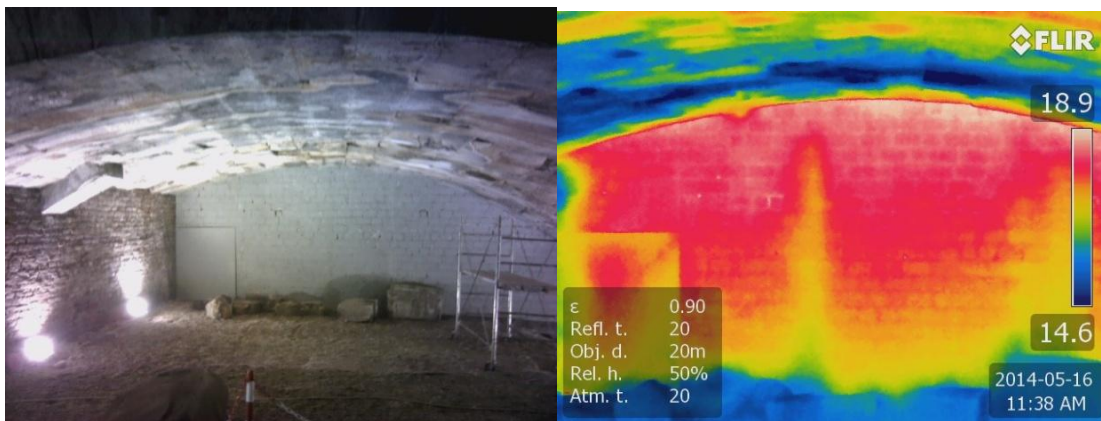
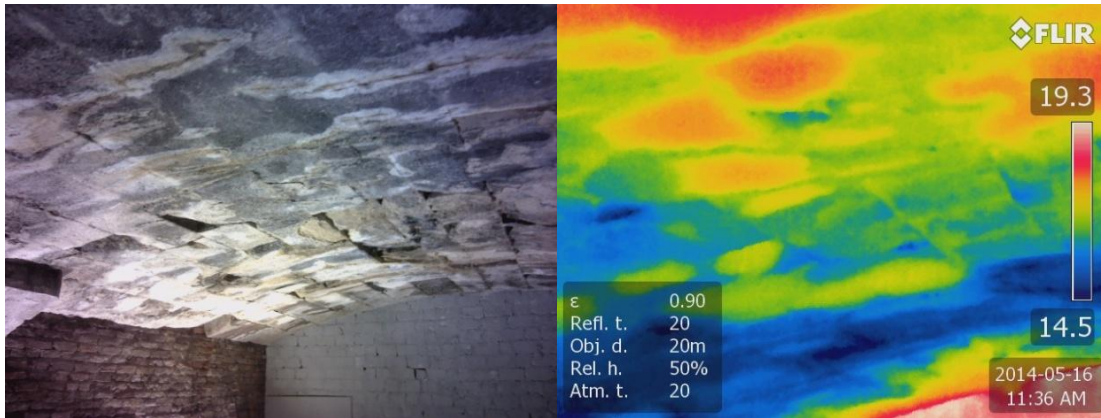
4.1.2. Prove applicate alla struttura

Inizialmente si è cercato di visualizzare ogni parte dell'intradosso dell'arcata in modo da decidere il luogo migliore su cui svolgere le successive indagini.

Per ogni immagine si ha la corrispondente immagine agli infrarossi visualizzata con una scala di colori che variano dal rosso al blu. Il colore rosso rappresenta una superficie calda e asciutta, mentre, all'opposto, il blu rappresenta una superficie fredda e bagnata. All'interno delle immagini si presentano altri colori, come il verde e il giallo, che rappresentano superfici più o meno umide.

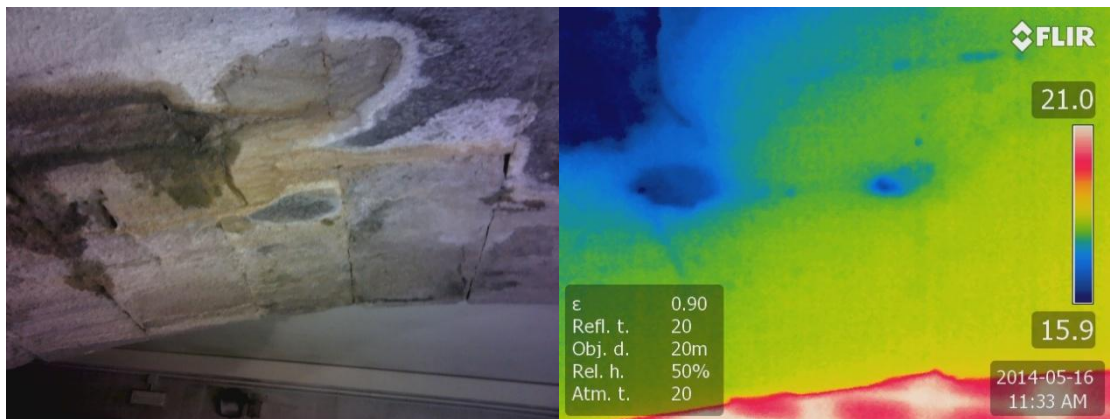
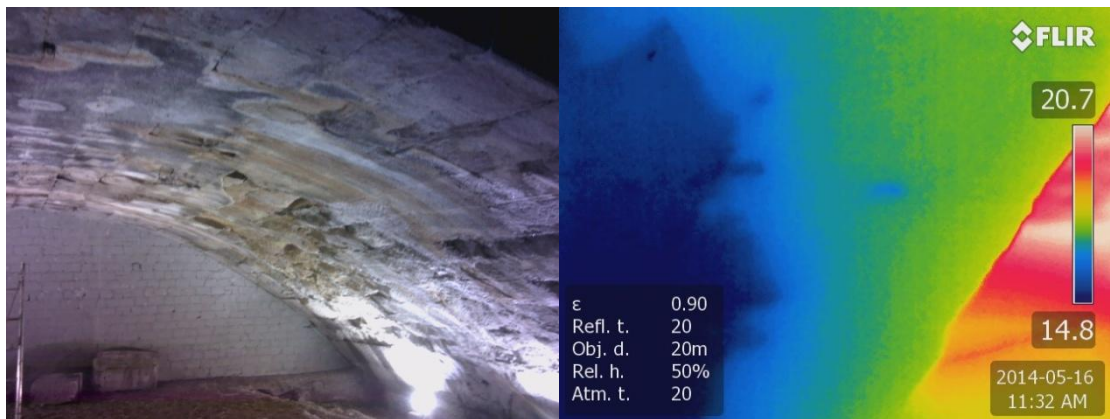
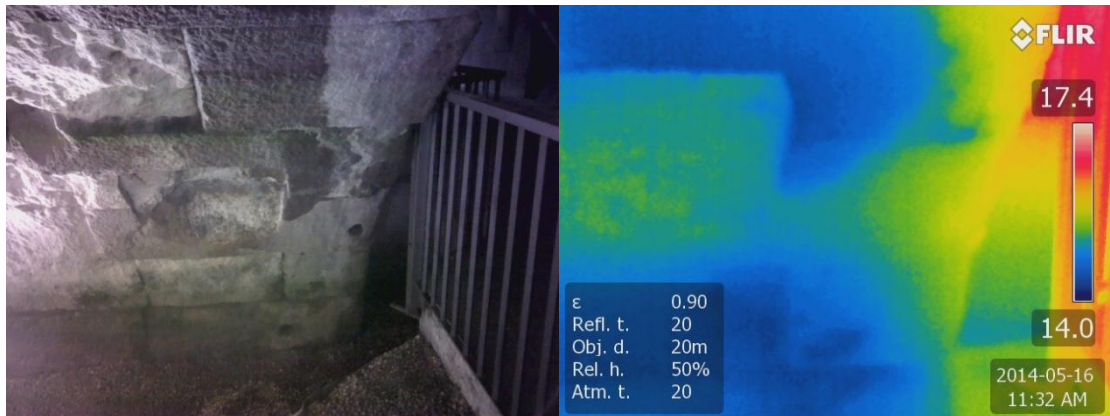
Vengono qui sotto riportate le immagini a confronto.

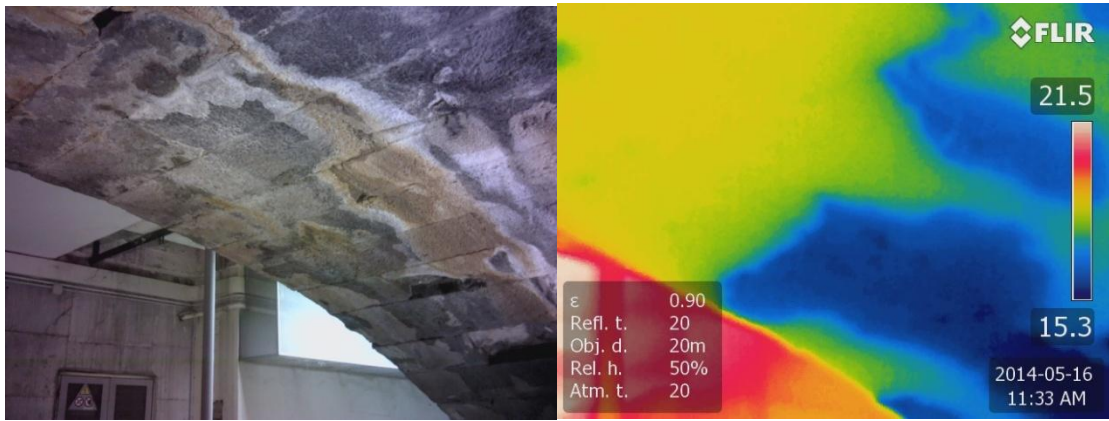
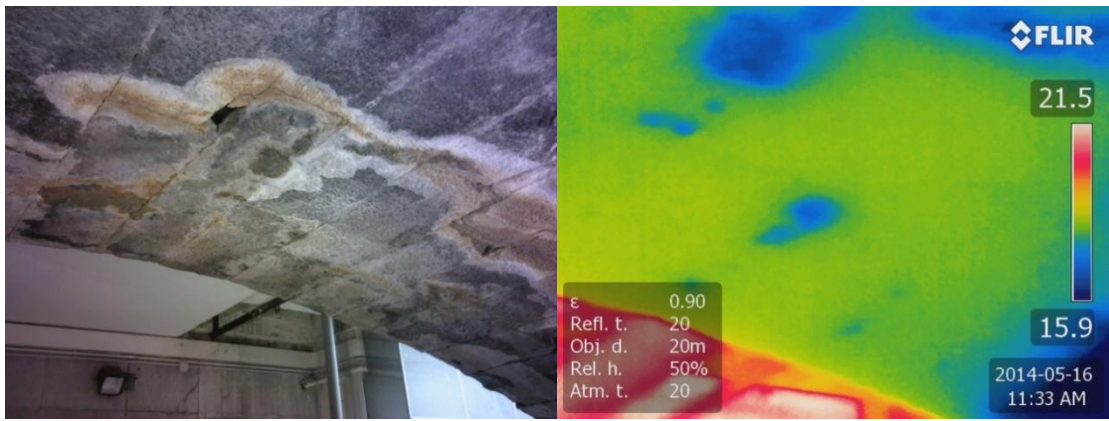
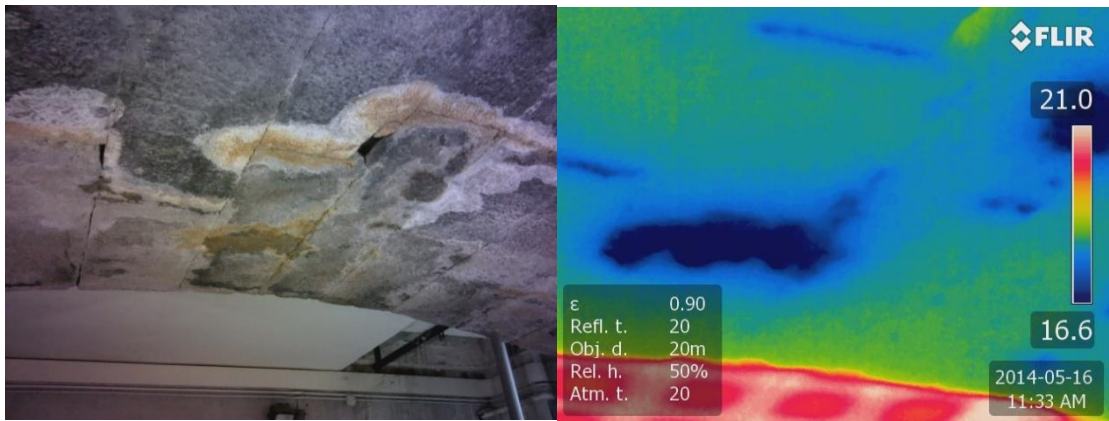
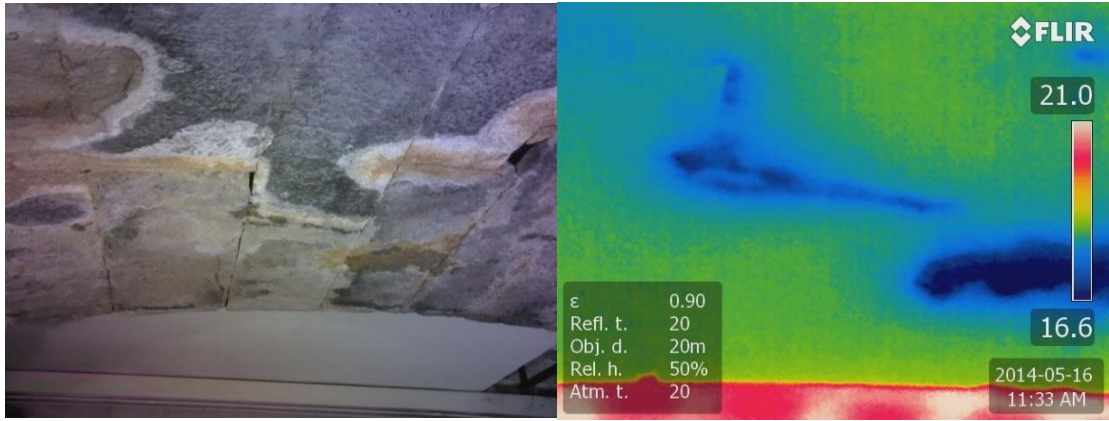


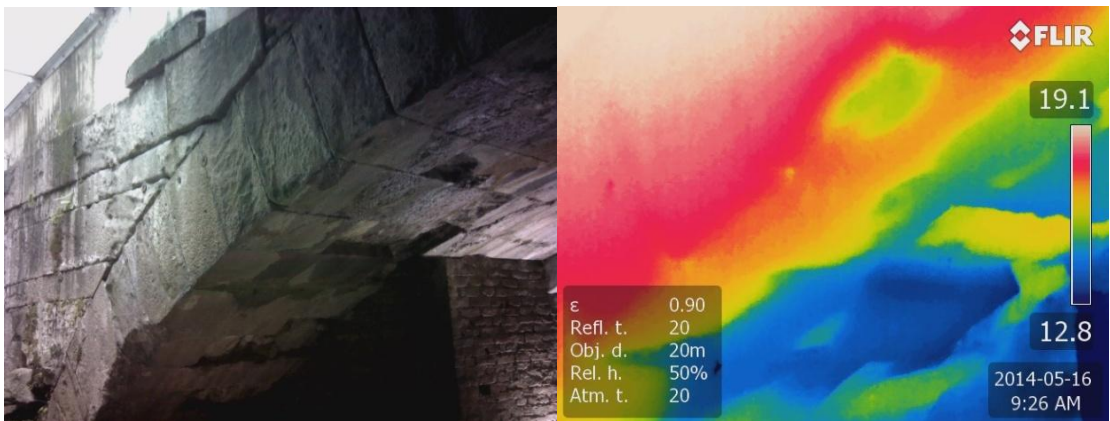
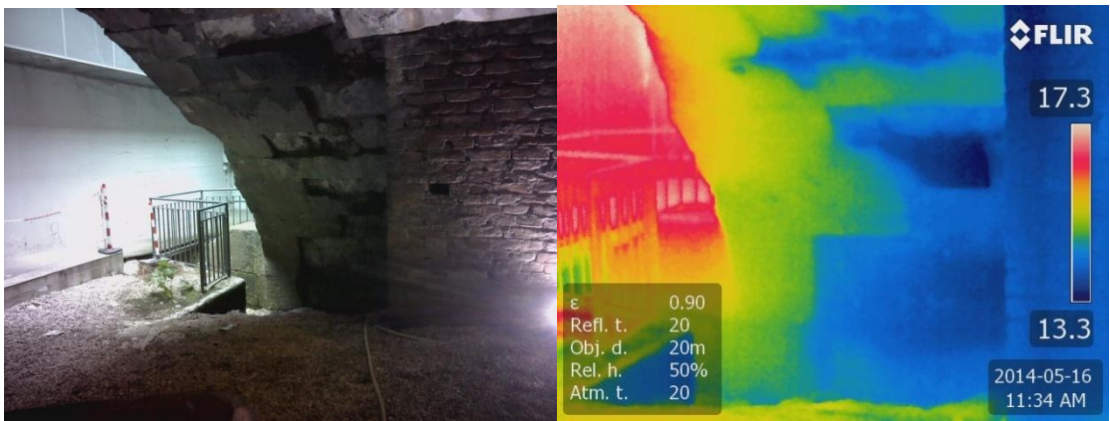
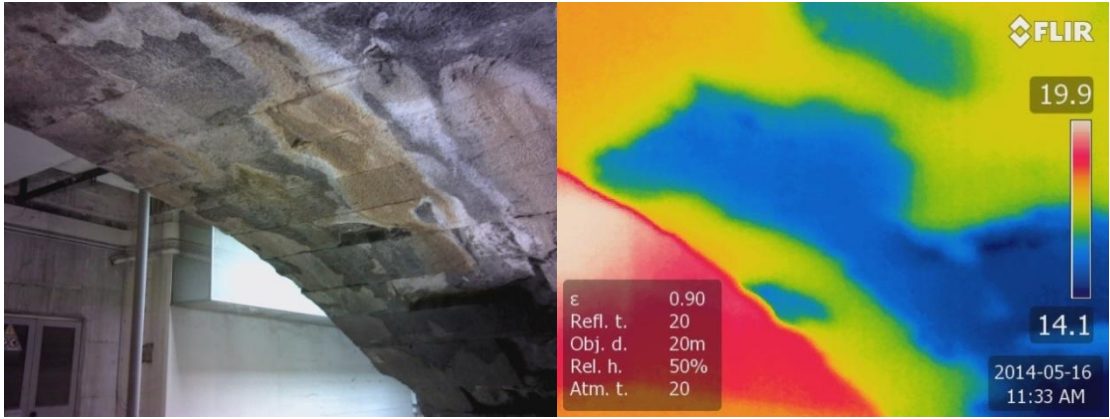


In seguito alle analisi effettuate si è deciso di concentrare le successive analisi su due strisce, lungo l'archivolto dell'arcata e longitudinalmente alle file di conci, in particolare sulla settima fila da sinistra in quanto è la più sana e quella con meno disaggregazioni e distacchi.

Si sono così ripresi i particolari di queste due zone dell'arcata per poter confrontare i risultati con le analisi georadar svolte successivamente.







4.2. Prove con georadar

Le prove sono state realizzate venerdì 9 e venerdì 16 maggio 2014.

Le prime verifiche sono state realizzate sulla superficie stradale sull'ingombro della prima e della seconda arcata.



Figura 108: Chiusura traffico in via S. Francesco e lo strumento utilizzato per le indagini sulla pavimentazione.

La massiccia presenza di impiantistica sotto la pavimentazione ne ha influenzato i risultati, rendendo impossibile un'accurata analisi del nucleo del ponte tra estradosso ed intradosso.

Si è così deciso di realizzare un sondaggio all'intradosso della prima arcata.

4.2.1. Prove applicate alla struttura

Dopo aver analizzato, attraverso le prove termografiche, la superficie dell'intradosso, si è deciso di sviluppare l'analisi lungo due strisce che abbiamo notato essere più umide del resto dell'arcata: la prima lungo tutto l'archivolto e la seconda lungo la settima fila, dalla prima pila (da sinistra), di blocchi di pietra.

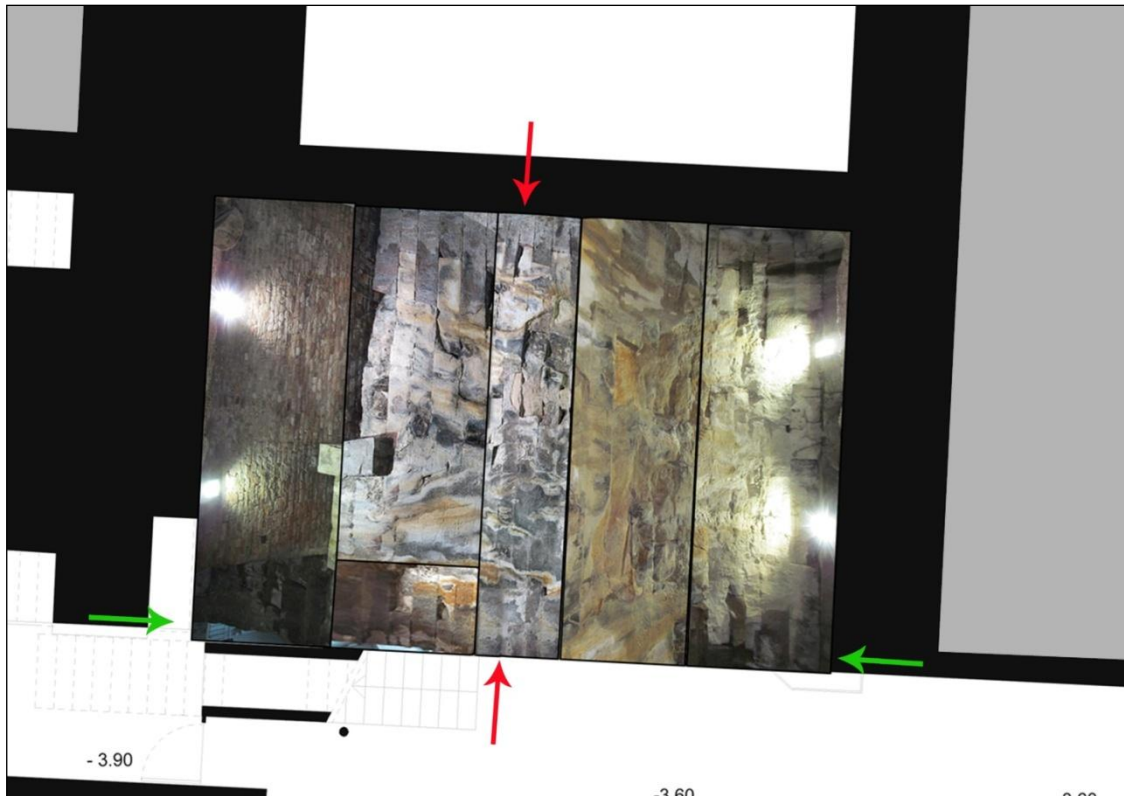


Figura 109: Le strisce oggetto di indagine.

Lo scopo era capire se, oltre il primo strato di pietre che compone l'intradosso, fossero presenti vuoti o mancanze o se ci fosse una perdita d'acqua da qualche tubazione.

Su tutte le sezioni acquisite nell'arcata si presenta il problema della superficie curva di acquisizione, la quale genera distorsioni difficilmente correggibili e che si ripercuotono sulle profondità stimate e sulle forme delle discontinuità. Ciò comporta che non ci sia la massima certezza sulla posizione esatta delle anomalie che si notano in ogni radargramma.

4.2.1.1. Analisi lungo l'archivolto dell'arcata

L'analisi sulla prima striscia è stata svolta suddividendola in 6 parti, in quanto era fisicamente impossibile realizzare la prova con un'unica strisciata. Per ogni sezione analizzata si è segnata la lunghezza totale della strisciata e la larghezza dei blocchi, in modo che poi nell'analisi dei dati si potesse capire la posizione esatta dei giunti tra blocco e blocco.

La lettura dei grafici si effettua da sinistra a destra, tenendo presente che la parte superiore è la zona più vicina allo strumento, mentre quella inferiore,

cioè quella che da sotto l'arcata è più vicina all'estradosso e quindi alla superficie stradale, è la più distante.

Analisi blocchi 1-6:

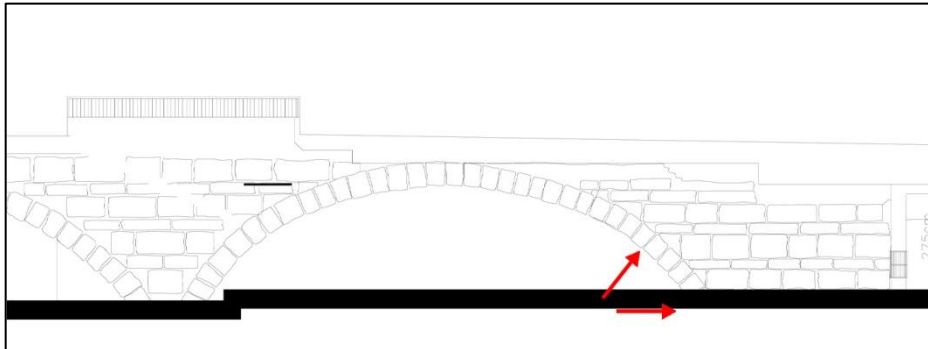


Figura 110: Blocchi 1-6, sezione della zona analizzata.



Figura 111: Blocchi 1-6, la zona analizzata.

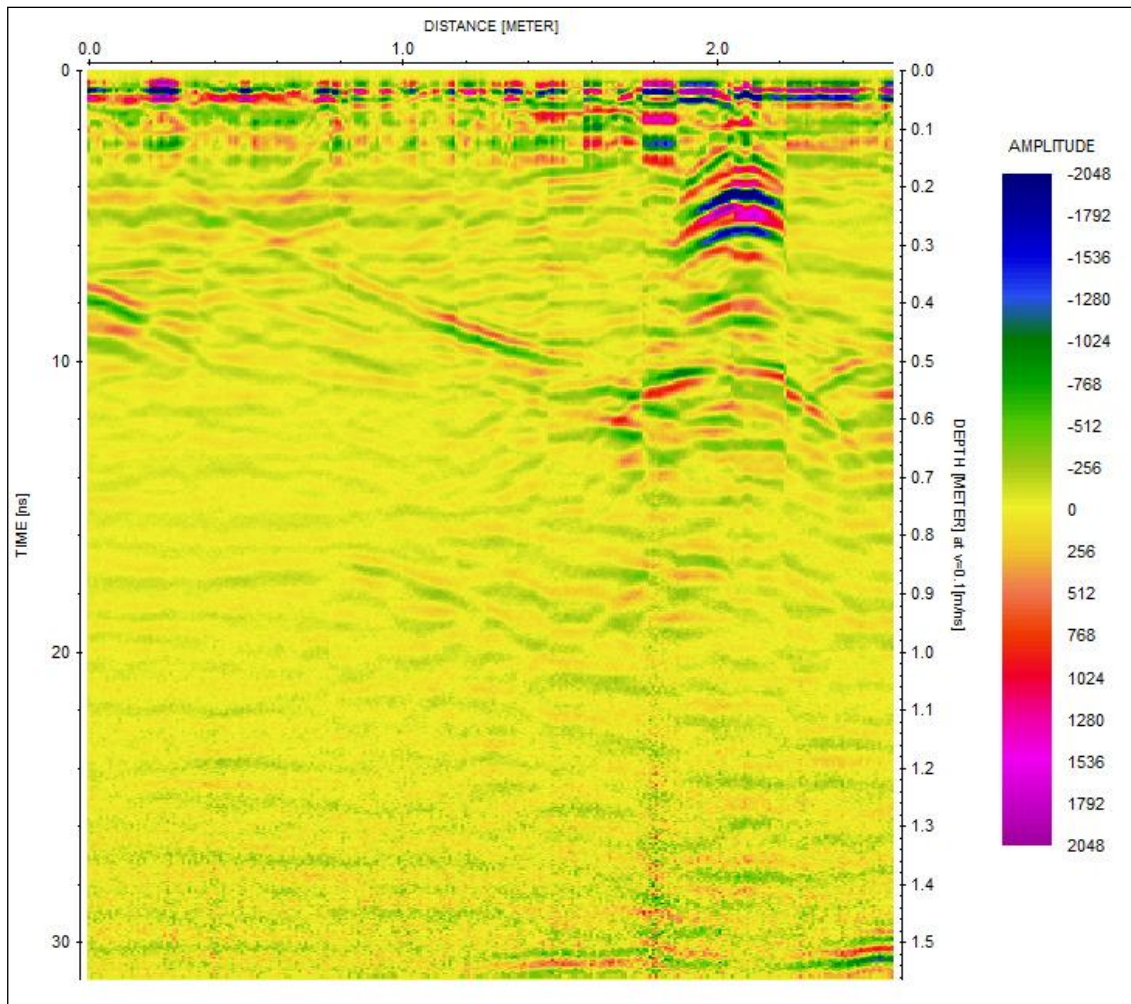


Figura 112: Blocchi 1-6, radargramma dei conci.

In questa prima porzione di arco si nota come non siano distinguibili le transizioni tra i conci. Infatti nel passaggio dello strumento da un blocco di pietra ad un altro si sarebbe dovuto vedere una perdita di segnale, leggera ma distinguibile. In questo caso non la si può notare probabilmente anche a causa della forte umidità che interessa la zona, rilevata dallo strumento attraverso un'immagine "a puntini" o sfocata come ad esempio nella parte inferiore del grafico.

Tra la fine del quinto e l'inizio del sesto blocco di pietra lo strumento ha una perdita di segnale molto importante, dovuta probabilmente o alla presenza di un vuoto o di un ferro al di sotto della superficie, che successivamente è stato stuccato e ricoperto.

Da segnalare anche la differenza superficiale di segnale nella zona centrale del grafico, ad una distanza da 0.8 m a 1.8 m, in cui sono presenti delle strisce verticali, a differenza di quelle più orizzontali all'inizio e alla fine della sezione

considerata. Questo ci induce a pensare che le pietre in quella zona siano di tipo diverso rispetto alle altre, in quanto riflettono il segnale in modo diverso. Le strisce orizzontali che si notano ad una profondità di 0.45 m e 0.9 m sono da considerarsi come gli intercapedini tra una pietra e quella successiva.

Analisi blocchi 7 - 11:

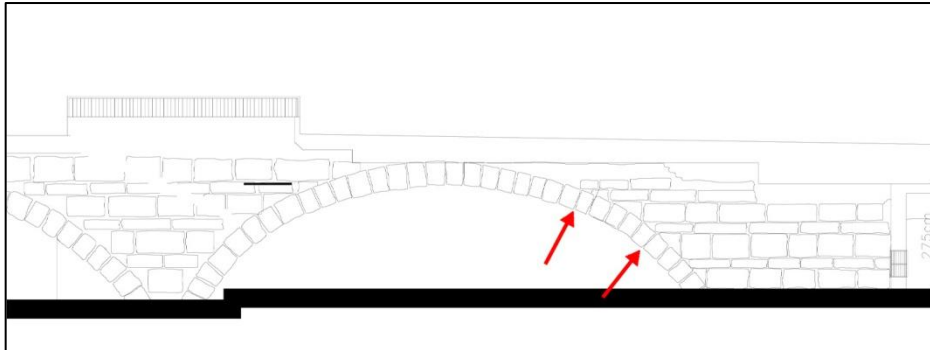


Figura 113: Blocchi 7-11, sezione della zona analizzata.

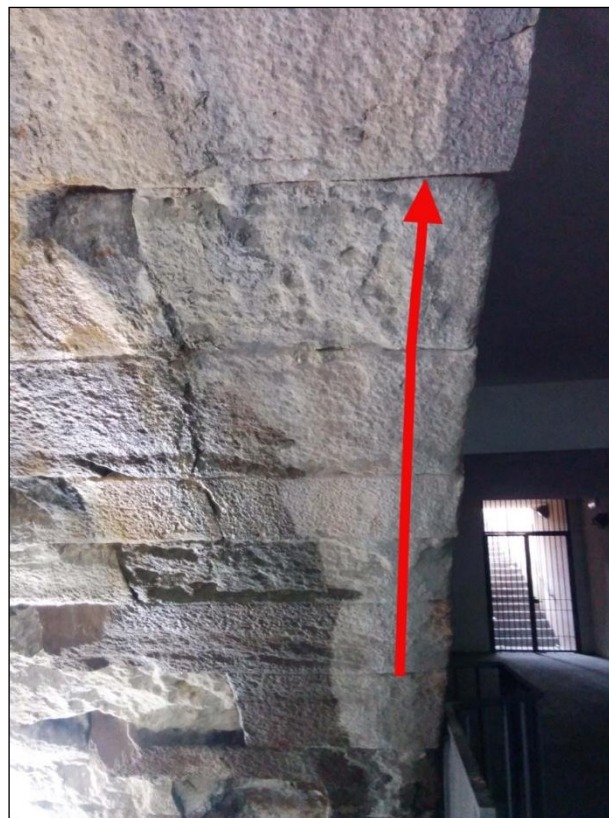


Figura 114: Blocchi 7-11, la zona analizzata.

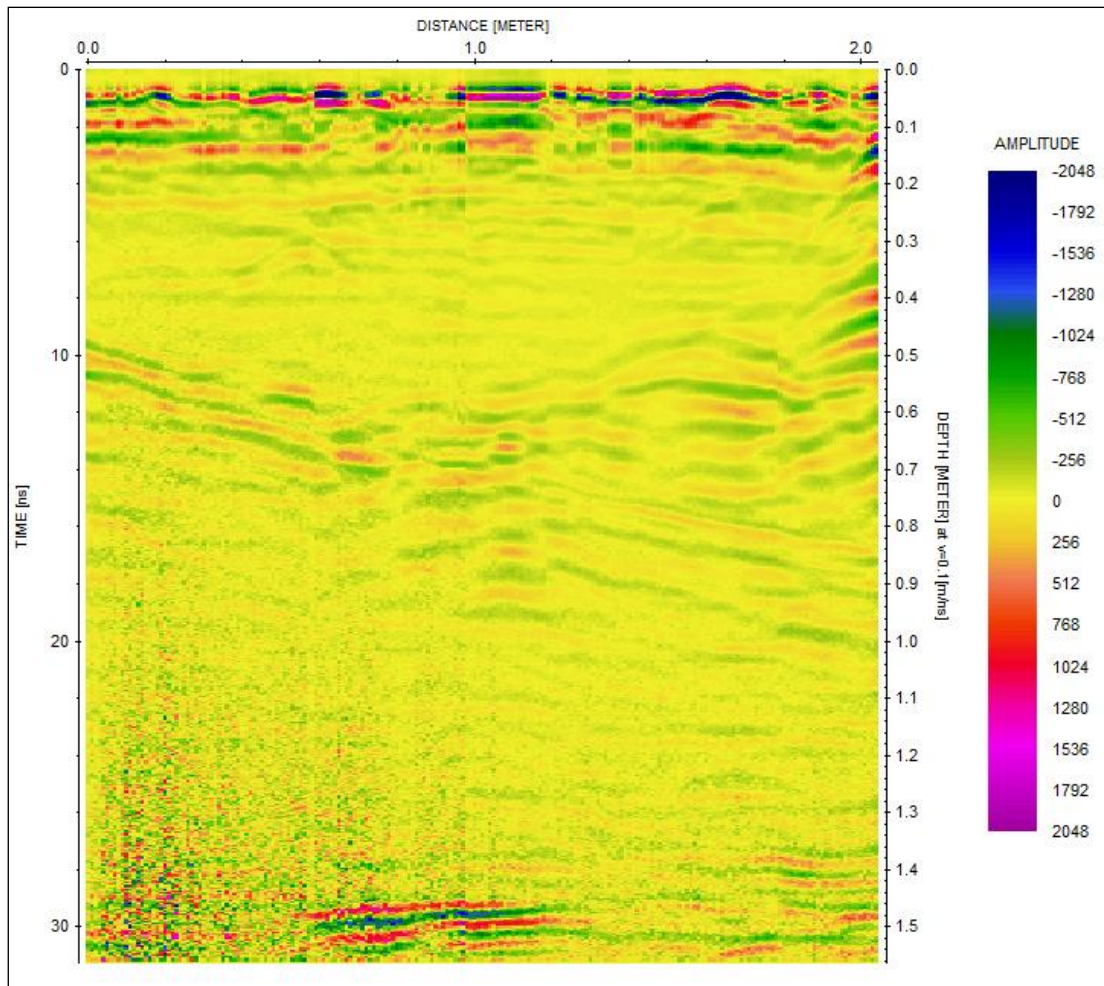


Figura 115: Blocchi 7-11, radargramma dei conci.

Anche in questa sezione il passaggio tra un concio e l'altro non è distinguibile. Anche qui è significativa la presenza di umidità che rende il grafico sfocato man mano che il segnale penetra attraverso lo strato di pietre.

A circa 80 cm di profondità è presente una probabile transizione tra uno strato e quello successivo.

Una differenza rispetto alla sezione precedente consiste negli eventi diagonali presenti in questo grafico. Essi possono essere considerati come fratture all'interno del concio a causa delle quali il segnale cambia velocità permettendone il rilevamento. Tuttavia, per avere un riscontro più certo, bisognerebbe svolgere ulteriori prove.

Analisi blocchi 12 - 18:

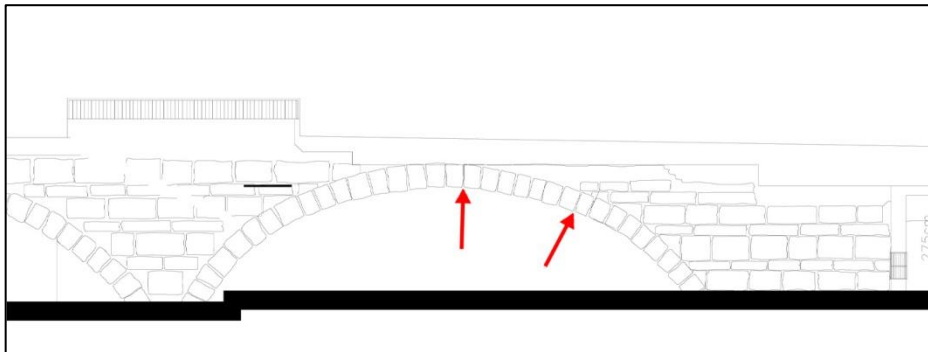


Figura 116: Blocchi 12-18, sezione della zona analizzata.

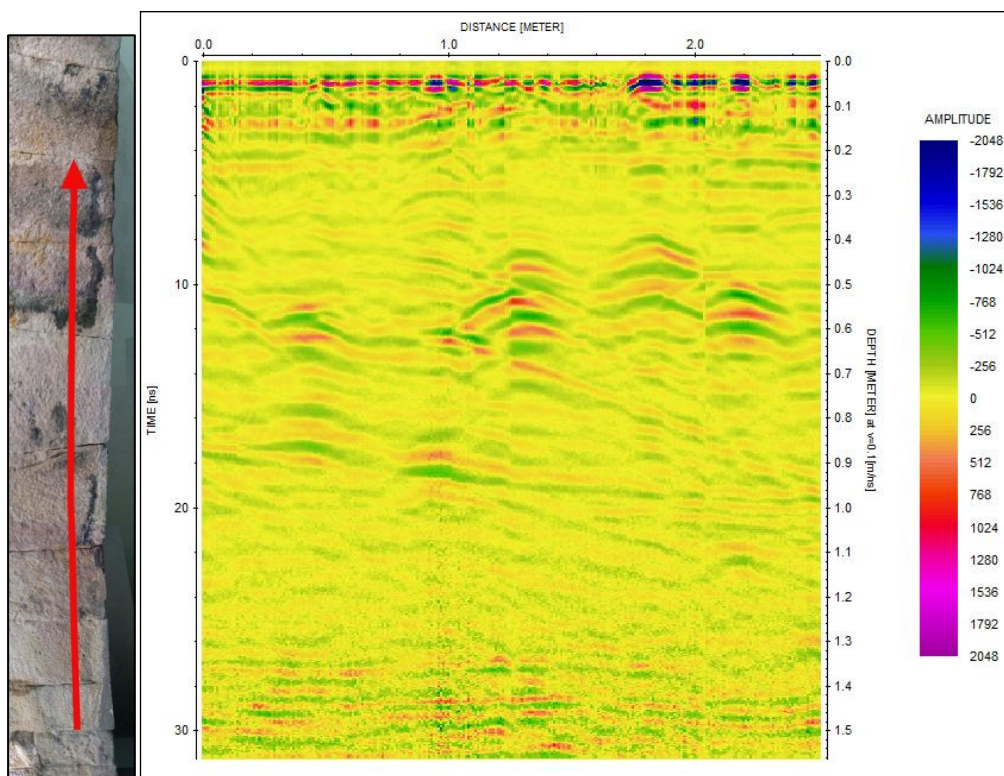


Figura 117: Blocchi 12-18, la zona analizzata e radargramma dei conci.

Questa sezione, che arriva in chiave, evidenzia, come le sezioni precedenti, una forte presenza di umidità.

Anche in questo caso non sono distinguibili le transizioni tra i vari conci ma solamente una probabile transizione orizzontale a circa 80 cm.

Sono più evidenti le fratture all'interno dei vari conci, rilevate nel radargramma come eventi diagonali.

Analisi blocchi 19 - 26:

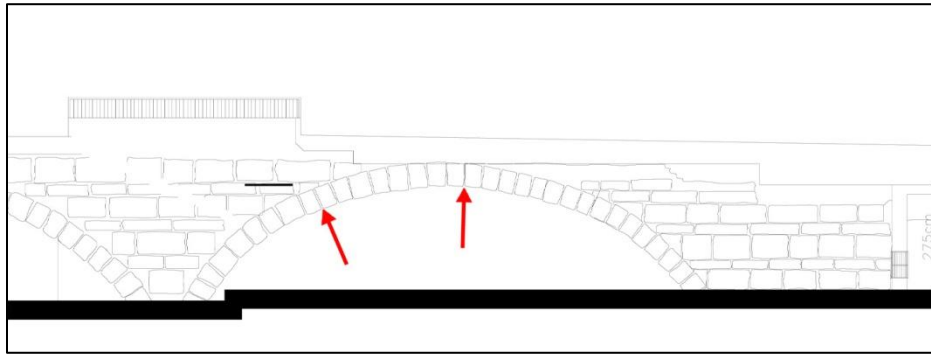


Figura 118: Blocchi 19-26, sezione della zona analizzata.

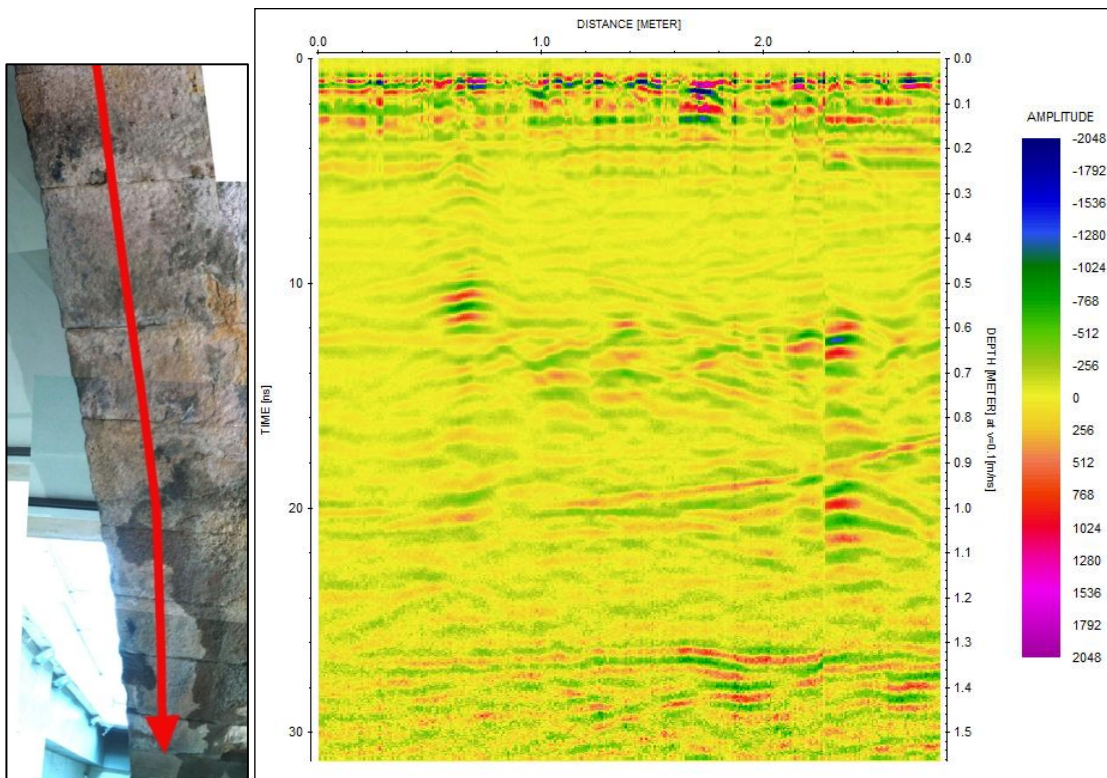


Figura 119: Blocchi 19-26, la zona analizzata e radargramma dei conci.

Anche in questa sezione, come nelle precedenti, non è distinguibile il passaggio tra un concio e l'altro.

Il segnale è molto disturbato a causa della morfologia della pietra che sembra essere suddivisa in vari strati. Questo è da considerarsi una delle cause dei distacchi che interessano l'intradosso del ponte. Infatti le vibrazioni, sommate alla forte presenza di umidità, causano la separazione tra gli strati e di conseguenza il fenomeno dell'esfoliazione, del distacco e della disgregazione. Sembrano evidenti tre transizioni orizzontali: a 60 cm, 80-90 cm e a 1.2 m.

Sono evidenti anche delle spaccature interne ai blocchi di pietra segnate come eventi diagonali.

Analisi blocchi 27 - 33:

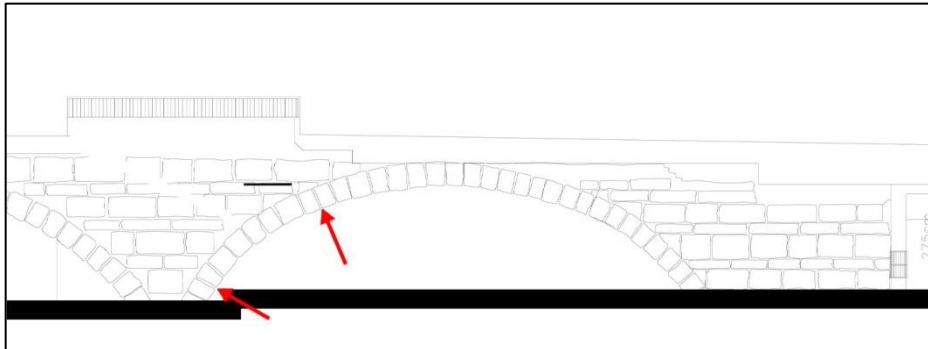


Figura 120: Blocchi 27-33, sezione della zona analizzata.



Figura 121: Blocchi 27-33, la zona analizzata.

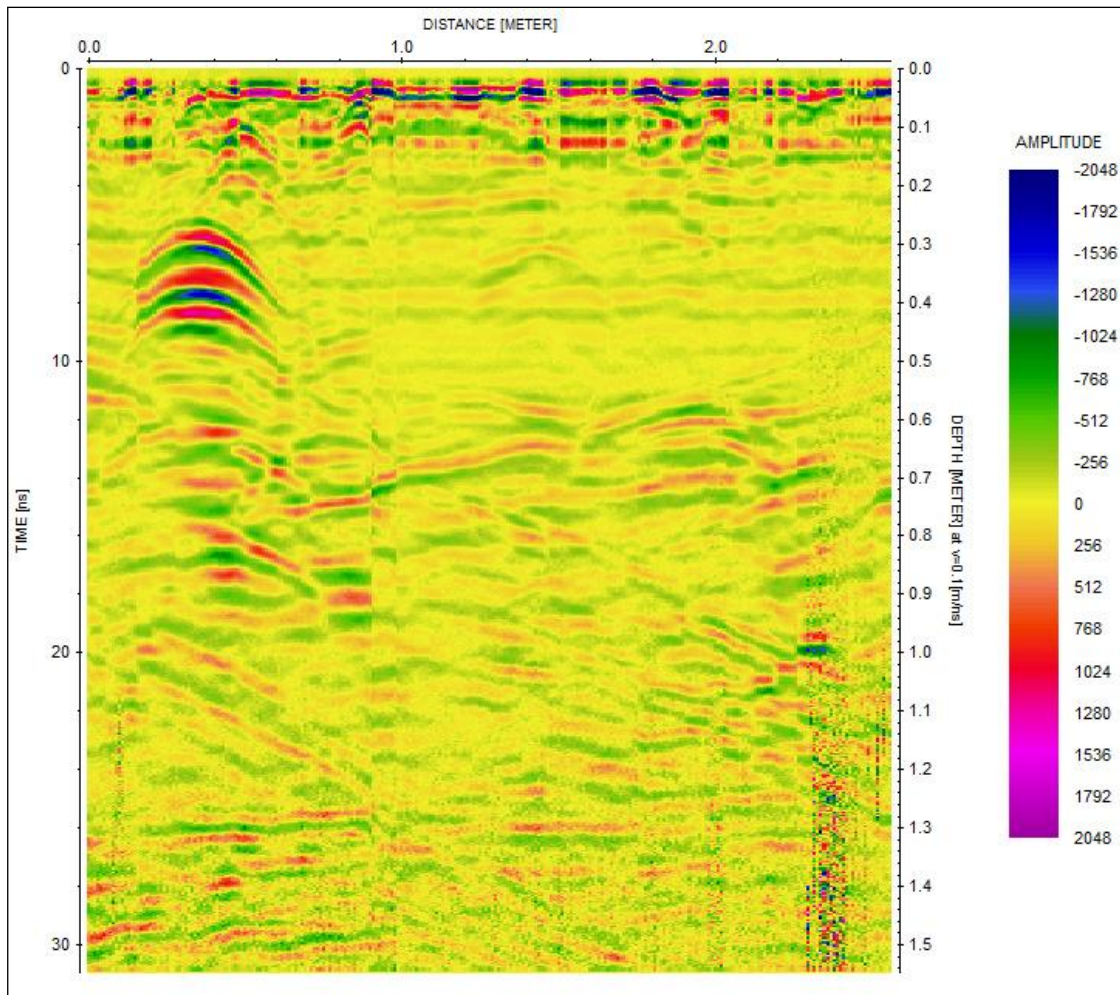


Figura 122: Blocchi 27-33, radargramma dei conci.

In questa sezione si nota immediatamente un'anomalia puntuale a circa 30 cm di profondità. Essa molto probabilmente è dovuta alla presenza di un ancoraggio, ovvero un grande chiodo in ferro infisso tra le pietre. Infatti in questa zona del ponte era presente una scala che fungeva da sottopassaggio per l'attraversamento della Riviera. Un'ipotesi che si potrebbe azzardare è che questa scala si ancorasse al ponte e che, quando è stata eliminata, si rimasto inserito tra le pietre uno dei chiodi di ancoraggio.

In questa sezione poi, a differenza delle precedenti, non si riescono a definire le transizioni orizzontali, quindi non si può stabilire con certezza quale sia lo spessore dell'intradosso in questa zona.

Analisi blocchi 34 - 37:

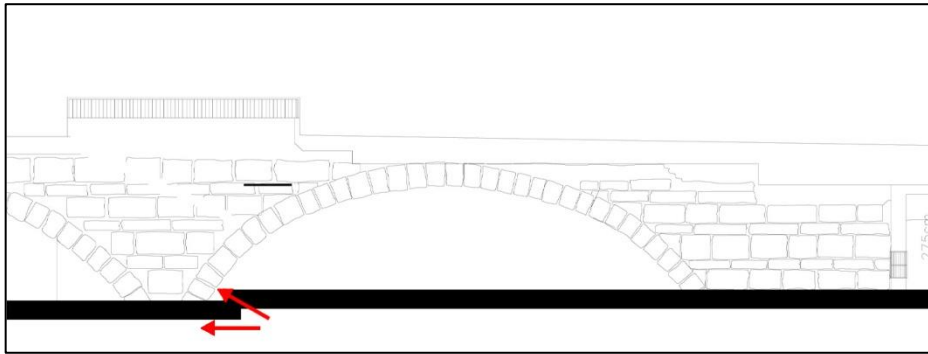


Figura 123: Blocchi 34-37, sezione della zona analizzata.



Figura 124: Blocchi 34-37, la zona analizzata.

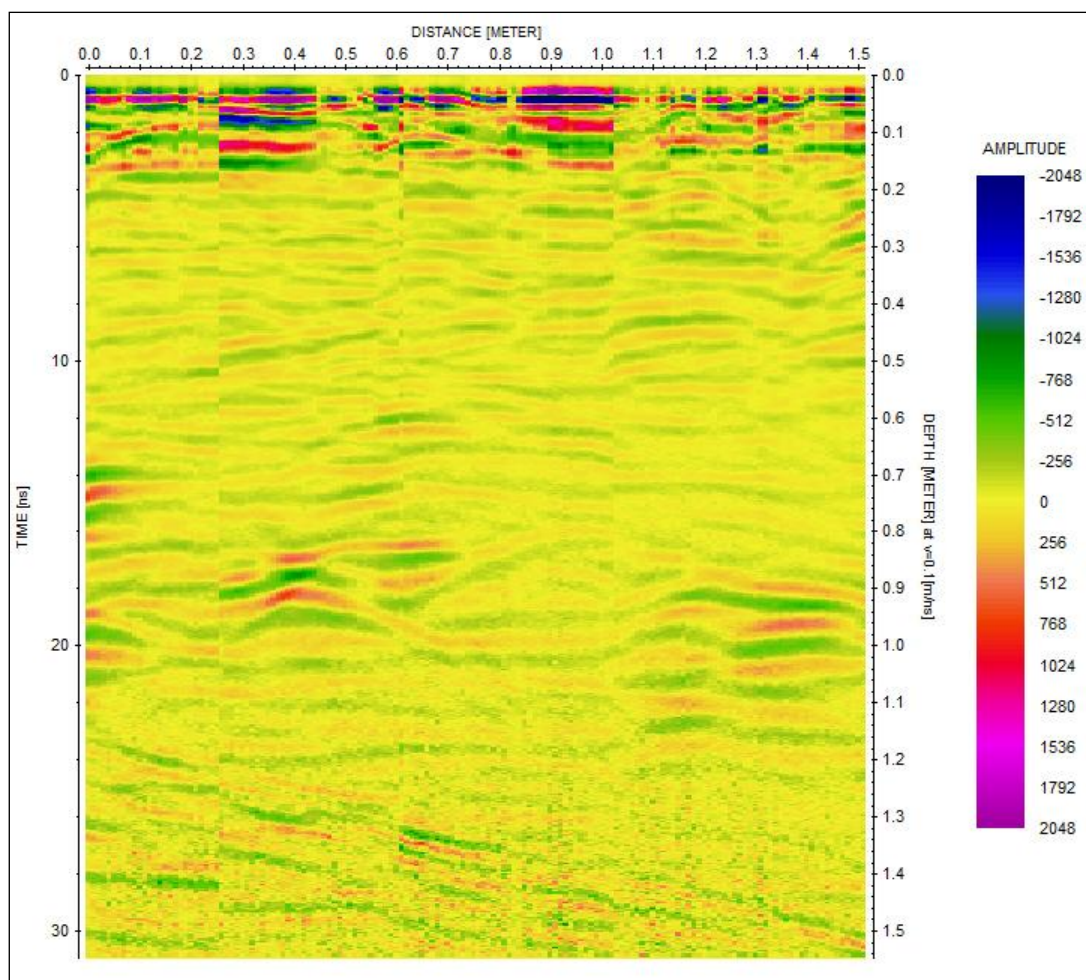


Figura 125: Blocchi 34-37, radargramma dei conci.

In quest'ultima sezione dell'arcata esaminata ciò che risalta maggiormente è la presenza di una forte umidità. Si distingue anche una probabile transizione orizzontale tra due pietre dell'intradosso a circa 80-90 cm di profondità.

4.2.1.2. Analisi lungo la settima fila di conci a partire dalla prima pila (da sinistra)

L'analisi sulla seconda striscia è stata suddivisa in 5 parti, in quanto per realizzarla si è dovuta spostare l'impalcatura necessaria ad appoggiare lo strumento georadar sull'intradosso del ponte in corrispondenza della settima fila di conci da sinistra.

Per ogni sezione analizzata si è segnata la lunghezza totale della strisciata e la larghezza dei blocchi, in modo che poi nell'analisi dei dati si potesse capire la posizione esatta dei giunti tra pietra e pietra

Come detto prima, la lettura dei radargrammi si effettua da sinistra a destra, considerando che la parte superiore è la zona più vicina allo strumento mentre quella inferiore è la più distante.



Figura 126: La misurazione georadar. Si nota l'impalcatura necessaria per raggiungere l'intradosso del ponte.

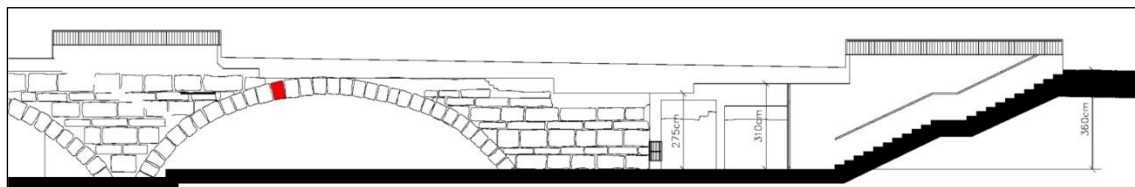


Figura 127: Fila 7, sezione della zona analizzata.

Analisi concio n°1 e n°2:



Figura 128: Blocchi 1-2, la zona analizzata.

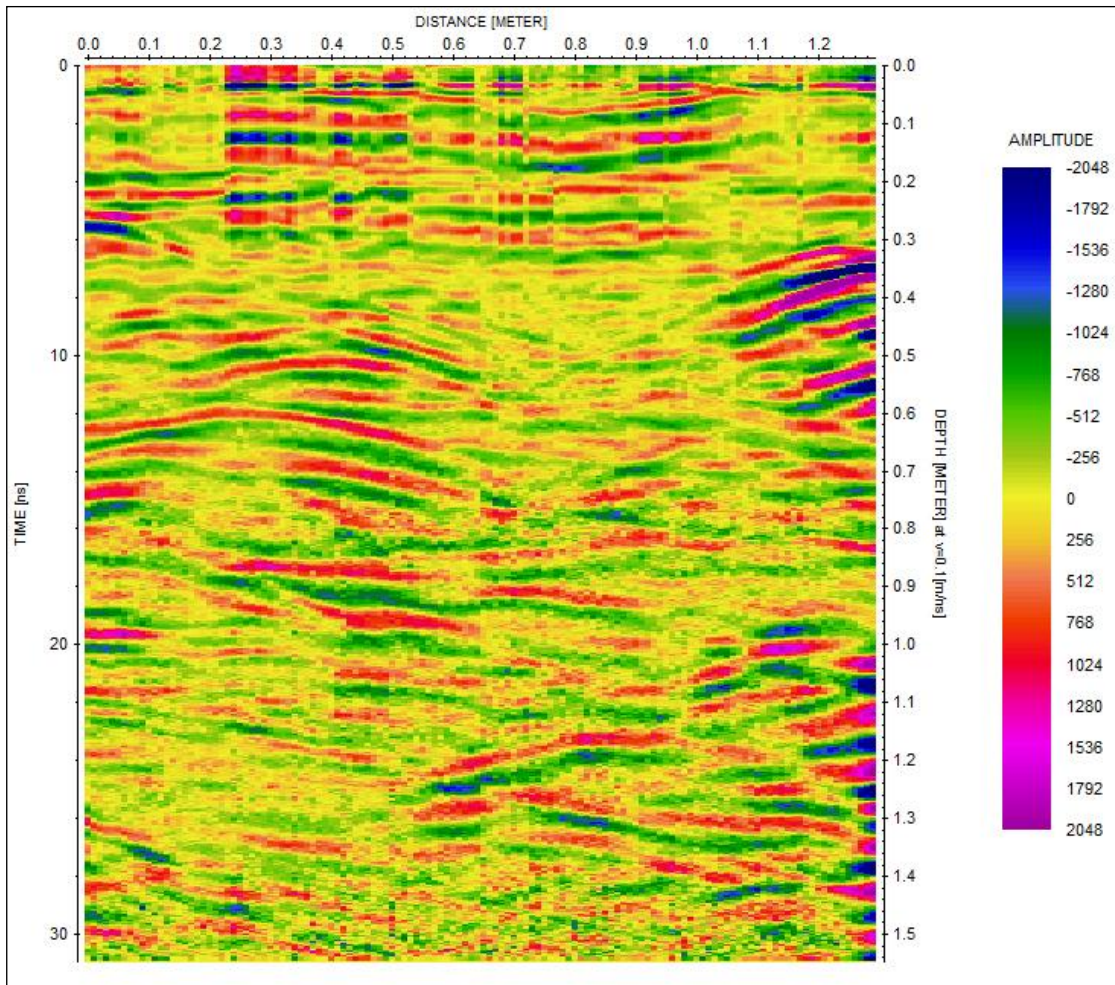


Figura 129: Blocchi 1-2, radargramma dei conci.

Il segnale di questa prima sezione è fortemente attenuato dalla presenza di umidità, segnalata attraverso la sfocatura presente nel grafico.

Non è possibile distinguere esattamente dove si trovi la transizione tra il primo e il secondo concio esaminati. Essendo il primo lungo 54 cm e il secondo 95 cm, si dovrebbe notare una perdita di segnale un po' prima della metà del radargramma, che tuttavia non è visibile a causa del segnale molto disturbato.

A causa di questo disturbo, non è inoltre possibile segnalare la presenza di transizioni orizzontali che aiutino a distinguere lo spessore del solaio del ponte dallo strato superficiale che corrisponde alla sede stradale.

Analisi concio n°3:



Figura 130: Blocco 3, la zona analizzata.

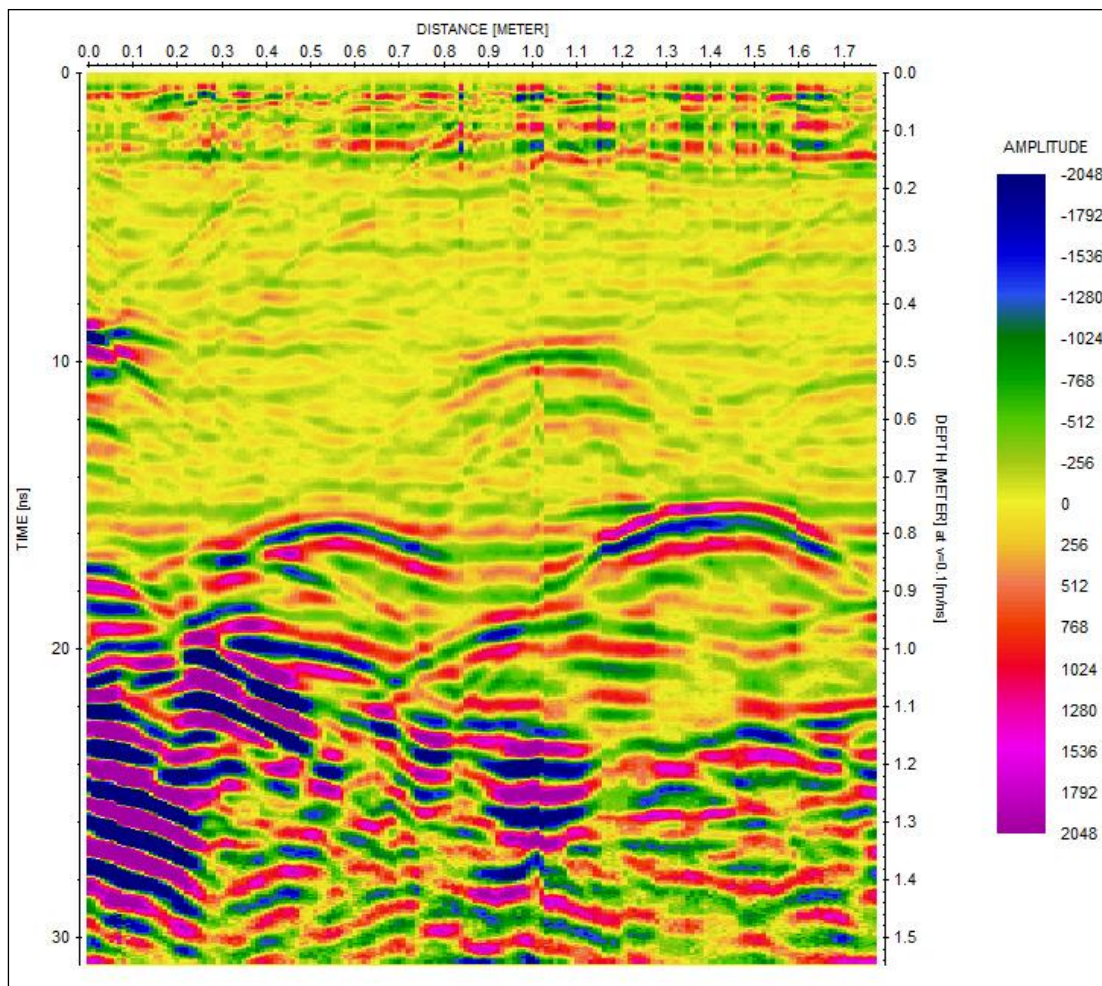


Figura 131: Blocco 3, radargramma del concio.

Gli eventi diagonali distinguibili in questo grafico sono imputabili a fratture interne del concio.

Ciò che risalta maggiormente è la transizione orizzontale presente a circa 75-80 cm di profondità del segnale, che rappresenta quasi certamente lo spessore della struttura portante del ponte. Infatti i segnali di disturbo che si trovano nella zona più vicina alla superficie stradale (zona inferiore del grafico) possono essere causati dagli impianti presenti al di sotto della pavimentazione ma appoggiati sull'estradosso dell'arcata.

A circa 1.1 m di profondità del segnale si nota una seconda transizione che rappresenta il passaggio dalla pavimentazione stradale alla superficie. Questo ci induce a pensare che il sottofondo della strada sia di circa 30 cm.

Analisi concio n°4:



Figura 132: Blocco 4, la zona analizzata.

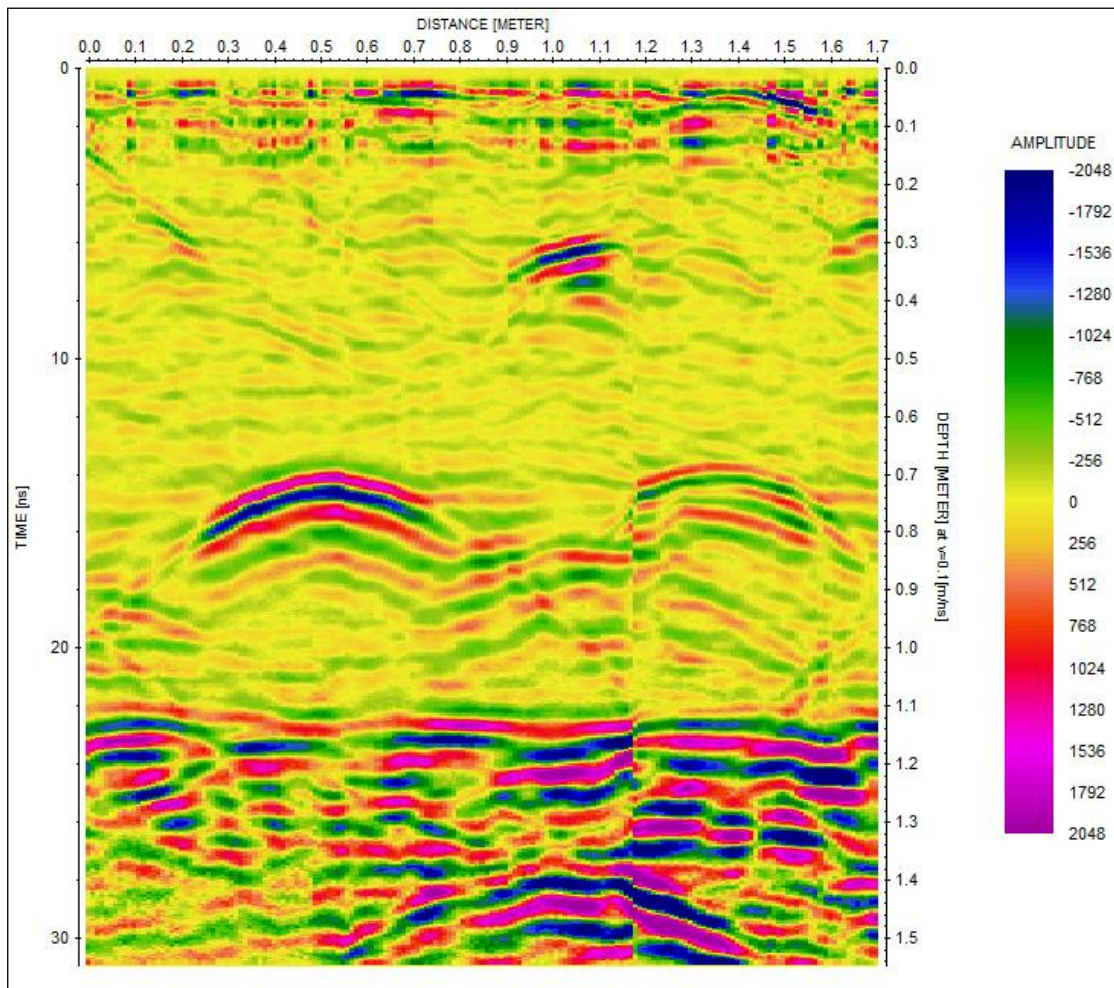


Figura 133: Blocco 4, radargramma del concio.

Nel radargramma in cui viene rappresentato il concio n°4 si nota la presenza di leggeri eventi diagonali all'interno della pietra, che rappresentano fratturazioni della pietra stessa. Queste, sommate alla presenza di umidità e alle vibrazioni, sono alla base delle cause che portano al distacco di pezzi di pietre.

Ciò che risalta in questa sezione è la significativa transizione orizzontale a circa 75-80 cm che rappresenta lo spessore della struttura del ponte (da intradosso ad estradosso). Come nel caso precedente, si nota una seconda transizione a 1.1 m, oltre la quale la perdita di segnale è molto forte e che rappresenta la parte più superficiale della strada. Questa seconda transizione ci porta a ipotizzare lo spessore del sottofondo stradale in circa 30 cm.

Analisi concio n°5:



Figura 134: Blocco 5, la zona analizzata.

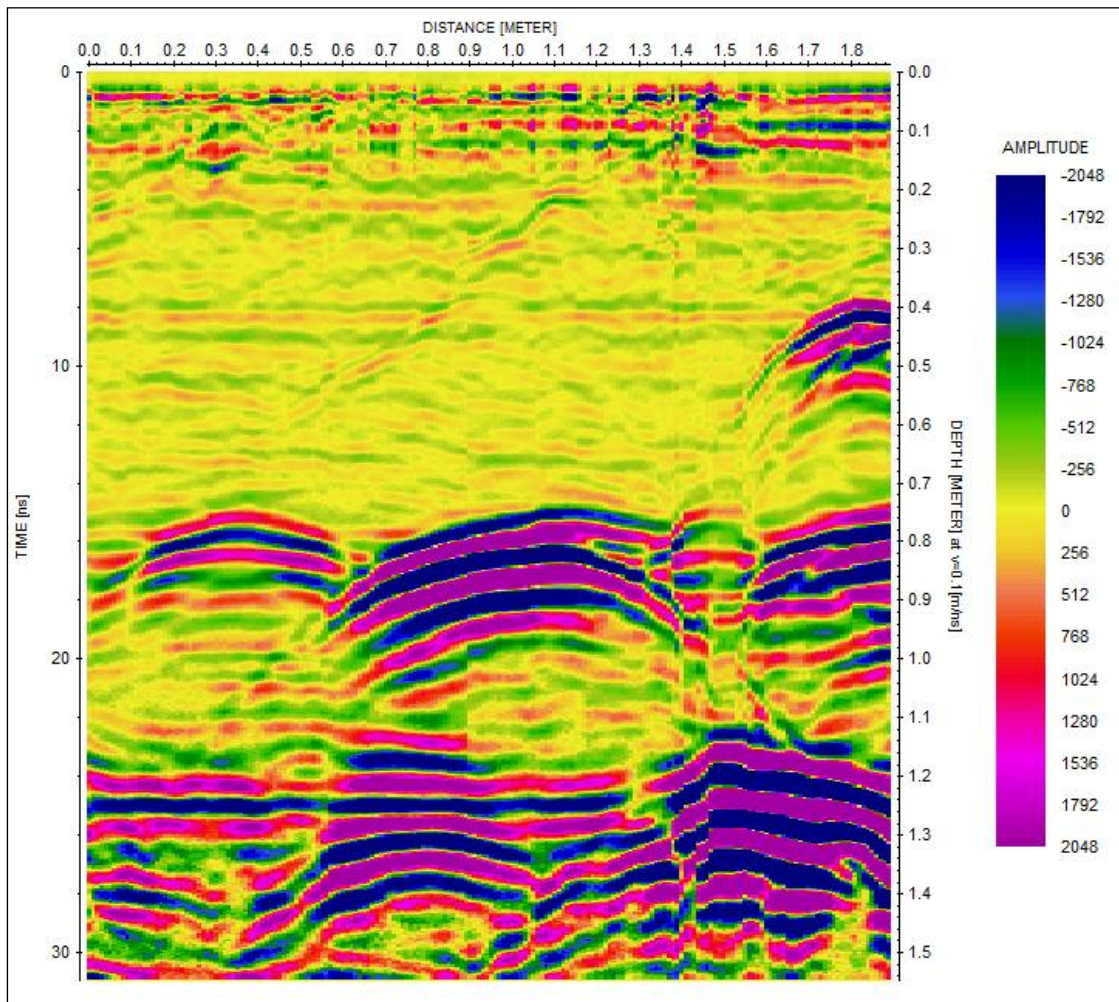


Figura 135: Blocco 5, radargramma del concio.

Questa sezione è molto simile alla precedente. Si nota, in maniera più significativa, forse a causa della presenza di impianti, il passaggio tra la

struttura portante dell'arcata e il sottofondo stradale a circa 75-80 cm; lo spessore del sottofondo stradale è imputabile intorno ai 30 cm.

Analisi concio n°6:



Figura 136: Blocco 6, la zona analizzata.

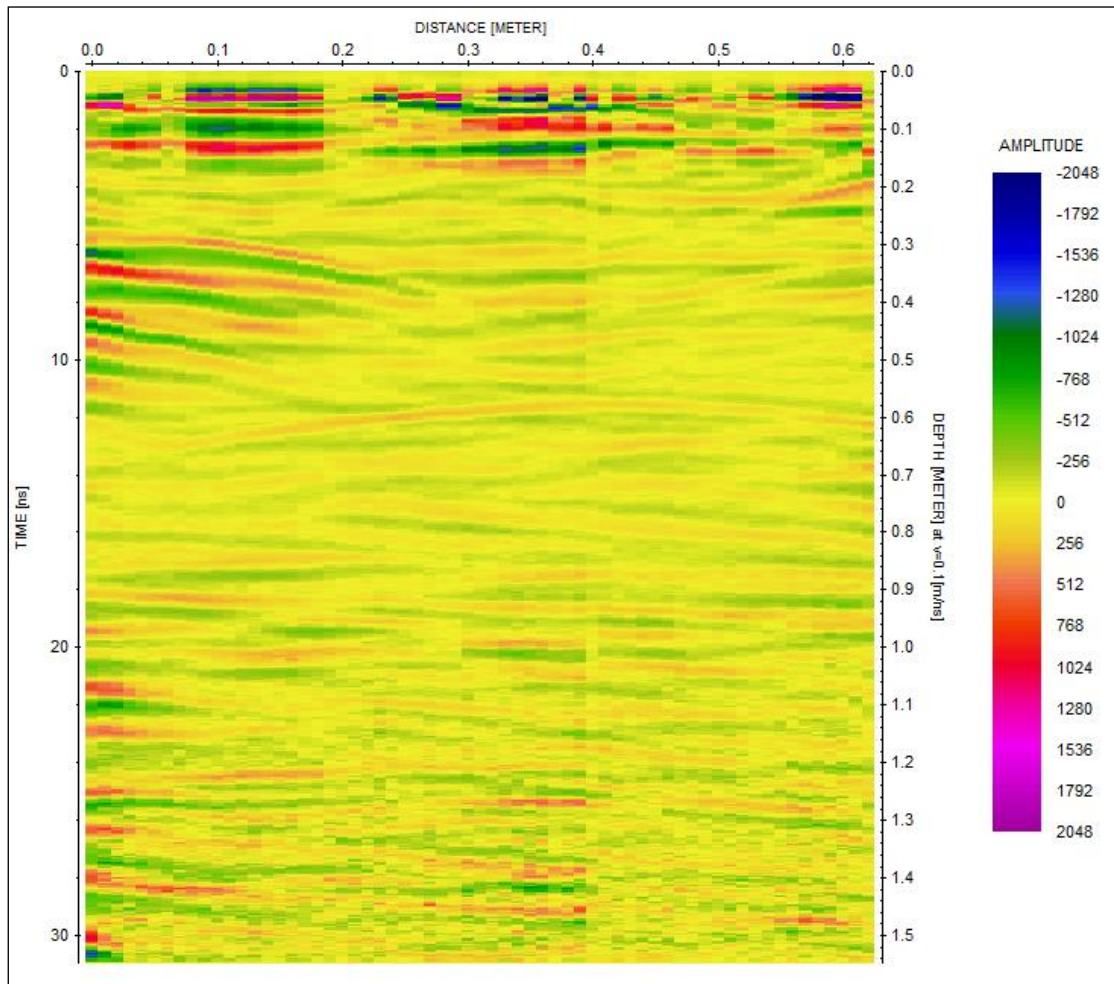


Figura 137: Blocco 6, radargramma del concio.

L'ultima sezione analizzata ci riporta un segnale completamente attenuato e assorbito dalla presenza di umidità molto forte in questa zona; non sono quindi visibili transizioni orizzontali.

4.3. Osservazioni

Entrambe le indagini svolte evidenziano la forte presenza di umidità sia superficialmente che in profondità. Tuttavia, l'acqua non è presente in tutti i punti dell'arcata ma soprattutto nella zona verso nord e verso l'archivolto. Inoltre è forte la presenza d'acqua sul muro di cinta medievale, che risulta bagnato. L'acqua tende a bagnare in particolare la parte di arco più basso, verso le pile, e le zone verso nord e verso sud (i bordi del ponte). Questo poiché per gravità l'acqua piovana scorre verso i bordi di via S. Francesco, leggermente inclinata per favorire il deflusso, da qui raggiunge l'estradosso, attraverso cui filtra penetrando tra i conci e scendendo poi verso la base dell'arcata.

Studiando le foto scattate durante la realizzazione dei lavori per la costruzione della rete tramviaria si può notare che:

- sotto la superficie della soletta in cls e sotto la pavimentazione in pavé di via S. Francesco non è stata inserita nessun tipo di guaina. Questo implica che tutta l'acqua piovana che si trova sull'ingombro del ponte può facilmente attraversare il sottofondo stradale e da lì arrivare all'estradosso del ponte.



Figura 138: Getto della soletta in C.A. per la costruzione della linea tramviaria (Comune di Padova).



Figura 139: Rifacimento pavimentazione su via S. Francesco sull'estradosso del ponte.
(Comune di Padova).

- È presente un canale di scolo delle acque bianche in posizione centrale lungo via S. Francesco. Esso, come si può notare dalle fotografie, è completamente sprovvisto di guaina e quindi l'acqua che scorre attraverso questo scarico può facilmente filtrare attraverso le arcate fino all'intradosso. In realtà esso potrebbe essere stato sostituito da una tubazione durante lavori svolti successivamente. In questo caso si presuppone che essa abbia una perdita.



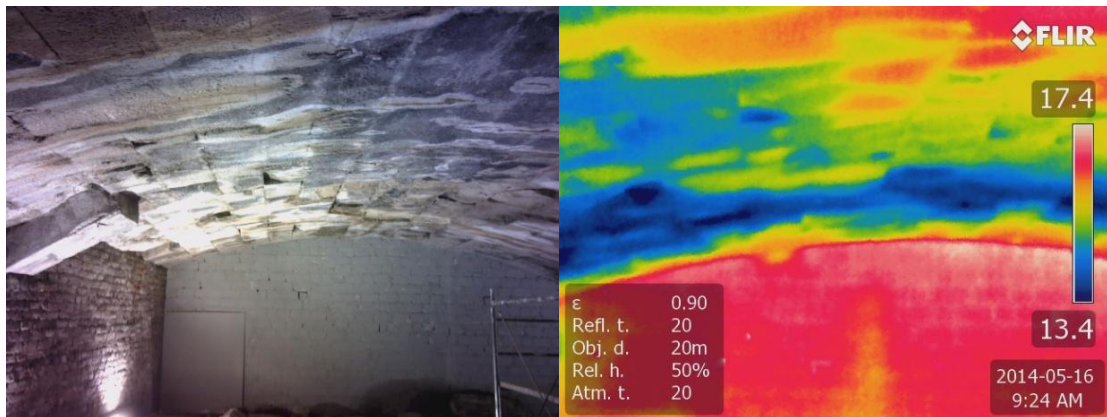
Figura 140: Canale di scolo al centro di via S. Francesco. (Comune di Padova).

- Il canale di scolo, in prossimità della Riviera dei Ponti Romani, si immette in una tubazione verticale che presumibilmente si collega alla fognatura che si trova al di sotto del ponte. È molto probabile che ci sia una perdita in corrispondenza di questo cambio di direzione, che è posizionato sopra al muro medievale, e che sia questo il motivo di tutta l'acqua presente sulla muratura sottostante. Dalle immagini termiche si può notare che quasi tutta l'arcata dalla parte verso nord è bagnata.



Figura 141: Particolare del canale di scolo al centro di via S. Francesco. (Comune di Padova).

- Sovrapponendo le immagini termiche con quelle georadar si nota che lungo la sezione della settima fila, sul concio n°5, c'è una maggior quantità di umidità rispetto alle altre zone sezionate. I forti disturbi che si rilevano, attraverso le indagini georadar, tra gli 80 e i 110 cm di profondità del segnale, fanno presupporre la presenza di impianti. Secondo le informazioni fornite dalla società AcegasAps si sa che in quella stessa zona l'acquedotto padovano passa sopra l'estradosso del ponte. Non è quindi da escludere che ci sia una perdita proprio in quel punto. In caso non fosse quello il problema si ipotizza ci sia un canale o una tubazione di scolo delle acque piovane che attraversa Riviera dei Ponti Romani con una fuoriuscita d'acqua proprio in quel punto.



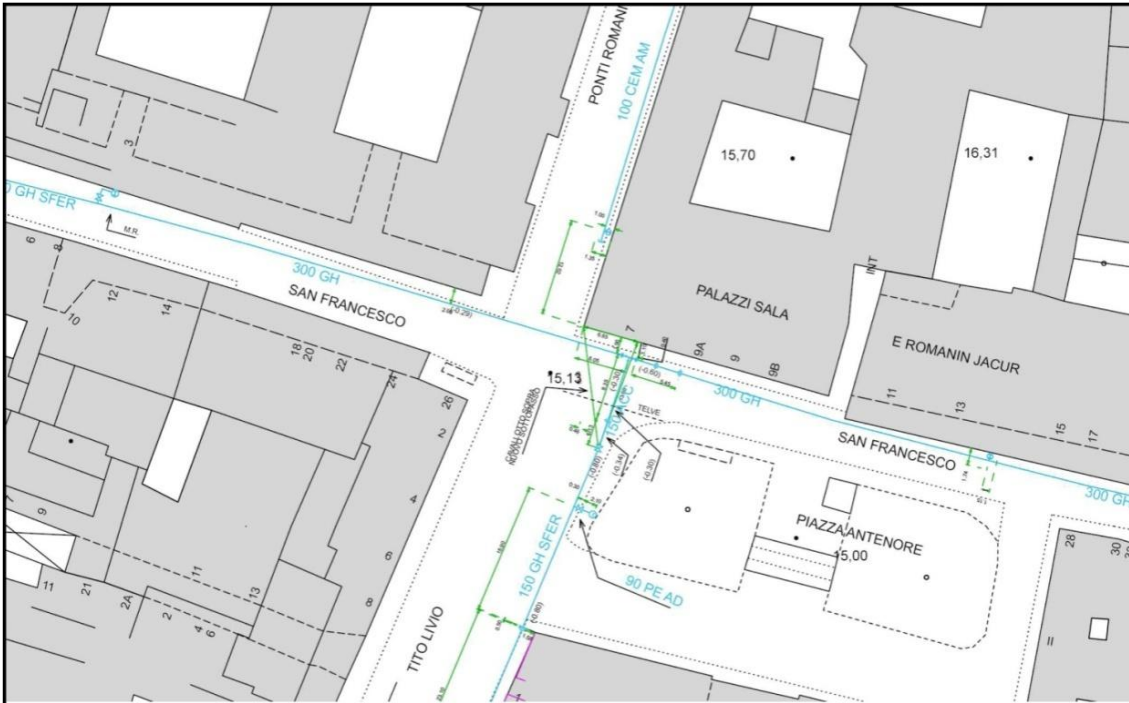


Figura 142: Particolare della zona più umida e possibile causa dell'umidità riscontrata (AcegasAps).

5. Analisi strutturale

Sono qui esposti i risultati dell'analisi sul comportamento della prima arcata allo stato limite ultimo, per verificare se sia in grado di sopportare i carichi trasmessi dal transito dei veicoli sull'incrocio tra Riviera dei Ponti Romani e via S. Francesco.

Lo studio è stato suddiviso in due casi. Nel primo si è considerato il passaggio del traffico di via S. Francesco considerandolo su due corsie. Il secondo caso invece analizza il passaggio del tram su Riviera dei Ponti Romani, il carico più importante che passa regolarmente sopra il ponte. Il calcolo è stato realizzato utilizzando un software gratuito sviluppato dal prof. Piero Gelfi dell'università di Brescia che si basa sul teorema di sicurezza e il teorema di unicità.

Il teorema di sicurezza o del limite inferiore dice che, se esiste una linea di pressione (luogo geometrico dei punti d'applicazione della risultante delle forze) che giace all'interno del contorno della struttura, allora l'arco è sicuro ed il carico applicato che determina tale linea di pressione ha un valore inferiore rispetto al carico ultimo. Si desume che, per un comportamento al più isostatico della struttura, il numero di punti in cui la linea di pressione è tangente al contorno deve essere inferiore al numero di cerniere plastiche necessarie per provocare il meccanismo di collasso.

Le ipotesi su cui si basa il teorema di sicurezza sono:

- che non possa prodursi slittamento tra le pietre: si suppone che le pietre siano efficacemente connesse, in modo che non scivolino una sull'altra. Questa è un'ipotesi ragionevole, benché sia possibile in pratica trovare occasionali prove di scivolamento tra conci adiacenti;
- la resistenza a trazione del materiale è nulla. Questo è vero in un arco a conci lapidei semplicemente accostati, dato che la pietra ha una sua resistenza a trazione, ma le sezioni di interfaccia tra due conci consecutivi non ce l'hanno. Anche nel caso in cui le pietre siano unite da malta, la resistenza a trazione di questo materiale è esigua. Per questo motivo si considera che nessuna forza di trazione possa essere trasmessa in un manufatto di pietra;

- la resistenza a compressione della pietra è infinita. Nelle strutture ad arco murario gli sforzi sono molto inferiori ai valori di rottura; di conseguenza, dal punto di vista pratico, è come se la muratura avesse una resistenza a compressione infinita.

Il **teorema di unicità** dice che, se si trova una linea di pressione tangente al contorno in un numero di punti uguale al numero di cerniere plastiche necessarie a provocare il meccanismo di collasso, allora la forza applicata è la forza ultima e il meccanismo rappresenta il meccanismo di collasso.

Il teorema di sicurezza serve solo a dimostrare che, se può essere individuata una linea di pressione in equilibrio con i carichi esterni giacente tutta all'interno della sagoma dell'arco, la struttura è sicura. La linea di pressione trovata non deve essere necessariamente la linea di pressione che provoca il meccanismo di collasso: qualsiasi linea di pressione in equilibrio con i carichi esterni e giacente all'interno del profilo dell'arco, se esiste, può essere assunta come linea di pressione per verificare la struttura. Quindi per determinare l'effettiva sicurezza dell'arco è necessario applicarlo congiuntamente al teorema di unicità.

5.1. Analisi ponte S. Lorenzo

Grazie agli studi realizzati sul ponte, sappiamo che l'intradosso della struttura è costituito da blocchi squadrati di pietra di Vicenza, le cui caratteristiche fisiche e meccaniche (valori medi) sono:

- peso di volume 2210 g/cm^3 ;
- coefficiente di imbibizione 7,49%;
- resistenza alla compressione 416 Kg/cm^2 ;
- resistenza al taglio semplice $24,15 \text{ Kg/cm}^2$;
- resistenza alla flessione 265 Kg/cm^2 ;
- resistenza all'abrasione 0.47 mm;
- porosità totale 28%;

Dalla tabella 9 (Tabella C8A.2.1.del DM 14/01/2008) assumiamo i valori delle murature a blocchi lapidei squadrati.

| Tipologia di muratura | f_m | τ_0 | E | G | w |
|---|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | (N/cm ²) | (N/cm ²) | (N/mm ²) | (N/mm ²) | (kN/m ³) |
| | Min-max | min-max | min-max | min-max | |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 100 | 2,0 | 690 | 230 | 19 |
| | 180 | 3,2 | 1050 | 350 | |
| Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno | 200 | 3,5 | 1020 | 340 | 20 |
| | 300 | 5,1 | 1440 | 480 | |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 260 | 5,6 | 1500 | 500 | 21 |
| | 380 | 7,4 | 1980 | 660 | |
| Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) | 140 | 2,8 | 900 | 300 | 16 |
| | 240 | 4,2 | 1260 | 420 | |
| Muratura a blocchi lapidei squadriati | 600 | 9,0 | 2400 | 780 | 22 |
| | 800 | 12,0 | 3200 | 940 | |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce | 240 | 6,0 | 1200 | 400 | 18 |
| | 400 | 9,2 | 1800 | 600 | |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%) | 500 | 24 | 3500 | 875 | 15 |
| | 800 | 32 | 5600 | 1400 | |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%) | 400 | 30,0 | 3600 | 1080 | 12 |
| | 600 | 40,0 | 5400 | 1620 | |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%) | 300 | 10,0 | 2700 | 810 | 11 |
| | 400 | 13,0 | 3600 | 1080 | |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) | 150 | 9,5 | 1200 | 300 | 12 |
| | 200 | 12,5 | 1600 | 400 | |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%) | 300 | 18,0 | 2400 | 600 | 14 |
| | 440 | 24,0 | 3520 | 880 | |

Tabella 9: Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura.

Dei dati relativi a questa configurazione, dobbiamo inserire i valori minimi presenti, in accordo con quanto prescritto nella tabella C8A.1.1. dell'NTC 2008, ad eccezione dei valori E e G, che si considerano ridotti del 50%, in quanto il nostro livello di conoscenza della struttura è da considerarsi LC 1 secondo il paragrafo C8A.1.4 "costruzioni in muratura – livello di conoscenza"; infatti il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.35.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

Per il livello LC1:

- resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella 10 (tabella C8A.2.1) per la tipologia muraria in considerazione;
- moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

| Livello di Conoscenza | Geometria | Dettagli costruttivi | Proprietà dei materiali | Metodi di analisi | FC |
|-----------------------|---|---------------------------------------|--|-------------------|------|
| LC1 | Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo. | verifiche in situ limitate | Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 | Tutti | 1.35 |
| LC2 | | | Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 | | 1.20 |
| LC3 | | verifiche in situ estese ed esaustive | Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). | | 1.00 |

Tabella 10: Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura.

I valori da utilizzare sono quindi:

- $f_m = 600$ [N/cm²]
- $\tau_0 = 9$ [N/cm²]
- $E = 1200$ [N/mm²]

- $G = 390$ [N/mm²]
- $w = 22$ [kN/m³]

Le resistenze di calcolo che si utilizzano sono quelle riportate di seguito:

Verifiche allo SLU (stato limite ultimo):

$$R_d = f_m / [FC \gamma_m] = 600 / 4.05 = 148.14 \quad [N/cm^2]$$

$$R_d = 1.48 \quad [N/mm^2 \text{ o MPa}]$$

Dove:

- $FC = 1.35$ come riportato in precedenza nella tabella C8A.1.1 dell'NTC 2008;
- $\gamma_m = 3$ ai sensi della Tabella 11, classificazione 2, elemento 2.

| Materiale | Classe di esecuzione | |
|--|----------------------|-----|
| | 1 | 2 |
| Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita | 2.0 | 2.5 |
| Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta | 2.2 | 2.7 |
| Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta | 2.5 | 3.0 |

Tabella 11: Valori del coefficiente γ_m in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti.

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito il ponte dovrà essere considerato come ponte di 1^a categoria secondo il par. 5.1.3.3.4. dell'NTC 2008.

L'arcata considerata ha:

- Luce = 12.85 m;
- Larghezza = 8.35 m;
- Freccia = 2.5 m.

Si considereranno un numero di corsie pari a 2 come individuato dalla tabella 12.

| Larghezza di carreggiata "w" | Numero di corsie convenzionali | Larghezza di una corsia convenzionale [m] | Larghezza della zona rimanente [m] |
|------------------------------|--------------------------------|---|------------------------------------|
| $w < 5,40$ m | $n_l = 1$ | 3,00 | $(w - 3,00)$ |
| $5,4 \leq w < 6,0$ m | $n_l = 2$ | $w/2$ | 0 |
| $6,0 \text{ m} \leq w$ | $n_l = \text{Int}(w/3)$ | 3,00 | $w - (3,00 \times n_l)$ |

Tabella 12: Calcolo numero di corsie in base alla larghezza della carreggiata.

Analisi dei carichi

I carichi che devono essere considerati per lo studio sono:

- **il peso proprio (G1)** dei blocchi di pietra dell'intradosso, pari a 22 kN/m³;

- **il peso (G2) del materiale al di sopra dell'estradosso:** non si conosce il tipo materiale presente nel nucleo del ponte, cioè tra l'estradosso e la superficie stradale. Potrebbe essere costituito da uno strato in mattoni come anche da pietrame. Essendo il peso specifico dei mattoni inferiore rispetto a quello del pietrame, si è ipotizzata la presenza di quest'ultimo, per considerare la peggior situazione possibile.

| Materiale | kg/dm ³ | Materiale | kg/dm ³ |
|------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|
| Acciaio | 7,85 | Ghisa comune | 7,10 |
| Alluminio | 2,60 | Gomma | 1,70 - 2,20 |
| Antimonio | 6,70 | Granito | 2,50 - 3,00 |
| Arenaria | 2,30 | Grasso lubrificante | 0,92 - 0,94 |
| Argento | 10,50 | Legna ciocchi | 0,30 - 0,40 |
| Argilla | 2,00 - 2,20 | Legno segati | 0,60 - 1,10 |
| Argilla espansa | 0,30 - 0,50 | Magnesio | 1,75 |
| Asfalto | 1,10 - 1,50 | Malta di calce | 1,60 - 1,80 |
| Benzina | 0,70 - 0,75 | Marmo | 2,50 - 2,80 |
| Borace | 1,75 | Mercurio | 13,59 |
| Bronzo (7,9%) | 7,40 | Muratura mattoni pieni | 1,50 - 1,65 |
| Bronzo (14%) | 8,90 | Muratura mattoni forati | 1,05 - 1,10 |
| Bronzo fosforoso | 8,80 | Muratura pietrame | 2,25 - 2,45 |
| Calcestruzzo | 2,00 - 2,50 | Neve fresca | 0,10 - 0,20 |
| Calcio | 1,58 | Nichel | 8,80 |
| Caolino | 2,20 | Olio lubrificante | 0,85 - 0,95 |
| Carbon fossile - massa | 1,20 - 1,50 | Oro | 19,3 |
| Carbon fossile - pezzi | 0,80 - 0,95 | Ottone | 8,40 - 8,70 |
| Carbone Coke - pezzi | 0,30 - 0,48 | Piombo | 11,34 |
| Carta | 0,70 - 1,15 | Polietilene AD | 0,94 - 0,96 |
| Catrame | 1,20 | Polietilene BD | 0,92 - 0,93 |
| Celluloide | 1,40 | Polipropilene | 0,90 - 0,96 |
| Cellulosa | 1,50 | Porcellana | 2,40 |
| Cemento | 1,40 | PVC | 1,37 - 1,45 |
| Cenere | 0,90 | Quarzo | 2,50 |
| Cera | 0,95 | Rame | 8,89 - 8,93 |
| Cloruro di sodio | 2,18 | Sabbia asciutta | 1,40 - 1,60 |
| Creta | 1,80 - 2,70 | Sabbia umida | 1,90 - 2,10 |
| Cromo | 6,80 | Silice | 1,80 - 2,00 |
| Diamante | 3,55 | Stagno | 7,28 |
| Ferro | 7,85 | Sughero | 0,20 - 0,35 |
| Fosforo | 1,83 - 2,19 | Terra vegetale | 1,70 - 1,80 |
| Gasolio | 0,80 - 0,85 | Tungsteno | 19,10 |
| Ghiaccio | 0,90 | Vetro | 2,40 - 2,70 |
| Ghiaia | 1,50 - 1,80 | Zinco | 7,10 |

Tabella 13: Il peso specifico di diversi elementi.

Dalla tabella 13 possiamo ricavare il valore del peso specifico (G2) della muratura in pietrame, pari ad un valore massimo di 2.45 kg/dm³, che trasformato diventa 24.01 kN/m³.

- **Peso del materiale G3 presente sopra il sottofondo stradale:** al di sopra dell'estradosso è stata realizzata una soletta in calcestruzzo armato come base per la costruzione della via tramviaria lungo la Riviera

dei Ponti Romani. Considereremo quindi un carico permanente (G3) avente un peso specifico di 13.72 kN/m^3 . La soletta avrà uno spessore di circa 40 cm. Successivamente saranno analizzati i carichi accidentali secondo quanto prescritto nel cap. 5.1.3.3.3 dell'NTC per un ponte a due corsie di 1^a categoria;

- **Schema di carico 1:** si considera un carico distribuito avente $q_{ik} = 9.00 \text{ kN/m}^2$ per la prima corsia e $q_{ik} = 2.50 \text{ kN/m}^2$ per la seconda corsia;
- **Schema di carico 2:** si considera il carico del tram passante a 4.54 m dalla prima pila, la zona sulla quale passano le rotaie. Il peso di un tram a capienza massima potrebbe aggirarsi (esagerando) intorno alle 55t. Quindi considerando un passaggio contemporaneo sopra il ponte di due tram otterrò un carico di $55000 \times 2 = 110000 \text{ kg} = 1078 \text{ kN}$ e distribuito sulla soletta che sostiene le rotaie avente lunghezza pari a 8.31 m e larghezza 8.35 m si ottiene $q_{ik} = 15.53 \text{ kN/m}^2$.

Combinazioni di carico:

Poiché le verifiche vengono effettuate allo SLU, si considera la seguente combinazione di carico utilizzando le γ sfavorevoli:

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{G3}G3 + \gamma_{q1}q1$$

dove:

$$\gamma_{G1}G1 = 1.35 \times 22.00 = 29.70 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{G2}G2 = 1.5 \times 24.01 = 36.01 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{G3}G3 = 1.5 \times 13.72 = 20.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carico 1: } \gamma_{q1}q1 = 1.35 \times 11.5 = 15.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carico 2: } \gamma_{q1}q1 = 1.35 \times 15.53 = 20.97 \text{ kN/m}^2$$

Essendo l'arcata sottostante ad un incrocio in cui il traffico è alternato dal semaforo, si possono considerare i vari schemi di carico applicati separatamente, senza sommare i risultati ottenuti.

Per inserire le informazioni generali sulla struttura dell'arcata:

Si considera lo spessore delle pietre secondo quanto ottenuto dai rilevamenti con lo strumento georadar che si aggira intorno agli 80 cm così come lo strato tra i conci e la superficie stradale che viene considerato pari a 30 cm.

Si suddivide l'arco in 37 parti, cioè il numero delle file dei conci di pietra presenti.

L'eccentricità iniziale viene considerata pari a zero.

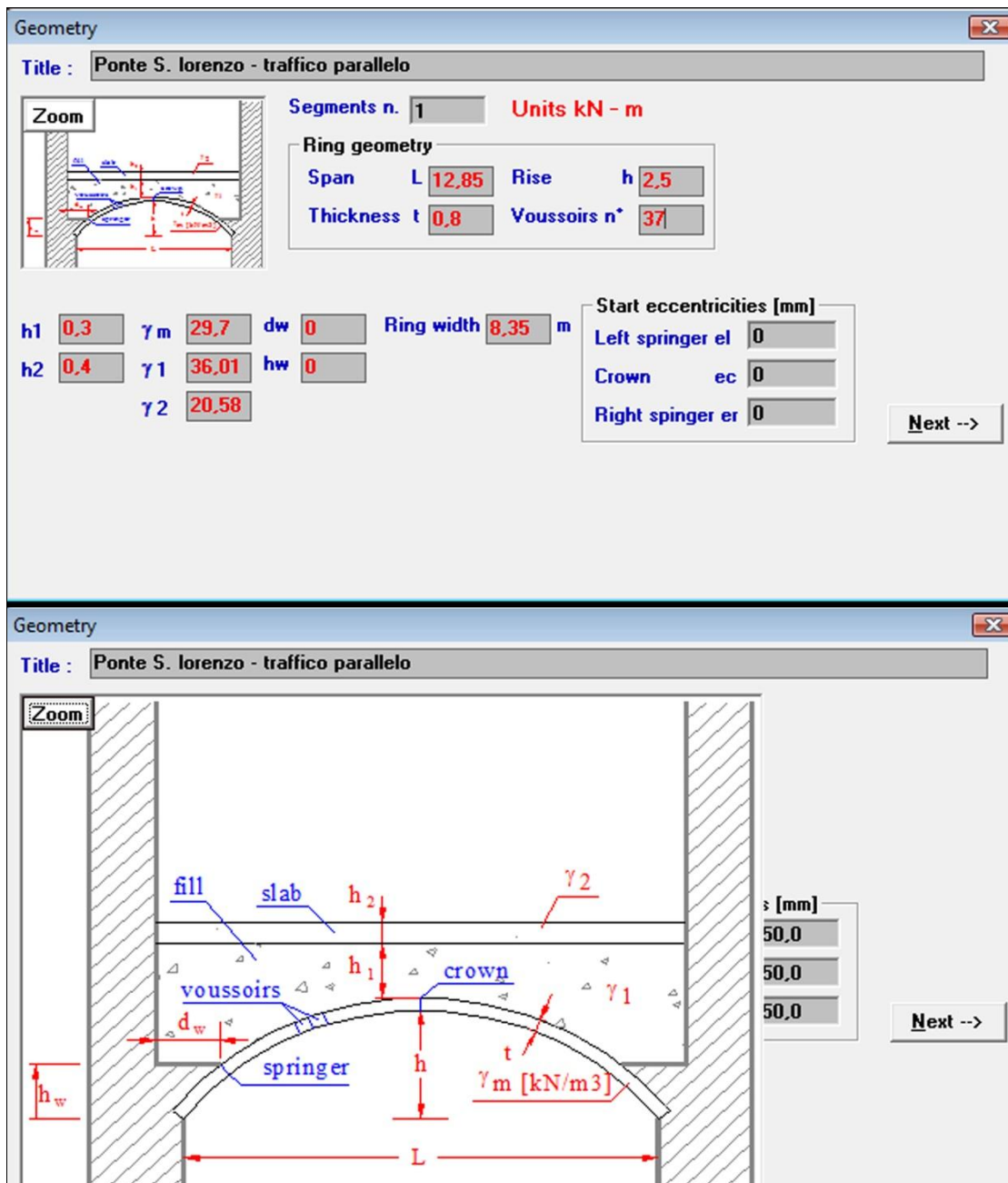


Figura 143: Prima schermata - inserimento dati iniziali sulla struttura.

Schema di carico 1 – carico uniformemente distribuito su tutta la campata del ponte ai sensi dell'art. 5.1.3.3.5 dell'NTC 2008.

Il carico da considerare è 15.52 kN/m^2 .

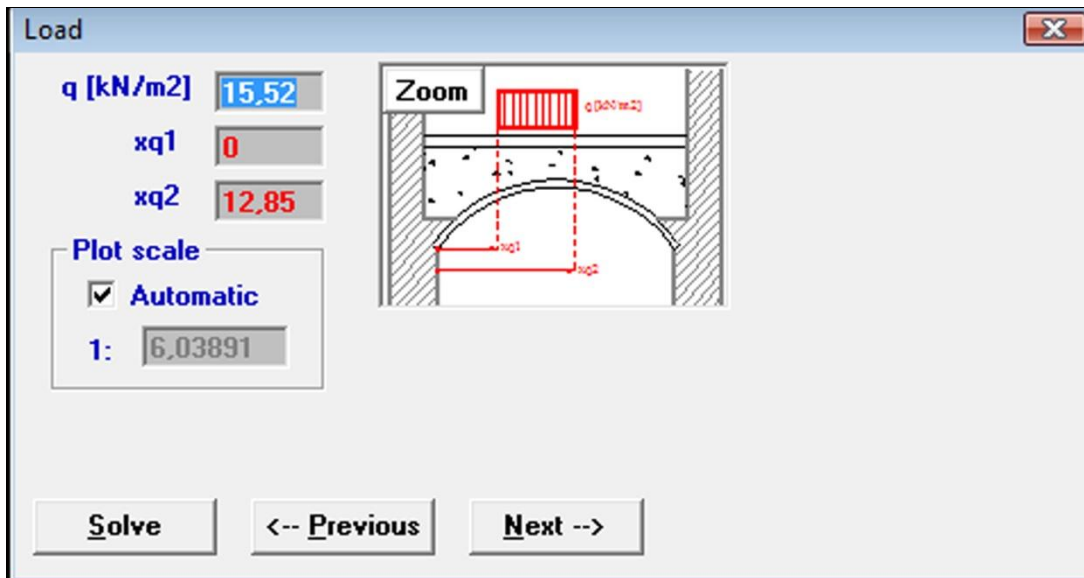


Figura 144: Seconda schermata - inserimento dati primo carico applicato.

E si ottiene:

Worst values

| Parameter | Value | Sec. N* |
|------------------|-------|---------|
| σ_e [MPa] | 1,04 | 33 |
| σ_i [MPa] | 1,04 | 1 |
| %comp | 100,0 | 1 |

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

| | |
|----------------------|-------|
| Left springing e_l | 0 |
| Crown e_c | -22,2 |
| Right spring. e_r | 0 |

Set as start values

| Sept. | σ_e [MPa] | σ_i [MPa] | %comp |
|-------|------------------|------------------|-------|
| 1 | 1,04 | 1,04 | 100,0 |
| 2 | 1,04 | 0,964 | 100,0 |
| 3 | 1,04 | 0,898 | 100,0 |
| 4 | 1,03 | 0,845 | 100,0 |
| 5 | 1,02 | 0,806 | 100,0 |
| 6 | 0,998 | 0,780 | 100,0 |
| 7 | 0,971 | 0,766 | 100,0 |
| 8 | 0,937 | 0,765 | 100,0 |
| 9 | 0,899 | 0,773 | 100,0 |
| 10 | 0,859 | 0,789 | 100,0 |
| 11 | 0,817 | 0,810 | 100,0 |
| 12 | 0,777 | 0,833 | 100,0 |
| 13 | 0,740 | 0,857 | 100,0 |
| 14 | 0,708 | 0,879 | 100,0 |

Reactions at springs

| | | | |
|------------|-------|-------|-------|
| HI | 5.251 | Hr | 5.251 |
| VI | 4.553 | Vr | 4.553 |
| Tie thrust | | 5.251 | |

Walls reactions

| | | | |
|----|---|----|---|
| HI | 0 | Hr | 0 |
| MI | 0 | Mr | 0 |

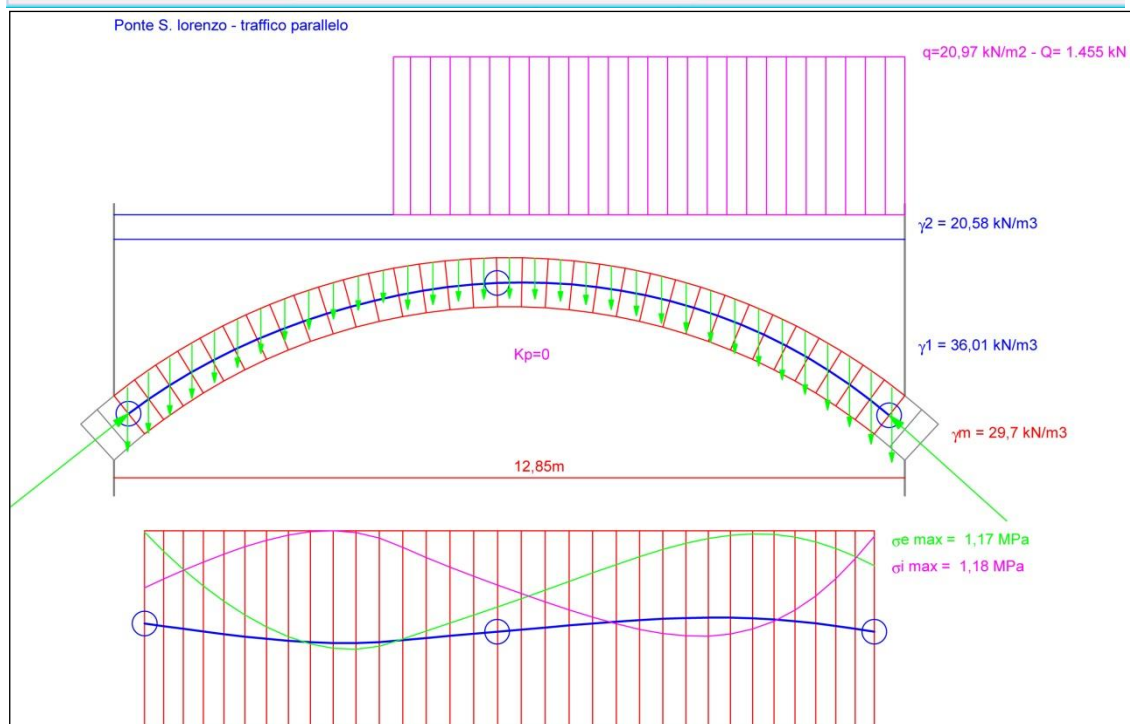
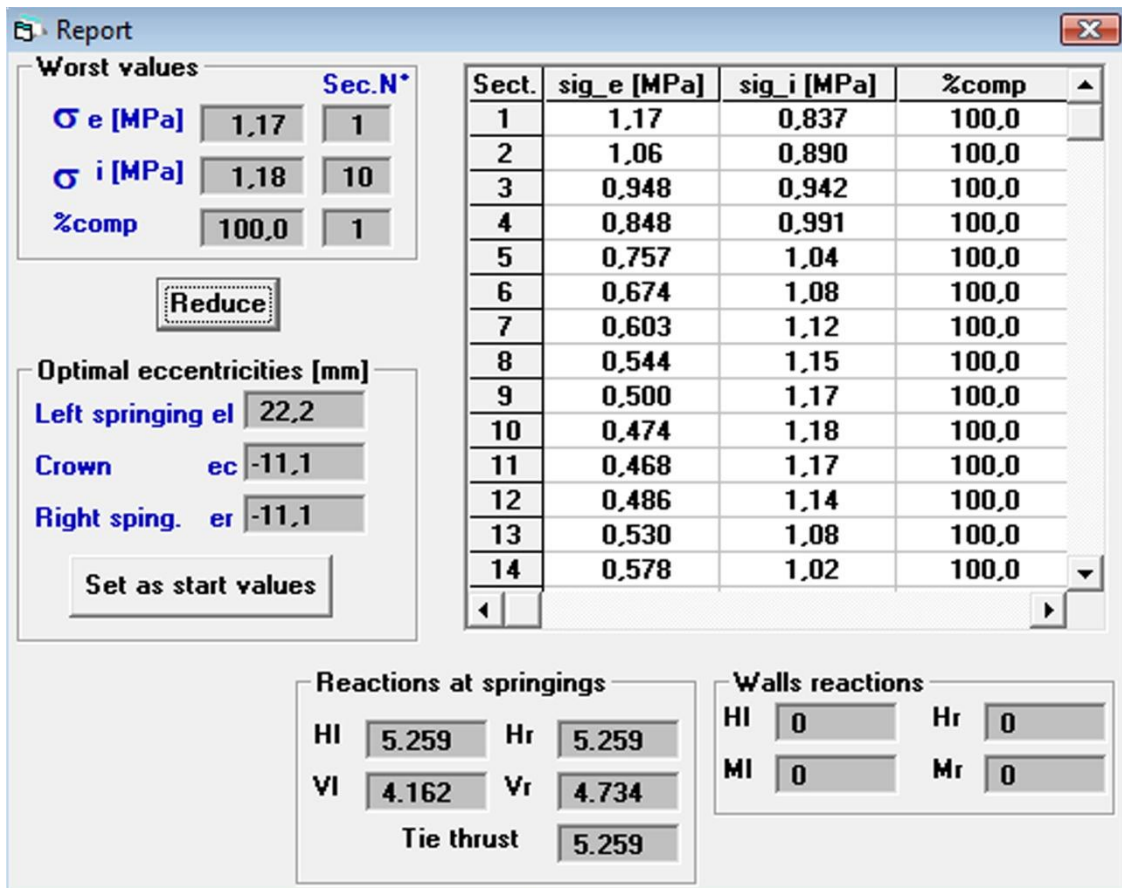


Figura 147: Terza schermata – risposta strutturale secondo carico.

Carico 2: $E_{dmax}=1.18 < R_{dmax}= 1.48$ Verificato!

5.2. Osservazioni

Lo studio non ha evidenziato problemi strutturali al ponte San Lorenzo che siano causati dal transito dei veicoli sull'incrocio tra via S. Francesco e Riviera dei Ponti Romani, quindi sopra la prima arcata da est. Il calcolo è stato svolto senza considerare effetti alle spinte laterali della spalla e/o della seconda arcata ed effetti legati alla velocità dei veicoli che transitano sopra l'arcata, in quanto si è ipotizzato che i mezzi più pesanti non superino mai i 30 km/h sull'incrocio. D'altra parte si è evidenziato come la velocità di automobili o scooter non influenzi la stabilità dell'arcata.

Lo studio è stato svolto utilizzando le misurazioni georadar, grazie alle quali si ipotizza uno spessore dell'arcata portante pari a 80 cm, tuttavia, per avere la conferma di questa misura, bisognerebbe svolgere ulteriori indagini.

6. Previsioni e interventi

6.1. Proposta di ulteriori analisi

Le proposte d'intervento individuate cercano di dare una risposta ai problemi a partire da un criterio di efficienza e di minimo impatto. Nel momento di definire gli interventi da attuare, è di fondamentale importanza conoscere l'utilizzo futuro del manufatto. Si ritiene che il monumento dovrà essere restaurato in modo da renderlo accessibile a tutti in totale sicurezza.

È accertato che il ponte sarà costantemente sottoposto a vibrazioni, in quanto si trova al di sotto di un incrocio che non si presume sarà chiuso al traffico nei prossimi anni.

In primo luogo sarebbe opportuno realizzare una verifica più approfondita e su tutte e tre le arcate per verificarne il comportamento statico e dinamico.

Infatti, quando il ponte fu realizzato, in epoca romana, non fu progettato per il passaggio continuo di automobili, bus e tram che possono raggiungere anche le 30 tonnellate. Senza questo studio non è da escludere la formazione di cerniere plastiche che potrebbero portare al collasso della struttura.

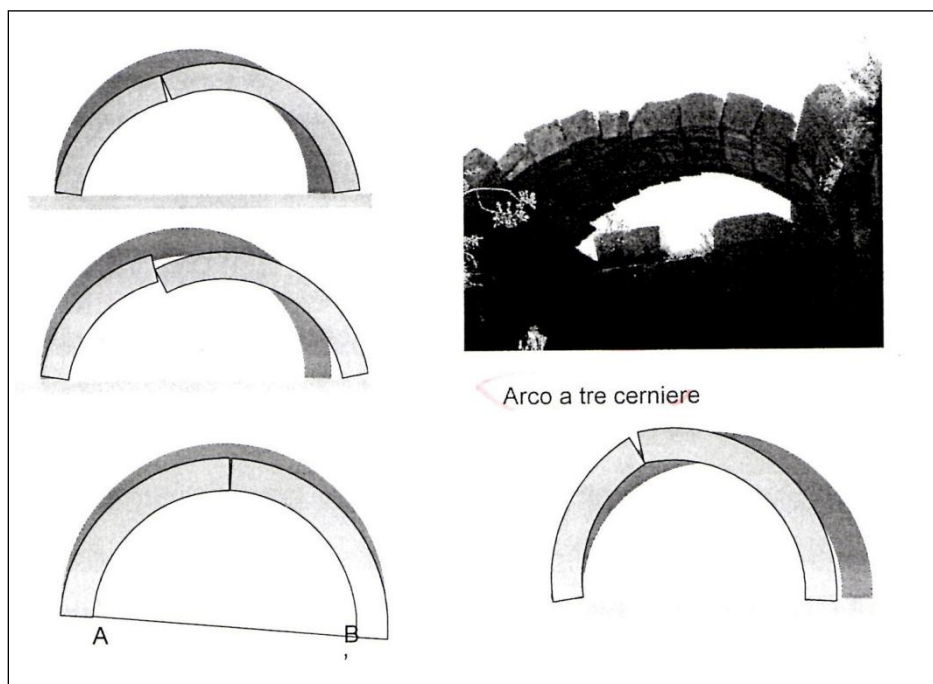


Figura 148: Rappresentazione schema di collasso di un arco (Valluzzi, 2013).

Per far ciò occorrerebbe esaminare tutte e tre le arcate con la tecnica del georadar, per stabilire almeno lo spessore dell'intradosso di ogni arcata e il tipo di materiale che si trova nel nucleo del ponte, tra intradosso ed estradosso.

In caso il georadar non riuscisse a visualizzare tutti gli strati a causa delle interferenze che si sono riscontrate durante le misure, sarebbe necessaria la realizzazione di analisi parzialmente distruttive come le endoscopie, cioè il perforamento della muratura in pietra e l'inserimento di una sonda che permetta la visualizzazione del nucleo del ponte, oppure dei carotaggi in alcuni punti in modo da poter visualizzare anche visivamente gli strati che costituiscono l'intradosso.

Per quanto riguarda invece le visite al ponte, con i dati raccolti attraverso le prove e le analisi svolte, possiamo proporre una serie di interventi affinché possa essere riaperto al pubblico.

6.2. Interventi possibili

6.2.1. Interventi volti al riempimento dei vuoti e a fermare i distacchi

Il primo e principale problema riscontrato su ponte S. Lorenzo consiste nella perdita di materiale lapideo dall'intradosso delle arcate.

Anche se sulla struttura si effettuassero una serie di interventi che in seguito verranno elencati, potrebbe persistere questo danneggiamento a causa della costante vibrazione dovuta al passaggio di veicoli soprastanti.

Dall'analisi vibrazionale si è constatato che ciò che provoca maggiori danni sulla struttura è il passaggio di autobus e tram.

Premesso che la rete tramviaria è stata costruita recentemente e spostarla comporterebbe un costo esorbitante, e considerando il fatto che la struttura comunque riesce a sostenere il peso di quei mezzi, si ritiene di poter lasciare le rotaie del tram sulla Riviera. Al contrario, si può suggerire lo spostamento dei percorsi degli autobus, visto che sono proprio questi che creano le maggiori vibrazioni.

Inoltre si consiglia di chiudere la strada a mezzi con un peso superiore alle 3,5 tonnellate, come si fa già per altri luoghi in condizioni statiche precarie, per salvaguardare maggiormente la struttura.

Successivamente consiglieri di intervenire direttamente sull'intradosso della struttura attraverso le seguenti operazioni:

- Eliminazione completa dei resti di vegetazione presenti nella terra all'interno della struttura, nei timpani e negli avambecchi. In caso di necessità, smantellamento di ridotte porzioni di fabbrica per permettere l'eliminazione delle radici;
- Pulizia delle patine con spazzole di saggina ed acqua a bassa pressione;
- Pulizia superficiale dei blocchi di pietra attraverso sabbiatura, un processo attraverso il quale si riesce ad asportare ruggine, vernice, incrostazioni da una superficie senza danneggiarla;
- Pulizia dei giunti di malta eliminando il materiale sciolto o molto eroso con successiva ristilatura dei giunti. Questa operazione consiste nel rifinire nella parte esterna le connessioni tra i mattoni o tra le pietre di una muratura riempiendo gli spazi vuoti con malta;
- Applicazione di film protettivi successivamente alla stilatura dei giunti che permetterebbe una maggior difesa dei blocchi di pietra;
- Sostituzione dei blocchi di pietra che si sono staccati dal resto della struttura o che sono gravemente erosi. Ne seguirebbe uno studio più approfondito delle pietre, in modo da poter stabilire il tipo di pietra più adatto alla sostituzione. Dato che il ponte è stato realizzato con pietra di Vicenza e trachite euganea, non dovrebbe essere difficile trovare dei blocchi adatti alla sostituzione delle pietre più deteriorate;
- Riempimento delle fenditure attraverso malta di calce con il metodo delle iniezioni.

La tecnica di consolidamento delle iniezioni generalmente è utilizzata in presenza di lesioni diffuse e murature in pietra con un numero abbastanza elevato di vuoti interni. Richiede infatti che ci sia la possibilità fisica di far penetrare all'interno del corpo murario le miscele leganti che migliorano le prestazioni meccaniche del muro, eliminando le cavità e rafforzando i legami

tra le componenti della muratura stessa. È un metodo considerato passivo in quanto non altera l'aspetto esteriore della struttura (Modena, *et al.*, 2000).

L'intervento consiste nel far penetrare una miscela legante, in pressione o per colo, nei vuoti, in modo da ripristinarne o migliorarne le caratteristiche meccaniche. Le miscele sono costituite da acqua e leganti inorganici, come calci o cementi, o da miscele organiche, le resine. Ogni legante agisce in maniera diversa sulla struttura, in relazione alla qualità delle malte esistenti, conferendo un diverso comportamento in termini di rigidità e resistenza alla muratura consolidata. La miscela deve essere progettata in modo da garantire una sufficiente penetrabilità tra i vuoti e un'adeguata fluidità.

Le caratteristiche che vengono solitamente richieste sono:

- caratteristiche meccaniche: si richiede una resistenza meccanica e caratteristiche di deformabilità simili a quelle della muratura originaria;
- penetrabilità: i materiali impiegati devono presentare omogeneità ed assenza di grumi, granulometria fine e scarsa viscosità allo stato fluido per avere una maggior penetrabilità;
- presa e indurimento: il tempo di presa deve essere adeguato alle procedure d'impiego, quindi né troppo breve né troppo prolungato. L'indurimento è richiesto anche a basse temperature e il ritiro deve essere assente o limitato;
- proprietà chimiche: le caratteristiche chimiche devono rimanere stabili nel tempo. È opportuno che si creino forti legami chimici con i materiali esistenti;
- caratteristiche igroscopiche: si richiede che la miscela non sia solubile in acqua, non modifichi il proprio volume con l'umidità e non crei una barriera alla circolazione del vapore;
- caratteristiche di economia: il materiale deve risultare poco costoso e di facile reperibilità e impiego.

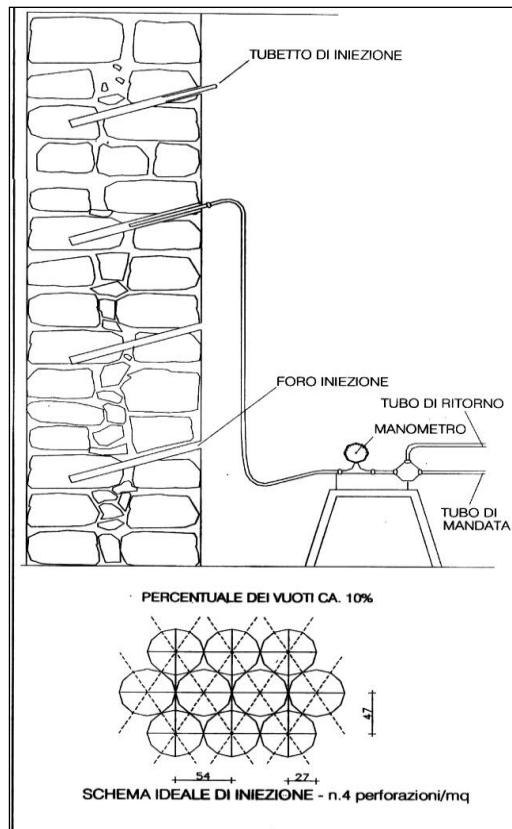


Figura 149: Rappresentazione schema ideale di iniezione
http://www.protecnica lavori.it/1/consolidamento_murature_tramite_iniezioni_118973.html).

Nel caso di fessure poco aperte, si propongono iniezioni a bassa pressione che le riempiano o le sigillino. Nel caso di fessure molto sottili, si può decidere di non intervenire o di limitarsi ad una sigillatura superficiale (Modena *et al.*, 2000).

6.2.2. Interventi sull'umidità

Il secondo problema che interessa ponte S. Lorenzo è la costante presenza di acqua che attraversa la superficie stradale fino ad arrivare all'intradosso delle arcate con conseguenti problemi di degrado.

Come già detto, da alcune fotografie scattate durante la realizzazione dei lavori per la costruzione della nuova rete tramviaria si nota l'assenza di un qualsiasi tipo di guaina impermeabilizzante al di sotto della pavimentazione stradale. Questo comporta il naturale passaggio dell'acqua piovana attraverso lo strato di pavimentazione senza che ci sia alcuna membrana in grado di

impedirne il passaggio o almeno deviarne il corso ai lati del ponte su adeguate scoline.

Un primo intervento possibile sarebbe quindi l'inserimento di una guaina per impermeabilizzare il sottofondo stradale.



Figura 150: Operai al lavoro sull'estradosso del ponte (Comune di Padova).



Figura 151: Canale di scolo al centro di via S. Francesco (Comune di Padova).

Un secondo intervento che potrebbe risolvere il problema sarebbe lo smantellamento della pavimentazione stradale per inserire una tubazione o almeno realizzare una guaina sulla scolina centrale per impedire all'acqua di

filtrare attraverso i conci che costituiscono il ponte. In caso sia già presente una tubazione, la presenza d'acqua dimostra che molto probabilmente questa ha una perdita e si consiglia quindi di verificarne l'integrità.

Sarebbe importante inoltre realizzare un efficiente sistema di eliminazione delle acque attraverso la creazione di un nuovo sistema di drenaggio, disponendo ai lati dell'ingombro del ponte un numero sufficiente di scoline che confluiscono nella rete fognaria o che vengano convogliate, attraverso gronde, direttamente nel fiume che tutt'ora scorre al di sotto del ponte.

Sovrapponendo le immagini termiche con le georadar, si nota la presenza di una zona sull'intradosso dove c'è una maggior quantità di umidità rispetto alle altre zone sezionate. I forti disturbi che si rilevano, attraverso le indagini georadar, tra gli 80 e i 110 cm di profondità del segnale, fanno presupporre la presenza di impianti. Secondo i dati forniti dalla società AcegasAps, sopra l'estradosso del ponte in quella stessa zona passa l'acquedotto padovano. È consigliabile quindi un'ulteriore analisi, magari per endoscopia, per escludere una perdita d'acqua dalle tubazioni dell'acquedotto.

Non abbiamo informazioni riguardo il sistema di smaltimento delle acque bianche di via S. Francesco, tuttavia dallo studio sulla posizione dei tombini presenti in zona possiamo presupporre che si inserisca al di sotto della soletta il cls in modo da attraversare Riviera dei ponti Romani. La presenza di zone così umide porta a ipotizzare una carenza nella impermeabilizzazione o, in caso ci sia invece una tubatura, qualche perdita nella stessa che faccia filtrare acqua attraverso i conci sottostanti.

6.3. Osservazioni

La perdita di materiale lapideo e la presenza d'acqua sono due eventi concomitanti, in quanto l'acqua agisce chimicamente sulle pietre, indebolendole, e di conseguenza le vibrazioni portano al distacco del materiale lapideo deteriorato dall'acqua.

È quindi impensabile intervenire solo su uno dei due problemi analizzati. Per un intervento adeguato bisogna affrontare il problema su entrambi i fronti in modo da preservare il monumento il più a lungo possibile.

Conclusioni

Le indagini sul ponte S. Lorenzo si sono svolte nel periodo tra ottobre 2013 e maggio 2014.

In primo luogo è stata realizzata una ricerca di carattere storico, che ha analizzato gli interventi sulla struttura nel corso dei secoli per stabilire se questi possano aver inciso sul degrado presente sulle tre arcate. È presumibile che con l'avvento dei veicoli a motore dell'ultimo secolo le vibrazioni meccaniche sul ponte siano aumentate drasticamente, portando ai problemi di distacco che sono presenti ora. Nell'ultimo decennio inoltre è stata costruita la rete tramviaria che ha portato l'aumento di queste vibrazioni meccaniche e, con il rifacimento del fondo stradale, all'occlusione delle precedenti vie di deflusso delle acque piovane.

Il secondo momento dell'indagine è stato un rilievo fotografico che ha permesso successivamente di realizzare una mappatura del degrado presente sull'intradosso delle tre arcate.

Durante il mese di ottobre sono stati installati gli accelerometri per analizzare la quantità di vibrazioni che agiscono sulla struttura. Da quest'analisi è risultato che le maggiori sollecitazioni arrivano dal passaggio degli autobus e non, come inizialmente si ipotizzava, da quello del tram. Infatti i bus transitano sulla superficie stradale fortemente sconnessa creando vibrazioni che si scaricano sulla struttura sottostante. I tram invece procedono sulle rotaie prive di asperità provocando una quantità inferiore di sollecitazioni meccaniche. Si suggerisce quindi lo spostamento almeno di alcune linee degli autobus sopra l'ingombro del ponte.

Prima di procedere con le successive indagini, è stata reperita una mappatura dell'impiantistica presente sotto il sottofondo stradale, che avrebbe potuto influenzare il valore dei risultati degli strumenti. L'analisi della mappatura ha escluso la possibilità di effettuare un'indagine di tipo geoelettrico, perché il numero di tubazioni presenti in sito che avrebbero fortemente influenzato i risultati.

È stata comunque realizzata un'indagine georadar con lo strumento posizionato sopra la superficie stradale, ma anche in questo tipo di prova il gran numero di impianti presenti ha condizionato i risultati.

Nell'analisi della struttura dall'intradosso ci si è concentrati sulla prima arcata, considerata quella più sollecitata dalle vibrazioni. Prima della realizzazione della prova mediante GPR, si è compiuto un rilievo mediante termografia in modo da stabilire quali fossero le zone dell'arcata più umide e quindi più significative per l'analisi della parte interna della struttura. Si è notata una maggiore presenza d'acqua nella zona adiacente al muro medievale dovuta probabilmente al canale di scolo posto in posizione centrale su via S. Francesco e presumibilmente privo di guaina. L'altra zona danneggiata si trova più a nord, in corrispondenza del percorso dell'acquedotto.

Una volta decretati i punti più umidi sull'intradosso, la prova si è compiuta in due zone: una parallela al ponte, lungo l'archivolto, e l'altra ortogonale alla direzione del ponte, lungo la settima fila di conci. Oltre ad una serie di piccole fratturazioni interne ai blocchi di pietra che non influiscono sulla stabilità del manufatto, le indagini hanno confermato come in alcuni punti la presenza d'acqua sia maggiore che in altri, avvalorando l'ipotesi di perdite dal canale di scolo o addirittura dall'acquedotto.

Le prove hanno anche stabilito lo spessore dei conci. Questo dato è stato utilizzato per l'analisi strutturale volta a verificare lo stato limite ultimo della stabilità del ponte. Si sono considerati due schemi di carico: il primo interessa il traffico lungo via S. Francesco, rispettando i carichi come da normativa. Il secondo ha preso in considerazione il carico massimo prevedibile lungo Riviera dei Ponti Romani, consistente nella presenza contemporanea di due tram a pieno carico (55 tonnellate ciascuno). In entrambi i casi il calcolo è stato svolto senza considerare effetti alle spinte laterali della spalla e/o della seconda arcata ed effetti legati alla velocità dei veicoli che transitano sopra l'arcata, in quanto si è ipotizzato che i mezzi più pesanti non superino mai i 30 km/h sull'incrocio. Lo studio ha verificato la stabilità strutturale del ponte allo stato limite ultimo.

Scopo delle analisi era prendere atto delle condizioni generali del manufatto e osservarne e classificarne lo stato di degrado, per permettere in un secondo momento di definire gli interventi da attuare. Come detto in precedenza, lo studio effettuato prende in considerazione esclusivamente la prima arcata del ponte, quella con un maggior stress di carico poiché:

- si trova in concomitanza di un incrocio stradale;
- sopra di essa è stata costruita la linea tramviaria.

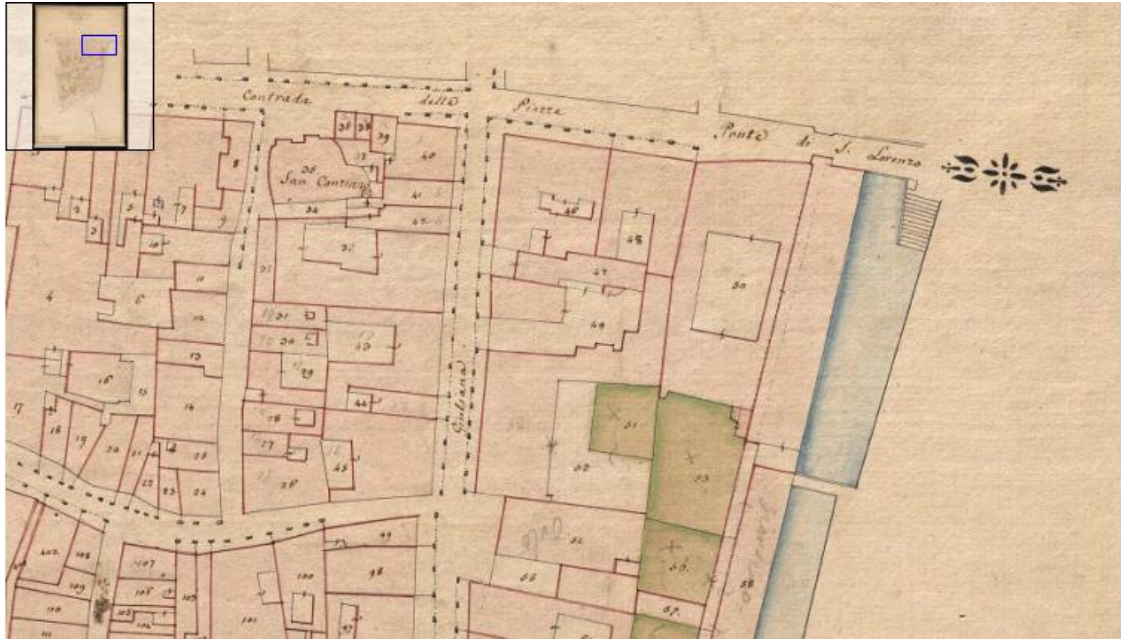
È comunque consigliabile eseguire le stesse prove anche sulle altre arcate.

I distacchi avvenuti sono causati dalla concomitanza tra gli eventi vibrazionali e l'azione dell'acqua che agisce chimicamente sui conci e sui leganti, indebolendoli. Un'azione sulla struttura con un adeguato piano di recupero conservativo dovrà tendere a risolvere sia i problemi vibrazionali che quelli di umidità, strettamente legati.

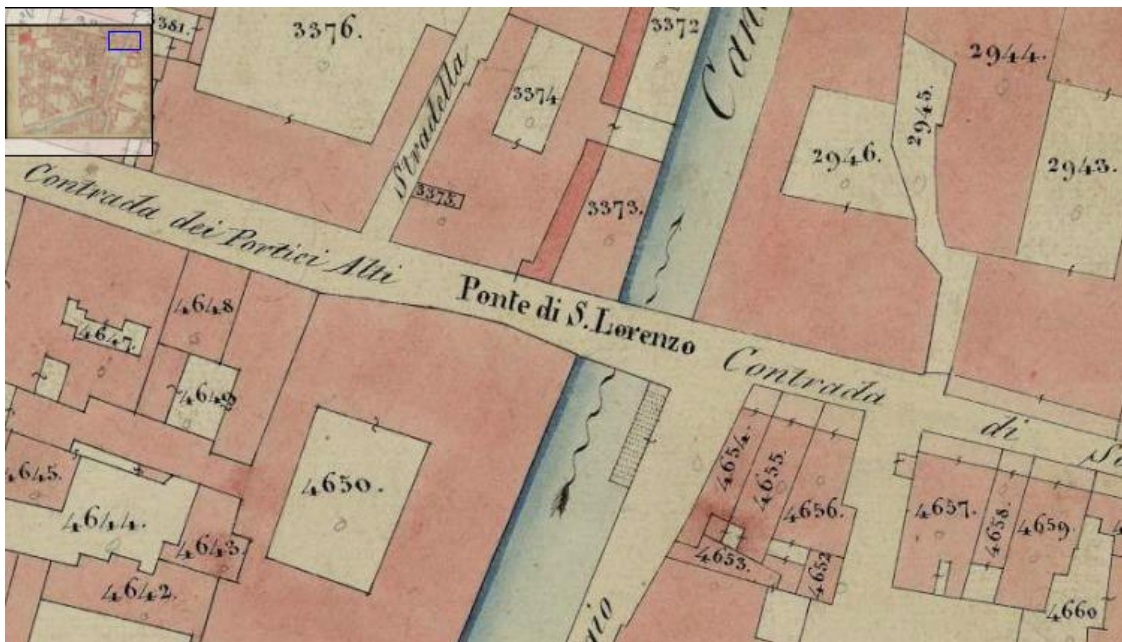
L'umidità può essere causata dalla mancanza di una guaina per impermeabilizzare il sottofondo stradale, da possibili danni alla tubazione posta sulla scolina centrale ma forse anche dalla mancanza della stessa, dall'ostruzione del sistema di drenaggio delle acque piovane, come pure da infiltrazioni dalle tubazioni dell'acquedotto. In questo senso saranno necessarie ulteriori indagini.

Le cause dei distacchi, oltre alla presenza di forte umidità, sono le vibrazioni da passaggio di traffico, in particolare autobus e l'indebolimento degli elementi coesivi tra le pietre. Ogni intervento di restauro non può prescindere dalla soluzione di questi due problemi.

Appendice A: catasti storici



Appendice A 1: Catasto napoleonico 1815.



Appendice A 2: Catasto austriaco 1845.



Appendice A 3: Catasto austriaco 1852.

Appendice B: rilievo fotografico



Appendice B 1: Rilievo fotografico del ponte San Lorenzo.



Appendice B 2: Rilievo fotografico della prima arcata.



LABORATORIO DI TESI | PROGETTO DI RECUPERO FUNZIONALE DEGLI SPAZI IPOGEIDI DEL PONTE ROMANO DI SAN LORENZO
Università degli studi di Padova | dipartimento di ing. civile, edile, ambientale | cdi in ing. edile-architettura | Maria Rosa Valluzzi | Filippo Lorenzoni | Luca Beltrame | TAV. FOTO ARCATI 2 | SCALA 1:50

2

Appendice B 3: Rilievo fotografico della seconda arcata.

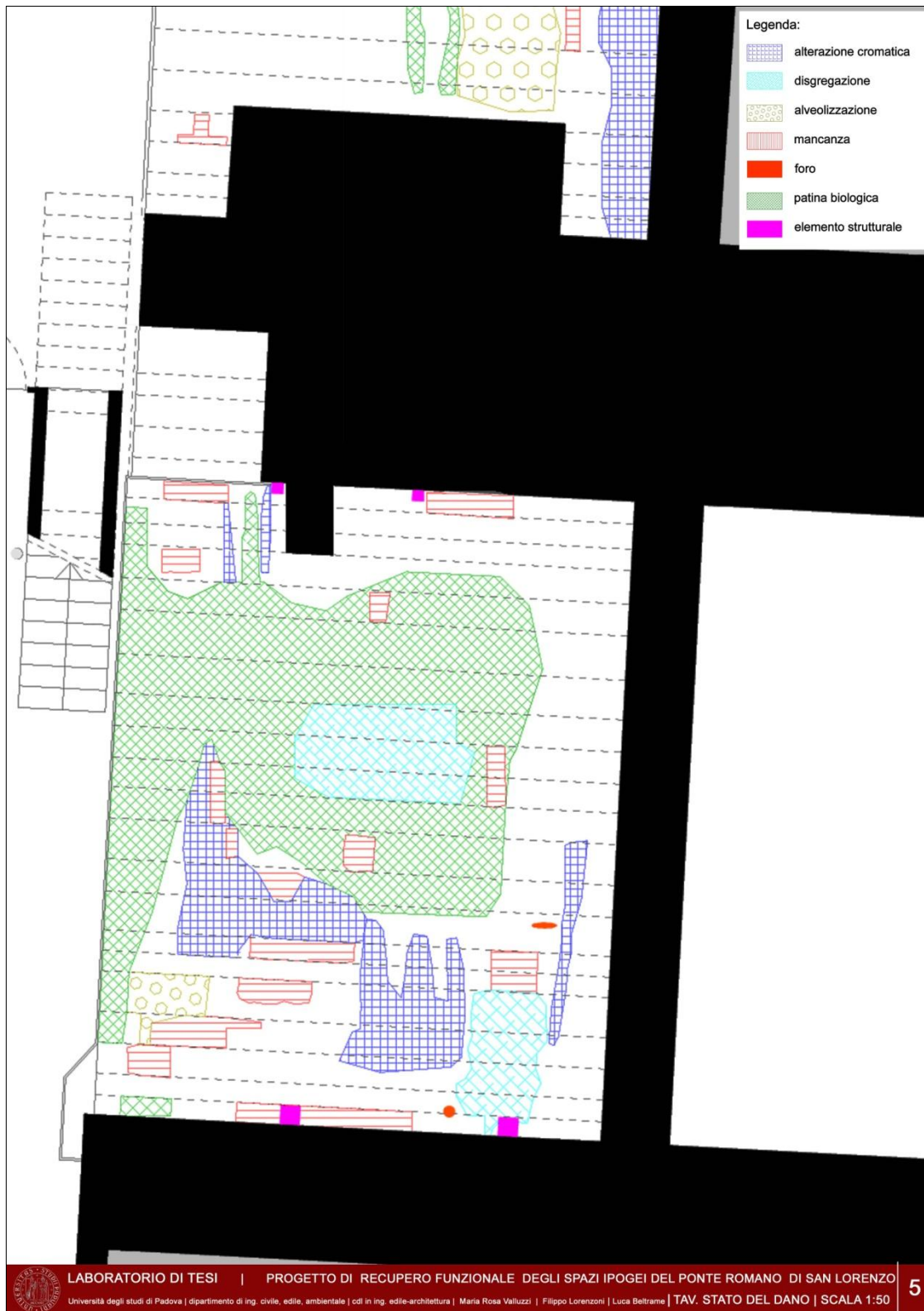


Appendice B 4: Rilievo fotografico della terza arcata.

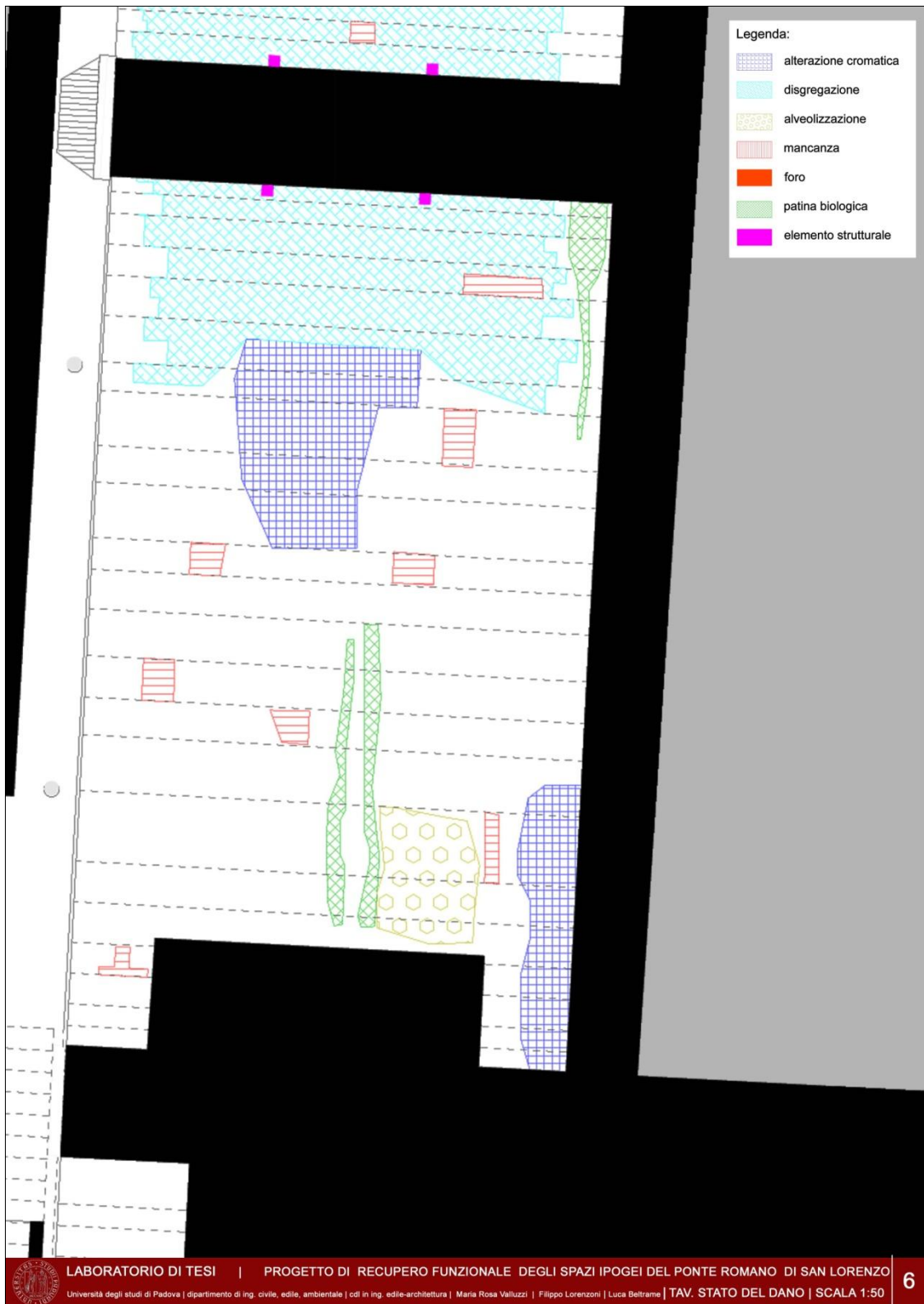
Appendice C: rilievo dello stato del danno



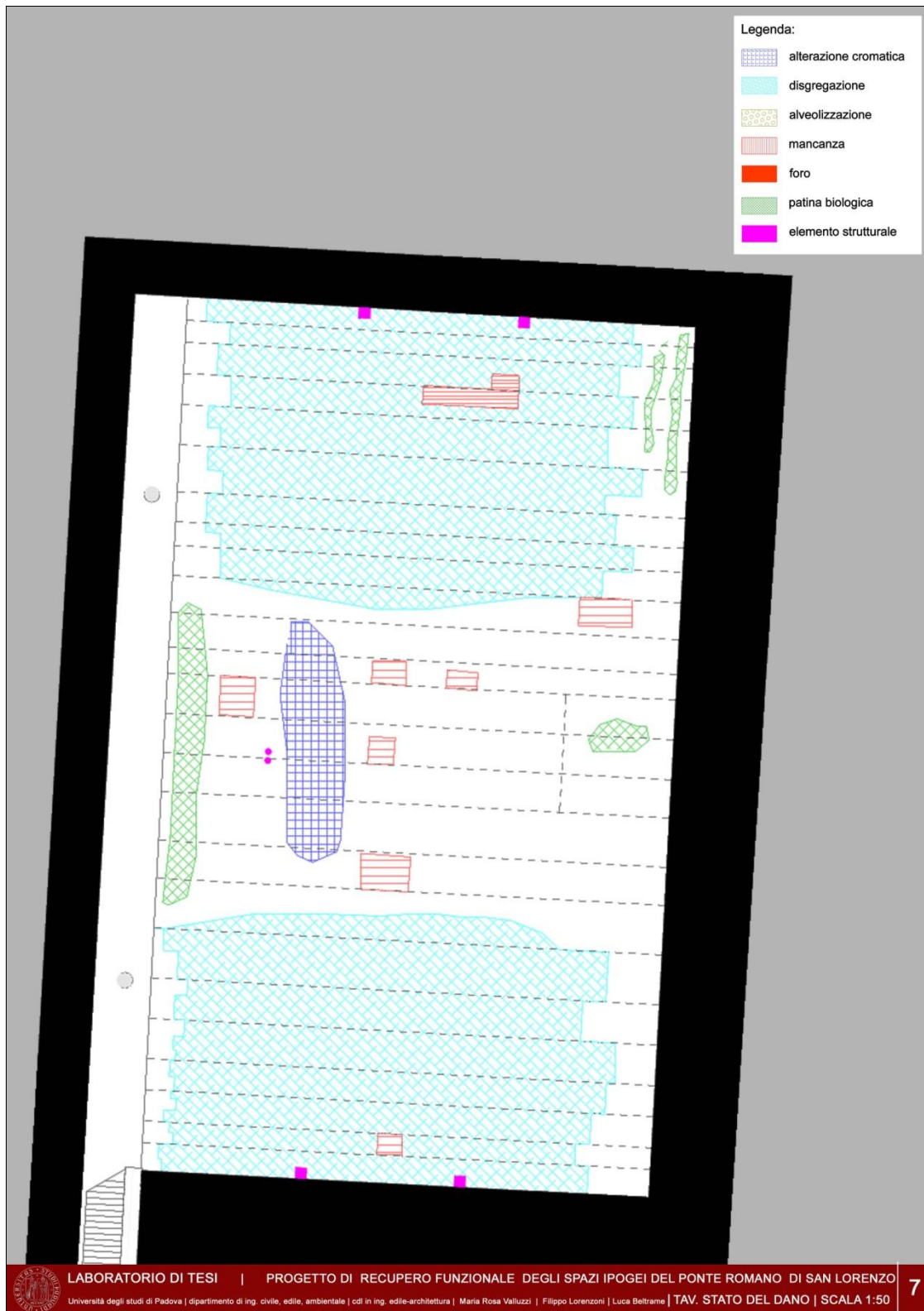
Appendice C 1: Rilievo dello stato del danno del ponte San Lorenzo.



Appendice C 2: Rilievo dello stato del danno della prima arcata.



Appendice C 3: Rilievo dello stato del danno della seconda arcata.



Appendice C 4: Rilievo dello stato del danno della terza arcata.

Bibliografia

Aizebeokhai A.P., Olayinka A.I., Singh V.S., "Application of 2D and 3D geoelectrical resistivity imaging for engineering site investigation in a crystalline basement terrain, southwestern Nigeria", *Journ. Environ. Earth Scien.*, DOI: 10.1007/s12665-010-0474-z, 2010 p. 1481.

Al Suhairy S., *Prediction of ground vibration from railways*. Swedish National Testing and Research Institute, 2000.

Al-Hunaidi M.O., Rainer J.H., "Remedial measures for traffic-induced vibrations at a residential site. Part 1: Field tests", *Canadian Acoustics/ Acoustique Canadienne* 1991,19(2), 11-20.

Alile O.M., Ujuanbi o., Evbuomwan I.A., "Goelectric investigation of groundwater in Obaretin–Iyanomon locality, Edo state, Nigeria." *Journal of Geology and Mining Research* 3, no. 1 2011: 13-20.

Allred B.J., Redman J.D., "Location of agricultural drainage pipes and assessment of agricultural drainage pipe conditions using ground penetrating radar." *Journal of Environmental & Engineering Geophysics* 15, 2010, no. 3:119-134.

Amidu S.A., Olayinka A.I., "Environmental assessment of sewage disposal systems using 2D electrical resistivity imaging and geochemical analysis: A case study from Ibadan, Southwestern Nigeria", *Environ. Eng. Geosci.*, 2006 7(3): 261-272.

Angelini M.A., Cassatella A., "Nuovo contributo alla topografia di Padova medioevale e romana." *Archeologia Veneta* III, 115 142, 1980.

Annan A.P., Waller W.M., Strangway D.W., Rossiter J.R., Redman J.D., Watts R. D. "The electromagnetic response of a low-loss, 2-layer, dielectric earth for horizontal electric dipole excitation." *Geophysics* 40, no. 2 1975: 285-298.

Anudu G.K., Onuba L.N., Ufondu L.S., "Goelectric sounding for groundwater exploration in the crystalline basement terrain around Onipe and adjoining areas, Southwestern Nigeria." *Journal of Applied Technology in Environmental Sanitation* 2011, no. 4.

Auer D., *Guida tascabile sulla termografia*, 2008.

Auken E., Pellerin L., Christensen N.B., Sorensen K., "A survey of current trends in near-surface electrical and electromagnetic methods", *Geophys.*, 2006, 71(5): 249-260.

Baños A., *Dipole radiation in the presence of a conducting halfspace*. Vol. 9. Pergamon, 1966.

Barbaro S., Barrera G., Sansone Santamaria A., "Setting up of a theoretical-experimental approach for the measurement of the vibrational impact on cultural heritages due to vehicular traffic.", *Quaderni di Scienza della Conservazione* vol 6, 2006, 237-259.

Barker R.D., "Depth of investigation of collinear symmetrical four-electrode arrays." *Geophysics* 54, no. 8, 1989: 1031-1037.

Barker R.D., "A simple algorithm for electrical imaging of the subsurface." *First Break* 1992, 10, 2, 52-62.

Barker R.D., "The offset system of electrical resistivity sounding and its use with multicore cable.", *Geophy. Prosp.*, 1981 29: 128-143.

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. p. 385-389.

Bata M. "Effects on buildings of vibrations caused by traffic." *Building Science* 197; Vol. 1, 1971, 221–246. Pergamon Press, London.

Beard L.P., Morgan F.D., "Assessment of 2D-resistivity structures using 1D inversion." *Geophysics*, 1991, 56, 874-883.

Begliomini C., Censini G., "Indagini geofisiche multimetodologiche per la definizione del progetto di bonifica dell'area limitrofa all'ex inceneritore in loc. Le Sibille, comune di San Casciano Val di Pesa (FI). *Geologia dell'Ambiente - Periodico trimestrale della Società Italiana di Geologia Ambientale - Anno XIII - n. 2/2005*

Behrendt J.C., Drewry D., Jankowski E., England A.W., "Aeromagnetic and radar ice sounding indicate substantially greater area for dufek intrusion" in *Antarctica. American Geophysical Union Transactions*, 1979, 60: 245.

Bentley C.R., Clough J.W., Jezek K.C., Shabtaie S., "Ice thickness patterns and the dynamics of the Ross Ice Shelf", *Antarctica. J. Glaciology* 1979, 24: 287–294

Bevan B., Kenyon J., "Ground-Penetrating Radar for Historical Archaeology", *MASCA Newsletter* 11(2), 1975:2–7.

Binda L., Saisi A., *Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale*. 2003.

Binda L., Saisi A., Anzani A., Tiraboschi C., "Progetto di indagini per la diagnosi e metodi per il controllo dell'intervento." *Progettare il Restauro*, Libreria Cortina Ed., Padova 1999: 108-172.

Binder D., Brückl E., Roch K. H., Behm M., Schöner W., Hynek B. "Determination of total ice volume and ice-thickness distribution of two glaciers in the Hohe Tauern region, Eastern Alps, from GPR data." *Annals of Glaciology* 50, no. 51 2009:71-79.

Blindow N., Eisenburger D., Illich B., Petzold H., Richter T., "Ground penetrating radar." In *Environmental Geology* 2007 pp. 283-335. Springer Berlin Heidelberg.

Bonarrigo M., Padova. *La città, le acque*, Francisci, 1992.

Bosio L., *I problemi portuali della frangia lagunare veneta nell'antichità. Venetia I*, Padova 1967.

Brekhovskikh L.M., *Waves in Layered Media*, Academic Press, New York, 1980.

Bryan M.L., "Ice Thickness Variability on Silver Lake, Genesee County, Michigan: A Radar Approach, Advanced Concepts in the Study of Snow and Ice Resources." *United States Contribution to the International Hydrological Decade*, 1974: 213 – 223.

Buderi R., *The invention that changed the world: how a small group of radar pioneers won the Second World War and launched a technological revolution*. Simon & Schuster, 1996.

Caldecott R., Poirier M., Scofea D., Svoboda D.E., Terzuoli A.J., "Underground mapping of utility lines using impulse radar." *Institute of Electrical Engineers Proceedings F. Communications, Radar and Signal Processing*, 1988, 135 part F: 343–361.

Carpinteri A., Lacidogna G., Manuello A., Niccolini G., "A study on the structural stability of the Asinelli Tower in Bologna." 2011: 123-129.

Cassinis R., Bianco G., Cavagi A., Ransenigo W., "Landmines detection methods using swarms of simple robots." In *Proceedings of the 6th International Conference on Intelligent Autonomous Systems*, pp. 212-218. 2000.

Cassinis, R., *Tecniche per il demining, Corso di Robotica*. 2000.

Castiglioni G.B., *Questioni aperte circa l'antico carso del Brenta nei pressi di Padova*. Società Cooperativa Tipografica, 1982.

Castiglioni GB., "Esempi veneti relativi alla carta geomorfologica (in preparazione) della pianura padana." *Atti del Seminario di studio Tipologia di insediamento e distribuzione antropica nell'area veneto istriana dalla protostoria all'alto medioevo*, Asolo 3-5 novembre 1989, 1992: 299-305.

Castiglioni, G.B., Girardi A., Rodolfi G., "Le tracce degli antichi percorsi del Brenta per Montà e Arcella nei pressi di Padova: studio geomorfologico." *Memorie di scienze Geologiche* 39 1987: 129-149.

Catalano M., *Prospezione geoelettrica per la ricerca di una presunta cavità - Comune di Ponza*, 2008.

Ceschi C., Panajotti M.L., Vivianetti G, Rocco O.S. *Il naviglio "Cardo" di Padova*. Edizioni Suman, 1987.

Cessi R., "Evoluzione storica del problema lagunare." *Atti del convegno per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia* 1960: 23-64.

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.

Clough J.W., "Electromagnetic lateral waves observed by earth-sounding radar." *Geophysics*, 41 (6A): 1976 1 126-1132.

Collorafi R., "Indagine georadar su pavimentazione - Battistero di Firenze - Piazza San Giovanni Firenze, 4 Emme service Spa", 2012

Colombara F., *Pietre e marmi del Veneto*. Papergraf, 2013

Conyers L.B., Ernenwein E.G., Bedal L.A., "Ground penetrating radar (GPR) mapping as a method for planning excavation strategies, Petra, Jordan." *Antiquity* 2002 76: 339–340.

Conyers L.B., Goodman D., *Ground-penetrating radar*. AltaMira Press, 1997.

Cook J.C., "Borehole-radar exploration in a coal seam." *Geophysics* 1977, 42: 1254–1257.

Cook J.C., "Radar exploration through rock in advance of mining." *Transactions of A.I.M.E., Society of Mining Engineers* 1973 254: 140–146.

Cook J.C., "Radar transparencies of mine and tunnel rocks." *Geophysics* 1975, 40: 865–885.

Dahlin T., "2D-resistivity surveying for environmental and engineering applications." *First Break*, 1996 14, 275-283.

Dahlin T., Loke M.H., "Quasi-3D resistivity imaging-mapping of three-dimensional structures using two-dimensional DC resistivity techniques." *Proceedings of the 3rd Meeting of the Environ. Eng. Geophy. Soc.*, 1997 pp. 143-146.

De Canio G., Baldini M., Bonifazi S., Colucci A., Di Biagio F., Mongelli M., Tatì A., Giaquinto P., "In Situ Traffic Vibration Monitoring and Non-Destructive Analyses of the Egyptian Obelisk of San Giovanni in Laterano in Rome." *Knowledge, Diagnostics and Preservation of Cultural Heritage*, 2012-II pp.42-47.

Degrade G., Schevenels M., P. Chatterjee, Van de Velde W., Hölscher P., Hopman V., Wang A., Dadkah N., "Vibrations due to a test train at variable speeds in a deep bored tunnel embedded in London clay." *Journal of Sound and Vibration* 293, no. 3, 2006: 626-644.

Del Conte A., Esposito E., "Sistemi radar non invasivi per la diagnostica di strutture in muratura: il caso delle mura del museo diocesano di Ancona", *Convegno Nazionale AIMAN - Manutenzione della città*, Ancona 2006.

Dellwig L.F., Bare J.E., "A radar investigation of North Louisiana salt domes." *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing* 1978 44: 1411–1419.

Dey A., Morrison H.F., "Resistivity modelling for arbitrarily shaped two dimensional structures." *Geophys. Prosp.* 1979, 27, 106-136.

Disney M., MacBean N., *A pilot study into the feasibility of using ground-penetrating radar to determine watertable depth in peatland ecosystems.* 2010.

Edwards L. S., "A modified pseudosection for resistivity and IP." *Geophysics* 42, no. 5, 1977: 1020-1036.

Evans S., "Radio techniques for the measurement of ice thickness." *Polar Record* 11, 1963: 406–410.

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.

Fischer P.M., Follin S G.W., Ulriksen P., "Subsurface Interface Radar Survey at Hala Sultan Tekke, Cyprus." In *Applications of Technical Devices in Archaeology*, edited by Peter M. Fischer. *Studies in Mediterranean Archaeology*, 1980 63:48–51.

Franchetti P., Modena C., *Analisi delle vibrazioni indotte da traffico marittimo nel canale della Giudecca sul fabbricato sede dell'autorità portuale di Venezia*, 2006.

Franzin E., Tonon G., *La rinascita della voga alla veneta sul Piovego nel centro di Padova 1984, Amissi del Piovego*, 2008.

Friedel S., "Resolution, stability and efficiency of resistivity tomography estimated from a generalized inverse approach." *Geophysical Journal International*, 2003, 153.2: 305-316.

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.

Galliazzo V., *I ponti di Padova romana*, 1971, Cedam, Casa Editrice dott. Antonio Milani.

Galliazzo V., *I ponti romani, Catalogo generale, Vol. 2*, Treviso, Edizioni Canova, 1994.

Gasparotto C., *Padova romana*. L'Erma, 1951.

Gazzola P., *Ponti romani*, 1963, Leo S. Olschki.

Gidlöf-Gunnarsson, A., Ögren, M., Jerson, T. & Öhrström, E. "Railway noise annoyance and the importance of number of trains, ground vibration, and building situational factors", *Noise & Health* 2012, 14:59, 190-201.

Goodman D., "Ground-penetrating radar simulation in engineering and archaeology." *Geophysics* 59, no. 2, 1994: 224-232.

Goodman D., Nishimura Y., "A Ground-Radar View of Japanese Burial Mounds", *Antiquity* 1993 67:349–354.

Goodman D., Nishimura Y., Hongo H., Maasaki O., "GPR Amplitude Rendering in Archaeology." In *Proceedings of the Seventh International Conference on Ground-Penetrating Radar*, 1988, pp. 91–92. Radar Systems and Remote Sensing Laboratory, University of Kansas, Lawrence.

Goodman D., Nishimura Y., Rogers J.D., "GPR time slices in archaeological prospection." *Archaeological prospection*, 2, 1995, 85-90.

Goodman D., Nishimura Y., Uno T., Yamamoto T., "A ground radar survey of medieval kiln sites in Suzu City, Western Japan*." *Archaeometry* 36, no. 2, 1994: 317-326.

Gosar, A., "Analysis of the capabilities of low frequency ground penetrating radar for cavities detection in rough terrain conditions: the case of Divača Cave, Slovenia." *Acta Carsologica* 41, 2012 no. 1.

Grégoire C., Halleux L., Lukas V., "GPR abilities for the detection and characterisation of open fractures in a salt mine." *Near Surface Geophysics* 1, no. 3 2003:139-147.

Griffiths D.H., Barker R.D., "Two dimensional resistivity imaging and modelling in areas of complex geology", *J. Appl. Geophy.*, 1993, 29: 211-226.

Griffiths D.H., Turnbull J. "A multi-electrode array for resistivity surveying", *First Break*, 1985 3: 16-20.

Griffiths D.H., Turnbull J., Olayinka A.I., "Two-dimensional resistivity mapping with a complex controlled array." *First Break* 1990 8: 121-29.

Hajek J.J., Blaney C.T., Hein D.K., "Mitigation of Highway Traffic-Induced Vibration." In *Annual Conference of the Transportation Association of Canada*. Charlottetown Prince Edward Island 2006.

Hanson, C.E., Towers D.A., and Meister L.D., *Transit noise and vibration impact assessment*. No. FTA-VA-90-1003-06 2006.

Heincke B., Maurer H., Green A.G., Willenberg H., Spillmann T., Burlini, L., "Characterizing an unstable mountain slope using shallow 2D and 3D seismic tomography." *Geophysics*, 71(6), 2006 B241-B256.

Hill R.C., Traffic induced vibrations in buildings. *Noise Control Vibration Isolation*, 1980, 11.5.

House M.E., "Traffic-induced vibrations in buildings." *The Highway Engineer*, February 1973 pp 6-16.

Hugenschmidt, J., "Non-destructive-testing of traffic-infrastructure using GPR." *EMPA, Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research*, Ueberlandstrasse 2003 129:8600.

Hulsmeyer C., "Hertzian wave projecting and receiving apparatus adapted to indicate or give warning of the presence of a metallic body, such as a ship or a train, in the line of projection of such waves." *UK Patent* 1904, 13.

Hunaidi O, Tremblay M., "Traffic induced building vibrations in Montréal." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24 (5), 1997, 736-753.

Hyde J.H, Lintern, H. R., "The Vibrations of Roads and Structures." In: *Minutes of the Proceedings*. Thomas Telford, 1929. p. 187-199.

Imai T., Sakayama T., Kanemori T., "Use of Ground-Probing Radar and Resistivity Surveys for Archaeological Investigations", *Geophysics* 1987 52:137-150.

Jaswal H., "Analysis of micro-vibration in buildings." In *Proc. 2007 Earthquake Engineering Symp. for Young Researchers*, Seattle, WA, 8–12 August. 2007.

Johnson D.G., "Use of ground-penetrating radar for determining depth to the water table on Cape Cod, Massachusetts." In *First National Outdoor Action Conference on Aquifer Restoration, Ground Water Monitoring, and Geophysical Methods*, Las Vegas, NV, 1987 pp. 541-554.

Jol H.M., ed. *Ground penetrating radar theory and applications*. elsevier, 2008.

Kenyon J.L., "Ground-Penetrating Radar and Its Application to a Historical Archaeological Site", *Historical Archaeology* 11, 1977:48–55.

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.

Krylov, V., Ferguson C., "Calculation of low-frequency ground vibrations from railway trains." *Applied Acoustics* 42, no. 3, 1994: 199-213.

Kunetz G., *Principles of Direct Current Resistivity Prospecting*. Gebruder Borntraeger, Berlin, 1966 p. 103.

Lampe B., Holliger K., Green A.G., "A finite-difference time-domain simulation tool for ground-penetrating radar antennas." *Geophysics* 68, no. 3 2003: 971-987.

Lang, J. "Ground-borne vibrations caused by trams, and control measures." *Journal of Sound and Vibration* 120, no. 2, 1988: 407-412.

Leckebusch J., Peikert R., "Investigating the true resolution and three-dimensional capabilities of ground-penetrating radar data in archaeological surveys: measurements in a sand box." *Archaeological Prospection*, 2001, 8.1: 29-40.

Leonardi G., Balista C., Vanzetti A., "Padova, via J.Corrado, impianti sportivi del CUS: l'area archeologica del Piovego." *Quaderni di Archeologia del Veneto* V, 1989 40-63.

Lepore G., Ciuccarelli M.R., Assenti G., Belfiori F., Boschi F., Carra M., Casci Ceccacci T, De Donatis M., Maini E., Savelli D., Ravaioli E., Silani M., Visani F., "Progetto "archeologia urbana a Senigallia - I: le ricerche di via Cavallotti." *FOLD&R FastiOnLine documents & research* 249 2012: 1-19.

Loke M.H., Barker R.D., "Least-squares deconvolution of apparent resistivity pseudosections." *Geophysics* 60.6, 1995: 1682-1690.

Loke M.H., Barker R.D., "Practical techniques for 3D resistivity surveys and data inversion." *Geophysical prospecting* 44, no. 3, 1996: 499-523.

Lombaert G., Degrande G., *Study of determining factors for traffic induced vibrations in buildings*, August 2001.

Loulizi A., *Development of ground penetrating radar signal modeling and implementation for transportation infrastructure assessment*. PhD diss., Virginia Polytechnic Institute and State University, 2001.

Lunt I.A., Hubbard S.S, Rubin Y., "Soil moisture content estimation using ground-penetrating radar reflection data." *Journal of Hydrology* 307, no. 1 2005: 254-269.

Macbean N., Disney M. I., Heinemeyer A., "Assessing the feasibility of using ground-penetrating radar to detect water table depth, peat depth and artificial drainage ditches in a UK peatland." *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*.

Mahin, D.J., *Ground vibrations caused by road construction operations*, 1977.

Majumdar R.K., Majumdar N., Mukherjee A.L., "Goelectric investigations in Bakreswar geothermal area, West Bengal, India." *Journal of Applied Geophysics*, 2000, 45(3), 187-202.

Marcolongo B., "Fotointerpretazione sulla pianura alluvionale fra i fiumi Astico e Brenta, in rapporto alle variazioni del sistema idrografico principale." *Studi trentini di scienze naturali* 1973: 3-18.

Martinelli S., "Effetti delle vibrazioni sulle costruzioni", *CIAS* n°1 1997, Bolzano.

Mazzoleni M., Jurina E., "Ponti in muratura: difetti e patologie", *Estratto dal convegno organizzato dal CIAS, Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento*, Bolzano , 18-19 ottobre 2006.

Modena C., Pineschi F., Valluzzi M.R., "Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti." *Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR–GNDT, 2000, Roma.

Modrzewska-Pianetti I., Pianetti F., "Alla ricerca del porto di Patavium." *Saguntum* 35, 2003: 197215-197215.

Moorman B.J., "Ground-penetrating radar applications in paleolimnology." In *Tracking environmental change using lake sediments*. Springer Netherlands, 2001. 23-47.

Morey R.M., "Continuous sub-surface profiling by impulse radar." *Conference on Subsurface Exploration for Underground Excavation and Heavy Construction. American Society of Civil Engineers*, 1974, 213–232.

Naldi M, Fantini F., "Approccio geofisico multidisciplinare per la verifica delle discariche." Mus.Civ.Rovereto, *Atti del workshop in geofisica* 2008, 21-41.

Naldi M, Fantini F., "Indagini geoelettriche per lo studio di sorgenti in ambito montano." Mus.Civ.Rovereto, *Atti del workshop in geofisica* dicembre 2006, 101-113, 2007.

Nicoletti A., "Documentazione dallo scavo 1930 e 1932 all'interno del Palazzo degli Anziani" Padova, *Quaderni Archeologia del Veneto*, XV, 15, 1999.

Olayinka A.I., "Advantage of two-dimensional geoelectrical imaging for groundwater prospecting: case study from Ira, southwestern Nigeria", *Water Res. J. Nig. Assoc. Hydrogeol.*, 1999 10: 55-61.

Olayinka A.I., Yaramanci U., "Choice of the best model in 2-D geoelectrical imaging: case study from a waste dump site." *Eu. J. Environ. Eng. Geophy* 1999 3: 221-244.

Olhoeft G.R., "Maximizing the information return from ground penetrating radar." *Journal of Applied Geophysics* 43, no. 2, 2000:175-187.

Osumi N., Ueno K., "Detection of buried plant." In *Radar and Signal Processing, IEE Proceedings F*, vol. 135, no. 4, pp. 330-342. IET, 1988.

Pal, B.K., Dey K., Tandia P.K., "Vibrations on structures and soils due to industrial activities: unique case studies and mitigation measures." *Journal of Environmental Research And Development* Vol 4, no. 3, 2010.

Pau, A., De Sortis A., Marzellotta R., Vestroni F., "Health monitoring of cultural heritage using ambient and forced vibrations." In *Proceedings of the 1st International Conference on Safety and Security Engineering (SAFE '05)*. 2005.

Pesci, A., Casula G., Boschi E., "Laser scanning the Garisenda and Asinelli towers in Bologna (Italy): detailed deformation patterns of two ancient leaning buildings." *Journal of cultural heritage* 12, no. 2, 2011: 117-127.

Pfeifer J., "Ohmic contact to p -type GaP." *Solid-State Electronics*, 1976, 19.11: 927-929.

Proto M., Bavusi M., Bernini R., Bigagli L., Bost M., Bourquin F., Cottineau L-M. et al. "Transport infrastructure surveillance and monitoring by electromagnetic sensing: the ISTIMES project." *Sensors* 10, no. 12, 2010: 10620-10639.

Proverbio E., Epasto G., Venturi V., Venturi M., *Indagini radar (GPR) per la valutazione dello stato di degrado di strutture in C.A.P.A. a cavi post tesi*, Quarry & Construction, 2007.

Ram Babu H.V., Rao N.K., Kumar V.V., "Bedrock topography from magnetic anomalies-An aid for groundwater exploration in hard-rock terrains." *Geophysics*, 1991 56(7), 1051-1054.

Robinson E.S., Coruh C., *Basic Exploration Geophysics*, Wiley, New York, 1988, p. 562.

Roy A., Apparao A., "Depth of investigation in direct current methods." *Geophysics* 36, no. 5, 1971: 943-959.

Samsudin A.R., Rahim B.E.A., Yaacob W.Z.W., Hamzah U. "Mapping of contamination plumes at municipal solid waste disposal sites using geoelectric imaging technique: Case studies in Malaysia." *Journal of Spatial Hydrology* 6, 2006 no. 2.

Schulz R., Tezkan B., "Interpretation of resistivity measurements over 2D structures." *Geophys. Prosp.*, 1988 36, 962-975.

Seger M.A., Nashait A.F., "Detection of Water-Table by Using Ground Penetration Radar (GPR)." *Eng. & Tech. Journal* 29, no. 3, 2011:554-566.

Seidel K., Lange G., "Direct current resistivity methods." In *Environmental Geology*, pp. 205-237. Springer Berlin Heidelberg, 2007.

Sheets P.D., Loker W. M., Spetzler H. A. W., Ware R. W., "Geophysical Exploration for Ancient Maya Housing at Ceren, El Salvador." *National Geographic Research Reports*, 1985 20:645–656.

Shima H., "Two-dimensional automatic resistivity inversion technique using alpha centers." *Geophysics* 55, no. 6 1990: 682-694.

Steenson B.O., *Radar methods for the exploration of glaciers*. PhD diss., California Institute of Technology, 1951.

Stern W., "Principles, methods and results of electrodynamic thickness measurement of glacier ice." *Zeitschrift fur Gletscherkunde* 1930 18: 24.

Stummer P., Maurer H.R., "Real-time experimental design applied to high-resolution direct-current resistivity surveys", *International Symposium on Optical Science and Technology*, Expanded Abstracts, 2001, 143-150.

Sutherland H. B., "A study of the vibrations produced in structures by heavy vehicles." In: *Highway Research Board Proceedings*. 1951.

Tosi G., "Padova e la zona termale euganea", in *Il Veneto nell'età romana*, II, Verona, Banca Popolare di Verona, 1987, pp.157-193.

Trenti A. *Ghiacciaio di Presena Occidentale Programma Sperimentale, Sintesi attività e risultati 2008-2011*, 2011.

Valluzzi M.R., *Degrado e dissesti, corso di restauro e Laboratorio*, Università di Padova, 2013.

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.

Vickers R.S., Lambert T.D., "A communication on an archaeological radar experiment at Chaco Canyon, New Mexico." *MASCA newsletter* 11.1, 1975: 3.

Volberg G., "Propagation of ground vibrations near railway tracks." *Journal of Sound and Vibration* 87, no. 2, 1983: 371-376.

Ward S.H., "Resistivity and induced polarization methods." In: Ward S.H. (Ed.): *Geotechnical and environmental geophysics*, I: 1990 *Review and Tutorial*. Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, Oklahoma, 147-189.

Watts G.R., *Traffic induced vibrations in buildings*. 1990.

Wu T.N., Huang Y.C., "Detection of Illegal Dump Deposit with GPR: Case Study." *Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management* 10, no. 3 2006: 144-149.

Wu T. T., King R. W. P., "The cylindrical antenna with non-reflecting resistive loading.", *IEEE Trans. Antennas Propag.*, 1965 13(3), 369–373.

Xia H., Zhang N., Cao Y.M. "Experimental study of train-induced vibrations of environments and buildings", *Journal of Sound and Vibration*, 280, 3–5, 2005, 1017–1029.

Xiujun G., Shuqiang W., Xianli W., "Detecting three types of contaminated soil with Ground penetrating radar." In *Ground Penetrating Radar (GPR)*, 2012 14th International Conference on, pp. 976-980. IEEE, 2012.

Zanicchi M., Berti S., *Ricerca idrica per perforazione di pozzi con metodologie di indagine geofisica e biofisica integrate*. 2010.

Zohdy, A.A., "A new method for the automatic interpretation of Schlumberger and Wenner sounding curves." *Geophysics* 54, no. 2, 1989: 245-253.

<http://pdf.directindustry.it/pdf/flir-systems/termocamere-infrarossi-automazione-industriale/7945-441911.html>

http://www.4emme.it/PDF/ES_813.pdf

<http://www.comune.zogno.bg.it/upload/file/UFFICIO%20EDILIZIA%20PRIVAT A/Finale%20con%20copertina%20adottato.pdf>

<http://www.coupsrl.vda.it/gara4/2-%20ELABORATI%20D%27INQUADRAMENTO/ELABORATI%20DI%20RIFERIMENTO%20DEL%20PROGETTO%20PRELIMINARE/141P1zGG-RAR%20RELAZIONE%20VINCOLO%20ARCHEOLOGICO.pdf>

http://www.diim.unict.it/users/gfichera/MSIM_file/vibrazioni_misura.pdf

http://www.dimeg.unipd.it/didattica/76/isolam_contr_vibrazioni.pdf

<http://www.evasiotrend.com/pdf/pietra.pdf>

<http://www.georadar.it/pdf/GPR.pdf>

http://www.protecnicaalavori.it/1/consolidamento_murature_tramite_iniezioni_118973.html

<http://www.techgea.eu/documents/case/it/gpr/verifica%20del%20rivestimento%20di%20gallerie.pdf>

<https://www.google.com/maps/place/Padua/@45.4061835,11.8781869,376m/data=!3m1!1e3!4m2!3m1!1s0x477eda5841ab30cf:0xc18236edaa1a2e2c>

<http://testoitalia.it/wp-content/uploads/2013/06/GuidaTermografia.pdf>

Normative di riferimento

Linee Guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, DPC-ReLUIS, agosto 2009.

Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali, arredi e impianti, Dipartimento della Protezione Civile, giugno 2009.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D. M. 14/01/2008.

Decreto Ministeriale 14/01/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni, 12 ottobre 2007.

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo - UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi.

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - UNI EN 1998-1: 2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

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.

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)*.