



Università IUAV di Venezia

Dottorato in Architettura, città e design

Curriculum: **Innovazione per il costruire
e per il patrimonio culturale**

XXXIII Ciclo

Uso combinato di Tecniche diagnostiche strutturali ND per gli edifici storici

ELEONORA SPOLDI

Relatore: Prof. **Salvatore Russo**

Venezia 2021

“Portiamo ancora in noi i tratti dell’uomo pre-tecnologico che agiva in vista di scopi iscritti in un orizzonte di senso, con un bagaglio di idee proprie e un corredo di sentimenti in cui si riconosceva. L’età della tecnica ha abolito questo scenario umanistico, e le domande di senso restano inevase non perché la tecnica non è ancora abbastanza perfezionata, ma perché non rientra fra le sue competenze trovar risposte a simili domande. La tecnica, infatti, non tende a uno scopo, non promuove un senso, non apre scenari di salvezza, non redime, non svela la verità: la tecnica funziona.”

Umberto Galimberti

L’ospite inquietante, p.21.

Ringraziamenti

Ringrazio sinceramente il mio Tutor, il prof. Salvatore Russo, innanzitutto per avermi dato l'opportunità di entrare a contatto con il mondo della ricerca accademica; inoltre, esprimo la mia riconoscenza per avermi trasmesso parte della sua esperienza professionale e per avermi permesso di partecipare a missioni internazionali.

Ringrazio i miei colleghi Ileana, Anna, Alberto B., Alberto S. e Giacomo che non hanno mai smesso di incoraggiarmi e dimostrarmi la loro stima. Ringrazio tutti gli studenti che hanno condiviso con me le missioni in Nepal ed a Cuba.

Il ringraziamento più sentito va alla mia famiglia, ed alle mie amiche Letizia, Sara e Greta per l'affetto e la fiducia incondizionata che mi dimostrano ogni giorno.

Infine, un grazie speciale va ad Eleonora stessa per essere stata in grado di non essere troppo severa con sé stessa e per la capacità di rialzarsi dopo ogni momento di difficoltà. In questi anni di dottorato ho dovuto scontrarmi con me stessa e mettermi in gioco personalmente. Fare ricerca con passione ti sfida a confrontarti con i tuoi limiti, fare pace con le tue ambizioni e capire che certi risultati non sono una sconfitta ma fanno parte del tortuoso percorso complesso della ricerca.

Sommario

L'analisi strutturale delle costruzioni storiche o dei monumenti rappresenta un importante campo di ricerca sia dal punto di vista analitico che sperimentale, poiché questi edifici presentano caratteri di vulnerabilità complessi. Il problema della conoscenza e della tutela del patrimonio culturale è un tema articolato che richiede la collaborazione di diverse figure professionali quali l'architetto, l'ingegnere ed il restauratore. La finalità comune è la formulazione di ipotesi sulla stabilità delle costruzioni in muratura e la stima della sicurezza nella fruizione dell'edificio, oltre alla conservazione dell'edificio stesso. Per questo motivo è sempre più necessario saper identificare tempestivamente i segnali di danno ed essere in grado di determinarne le cause.

I test di diagnostica non distruttiva sono applicabili alla maggior parte del patrimonio esistente, grazie alla loro natura non invasiva e sono in grado di fornire informazioni sullo stato di conservazione di specifici materiali, della struttura stessa o di elementi di essa, rispettandone l'integrità. Questi tipi di test si basano sulla correlazione tra alcuni parametri fisici come la densità, la propagazione delle onde elastiche nei solidi o l'impedenza elettrica. Le indagini ND svolte in situ tendono spesso a considerare i risultati ottenuti da diverse tecniche separatamente. Tuttavia, specialmente dopo i terremoti o in presenza di importanti danni osservabili, l'interpretazione combinata dei risultati derivanti da distribuite tecniche ND può aggiungere valore alle indagini.

La seguente tesi di dottorato si pone in questo contesto articolato, con la proposta di combinare in modo innovativo due tecniche di diagnostica ND consolidate, basate sulla propagazione delle onde elastiche nei solidi e sulle vibrazioni ambientali, proponendone un'analisi finale critica.

La risposta alle vibrazioni in un caso è stata ottenuta attraverso l'ausilio di test sonici, mentre le vibrazioni naturali sono state studiate con l'ausilio di un tromografo portatile. Generalmente la potenziale integrazione di queste due tecniche può risultare difficoltosa perché le prove soniche forniscono risultati locali mentre le vibrazioni ambientali risultati globali. Inoltre, l'eccitazione in un caso è indotta da un martello, mentre nel secondo caso la sorgente del rumore è il microtremore ambientale o il rumore antropico.

Tuttavia, un potenziale punto comune di queste tecniche potrebbe essere l'identificazione dei danni, risentendo entrambi gli strumenti della rigidità del sistema. Più specificamente, le frequenze naturali e le forme modali lungo una direzione principale, fornite dalle AVMs, possono essere messe in relazione con la velocità dell'onda sonora di attraversamento in porzioni di edificio danneggiate e non danneggiate lungo la stessa direzione.

Il campo di applicazione delle indagini, proposto nella tesi, si concentra su un'unità strutturale tipo caratterizzata dalla presenza di muratura portante con un'apertura di tipo porta o finestra. Questa unità strutturale è facilmente identificabile in ogni edificio storico di ogni differente cultura e in questo lavoro vengono presentati i risultati di indagini condotte su muraure Veneziane, Cubane e Nepalesi con caratteristiche geometriche comparabili.

Entrambi gli strumenti di diagnostica ND utilizzati per le analisi sono dotati di accelerometri ed il loro principio di funzionamento si basa sull'acquisizioni di segnali in velocità o accelerazione. Ai fini di validare la tesi iniziale, i segnali dei test sonici sono stati processati con le medesime modalità tipicamente adottate nell'analisi dei segnali ottenuti mediamente lo strumento Tromino®.

I segnali registrati nel dominio del tempo sono stati elaborati attraverso la trasformata veloce di Fourier per ottenere analisi spettrali in dominio di frequenza, ottenendo così uniformità tra le grandezze rilevate dalle due strumentazioni. Successivamente sono stati studiati i vari parametri di sensibilità delle due strumentazioni. In particolare abbiamo osservato, in edifici confrontabili per geometria e tecniche di realizzazione, che lo strumento Tromino® forniva medesimi risultati anche in presenza di diverse condizioni di conservazione. Questo ha permesso di affinare lo sguardo sui risultati e di proporre una nuova interpretazione sull'uso combinato di queste tecniche ND.

È stata osservata infine una relazione tra la geometria dell'edificio e il livello di danno di alcune sue porzioni, esprimibile attraverso l'indice VAS (rapporto tra il primo modo di vibrare sperimentale e la frequenza media ricavata dai test sonici). Questo valore permette di correlare i diversi livelli di sensibilità delle due strumentazioni permettendo una simultanea lettura del dato sperimentale globale e locale.

Struttura della tesi

Capitolo 1

Il primo capitolo della tesi presenta lo stato dell'arte delle prove diagnostiche con particolare attenzione rivolta alle prove diagnostiche non distruttive applicate nel campo delle costruzioni storiche.

Capitolo 2

Il secondo capitolo tratta dello stato dell'arte delle prove combinate ND riportando esempi applicativi e dedicando un intero paragrafo al metodo SonReb.

Capitolo 3

Il terzo capitolo riprende alcuni fondamenti di meccanica dei solidi. Vengo inoltre fatti alcuni accenni alla dinamica delle strutture richiamando concetti relativi alle oscillazioni libere smorzate e non smorzate.

Capitolo 4

Il quarto capitolo illustra le finalità e lo sviluppo del metodo sonico richiamando lo stato dell'arte dello sviluppo di questa tecnica ed infine mostra la configurazione dell'attrezzatura per lo svolgimento del test.

Capitolo 5

Il quinto capitolo è interamente dedicato alle indagini a stazione singola passive dalla nascita allo sviluppo del metodo.

Seguono alcuni accenni sulle principali tecniche di applicazione quali il metodo dei rapporti spettrali H/V e la tecnica SSR ed infine vengono presentate le caratteristiche del tromografo portatile utilizzato per eseguire le indagini.

Capitolo 6

Il sesto capitolo tratta dei nove casi studio indagati, descrivendone le caratteristiche architettoniche, lo stato di conservazione e di danno ed infine descrive i parametri geometrici e strutturali per l'individuazione dell'unità strutturale tipo.

Capitolo 7

Il settimo capitolo si concentra sull'applicazione tradizionale delle due tecniche non distruttive scelte per le indagini.

Le prove soniche sono state inizialmente utilizzate per ottenere informazioni qualitative sulla compattezza muraria mentre le prove dinamiche a stazione singola sono servite per l'identificazione della prima frequenza naturale del sistema.

Capitolo 8

L'ottavo capitolo propone un nuovo uso combinato di queste due tecniche ND consolidate. L'individuazione dell'indice VAS permette di interpretare i dati delle strumentazioni soniche dopo averli processati secondo le medesime modalità tipicamente adottate per l'analisi dei dati ottenuti con il tromografo portatile.

Capitolo 9

Il nono capitolo si concentra sulle criticità e sulle tendenze nella distribuzione delle frequenze ottenute attraverso le indagini sperimentali.

In particolare i risultati sono stati suddivisi osservando l'influenza dei parametri geometrici, considerando il diverso livello di conservazione delle pareti indagate e considerandone il periodo di costruzione.

Capitolo 10

Il decimo capitolo tratta della modellazione numerica di due pannelli murari rispettivamente danneggiato e non danneggiato. La calibrazione è avvenuta secondo i risultati delle indagini sperimentali e sono presenti alcuni commenti relativi alla complessità nella modellazione delle murature storiche.

Capitolo 11

L'undicesimo capitolo commenta e illustra alcune considerazioni riguardanti i risultati ottenuti attraverso l'indice VAS sottolineandone i punti di forza e debolezza. Questo indice permette una lettura simultanea del comportamento globale e locale dell'edificio per mezzo dati sperimentali.

Capitolo 12

L'ultimo capitolo fornisce alcune osservazioni generali sulla procedura utilizzata e sul modo in cui essa è in grado di fornire informazioni sullo stato di conservazione delle murature indagate e sui limiti evidenti dell'applicazione in strutture complesse, come gli edifici storici.

INDICE

Sommario	VII
Struttura della tesi.....	XI
1. Stato dell'arte dei test diagnostici	1
1.1 Metodi per l'identificazione della resistenza superficiale di pareti e indagini utili volte alla conoscenza interna della struttura..	9
Endoscopia	9
Prove sclerometriche	10
1.2 Metodi per l'identificazione della dimensione degli elementi strutturali e per la localizzazione di possibili difetti basati su metodi acustici	12
Metodo sonico	12
Metodo ultrasonico	13
Metodo dell' <i>impact echo</i>	14
Emissioni acustiche	15
Tomografia sonora	17
1.3 Metodi N.D. per l'identificazione della dimensione degli elementi strutturali e per la localizzazione di possibili difetti basati su metodi elettromagnetici	19
Termografia	19
Tecniche radar e georadar	22
Radiografia	24
Magnetometria	25
1.4 Metodi per l'identificazione dinamica (frequenza naturale e forme modali delle strutture)	26

Analisi dinamiche ad eccitazione artificiale con forzante impulsiva o armonica.....	28
Analisi dinamiche con eccitazione passiva.....	31
Bibliografia	37
2. Uso combinato di tecniche ND.....	41
2.1 Il metodo SonReb	42
2.2 Conferma dei risultati dei test ottenuti con tecniche diverse	46
2.3 Miglioramento dell'interpretazione dei risultati dei test ottenuti con diverse tecniche ND.....	48
2.4 Applicazione di differenti tecniche ND per un primo approccio speditivo seguito da indagini mirate.....	51
Bibliografia	53
3. Richiami di fondamenti di dinamica e meccanica dei solidi	59
3.1 Elementi di meccanica dei solidi	59
3.2 Elementi di dinamica	64
Oscillazioni libere non smorzate	65
Oscillazioni libere smorzate.....	69
Oscillazioni forzate	71
Bibliografia	73
4. Indagini soniche.....	75
4.1 Finalità e sviluppo del metodo sonico.....	75
4.2 Stato dell'arte delle prove soniche	80
4.3 Configurazione ed attrezzatura per l'esecuzione di un test sonico	82
Bibliografia	87

5. Indagini a stazione sismica passiva	89
5.1 Stato dell'arte e sviluppo del metodo	90
5.2 Il metodo dei rapporti spettrali H/V	92
5.3 Il metodo SSR	94
5.4 Lo strumento Tromino®	96
Bibliografia.....	101
6. Casi studio	103
6.1 Descrizione degli edifici indagati	104
6.2 Rilievo del danno	118
6.3 Individuazione dell'unità strutturale tipo.....	126
7. Attività sperimentale tradizionale.....	137
7.1 Prove soniche	138
Acquisizione ed analisi del segnale	139
Prove soniche dirette.....	141
Prove soniche indirette	148
7.2 Indagini condotte per mezzo dello strumento Tromino®	155
Acquisizione ed analisi del segnale	155
Risultati ed interpretazione	159
Commento ai primi risultati	168
8. Innovativo VAS test (vibrazioni ambientali e test sonici	
.....	171
8.1 Elaborazione del segnale sonico	174
8.2 Spettri ricavati dalle prove soniche dirette.....	181
8.3 Spettri ricavati dalle prove soniche indirette	188
8.4 Rette di correlazione.....	195

9. Valutazioni sulla distribuzione delle frequenze	200
9.1 Tendenze di comportamento e distribuzione delle frequenze	200
9.2 Influenza dei parametri geometrici	205
9.3 Considerazioni sullo stato di conservazione e di danno delle pareti indagate	211
9.4 Età della muratura.....	214
10. Modellazione numerica	216
10.1 Calibrazione del modello ed analisi modale	216
11. Commenti e considerazioni sull'uso del VAS test	224
12. Conclusioni	232
Indice delle Tabelle	237
Indice delle figure.....	238
4. Allegati.....	244
Allegato 1 Codice Elaborato in Matlab R2018	244
Allegato 2 Pannello ET1.....	248
Allegato 3 Pannello ET2.....	257
Allegato 4 Pannello ET3.....	269
Allegato 5 Pannello T1	286
Allegato 6 Pannello CT2	296
Allegato 7 Pannello CT3	305
Allegato 8 Pannello M19.....	311
Allegato 9 Pannello M21.....	324
Allegato 10 Pannello M23.....	338
Allegato 6 Pannello JT1.....	347
Allegato 7 Pannello BT1.....	358
Allegato 8 Pannello ET2 (indiretta).....	364

Allegato 9 Pannello CT1 (indiretta).....	371
Allegato 10 Pannello T1 (indiretta).....	384
Allegato 8 Pannello M19 (indiretta)	396
Allegato 9 Pannello M23 (indiretta)	407

Uso **combinato** di tecniche diagnostiche **ND** per
gli edifici **storici**

1. STATO DELL'ARTE DEI TEST DIAGNOSTICI

La diagnosi dal latino *diagnōsis*, attraverso il greco antico *διάγνωσις* (*diágnōsis*), da *διαγιγνώσκειν* (*diaghignóskein*, capire), formato da *διά* (*diá*, attraverso) + *γιγνώσκειν* (*ghignóskein*, conoscere), è la procedura di ricondurre un fenomeno o un gruppo di fenomeni, dopo averne considerato ogni aspetto, a una categoria ('diagnòstica in Vocabolario - Treccani'). La diagnosi è quindi, in generale, l'identificazione della natura o/e la causa di qualcosa, di qualsivoglia natura. Le tecniche di diagnostica sono comunemente usate in ingegneria forense, ingegneria meccanica, ingegneria petrolifera, ingegneria elettrica, ingegneria civile, ingegneria dei sistemi, ingegneria aeronautica, in medicina e nel restauro ('Nondestructive Testing - ASM International' 1995). Le innovazioni nel campo dei test non distruttivi hanno avuto un profondo impatto in ambito medico, in particolare nello sviluppo di tecniche note come ecocardiografia, l'ecografia medica, e la radiografia digitale.

Il procedimento diagnostico è articolato in diverse fasi indispensabili per una corretta analisi dei fattori eziologici, ovvero le cause che scaturiscono il problema, e dei fattori patogenici, ovvero i meccanismi che generano anomalie di comportamento. Le operazioni propedeutiche al processo diagnostico consistono, innanzitutto, in una indagine casistica esemplare, avente lo scopo di classificare ed analizzare i casi simili a quello oggetto di studio e, eventualmente, trarne insegnamento. Segue un'anamnesi dell'oggetto stesso, della storia clinica e delle sintomatologie evidenti per poi procedere infine alle analisi strumentali volte alla formulazione di una corretta diagnosi (Hellier 2003).

Attualmente i test non distruttivi vengono ampiamente utilizzati nei settori industriali dove il danneggiamento di un singolo componente può causare importanti perdite economiche. Nel settore industriale, ogni prodotto di importanza critica (travi per l'edilizia, viti di supporto, componenti aeronautiche, componenti automobilistiche e recipienti a pressione) deve essere testato per la verifica della sua integrità e conformità con il codice attuale. Infatti, è noto che una piccola fessura superficiale, innocua in condizioni normali, se soggetta a stress da affaticamento, cresce costantemente di dimensioni fino a quando il componente non si rompe. Metodi di prova non distruttivi sono usati per l'analisi di ogni singolo pezzo, sostituendo in molti campi il "controllo distruttivo casuale" più incerto.

La tabella seguente (Tabella 1) mostra le principali scoperte di tecniche non distruttive in ordine cronologico.

Tabella 1 Eventi di rilievo nella scoperta delle prime tecniche ND.
Hellier, Charles J. 2003. 'Handbook of Nondestructive Evaluation', pag. 26

Chronology of Early Key Events in NDT	
1800	First thermography observations by Sir William Herschel
1831	First observation of electromagnetic induction by Michael Farraday
1840	First infrared image produced by Herschel's son, John
1868	First reference to magnetic particle testing reported by S. H. Saxby, by observing how magnetized gun barrels affect a compass
1879	Early use of eddy currents to detect differences in conductivity magnetic permeability, and temperature initiated by E. Hughes

1880-1920	“Oil and whiting” technique, forerunner of present-day penetrant test used for railroad axles and boilerplates
1895	X-rays discovered by Wilhelm Conrad Roentgen
1898	Radium discovered by Marie and Pierre Curie
1922	Industrial Radiography for metals developed by Dr. H. H. Lester
1927-28	Electric current induction/magnetic field detection system developed by Dr. Elmer Sperry and H. C. Drake for the inspection of railroad track
1929	Magnetic particle tests/equipment pioneered by A. V. de Forest and F. B. Doane
1929	First experiments using quartz transducers to create ultrasonic vibrations in materials were conducted by S. Y. Sokolov in Russia
1930	Practical uses for gamma radiography using radium were demonstrated by Dr. Robert F. Mehl
1935-1940	Penetrant techniques developed by Betz, Doane, and DeForest
1935-1940	Eddy current instrument developments by H. C. Knerr, C. Farrow, Theo Zuschlag, and Dr. F. Foerster
1940-1944	Ultrasonic test method developed in United States by Dr. Floyd Firestone
1942	First ultrasonic flaw detector using pulse-echo introduced by D. O. Sproule
1946	First portable ultrasonic thickness measuring instrument, the Audigage, was introduced by Branson
1950	Acoustic emission introduced as an NDT method by J. Kaiser

1950	The Schmidt Hammer (also known as "Swiss Hammer") is invented. The instrument uses the world's first patented non-destructive testing method for concrete.
1996	Rolf Diederichs founded the first Open Access NDT Journal in the Internet.
2008	Academia NDT International has been officially founded and has its base office in Brescia (Italy)

Nel settore delle costruzioni e del restauro la diagnostica è definita come l'indagine conoscitiva dello stato di conservazione di manufatti, sia mobili che immobili, di valore storico e artistico, che precede un intervento conservativo o di restauro. In particolare, la diagnostica analizza le modificazioni della struttura e dei materiali costitutivi dell'oggetto prodotte dal degrado, definisce lo stato del danno, ne identifica le cause e individua le soluzioni più idonee per arrestare o contenere gli effetti dei processi di deterioramento.

Oltre ad analizzare il degrado dei manufatti, la diagnostica può fornire anche indicazioni sulla capacità strutturale dei manufatti, sulla composizione dei materiali utilizzati, sulla tecnica di esecuzione, su precedenti interventi di restauro e su possibili mutamenti nella destinazione d'uso (Carlucci 2018).

Le analisi diagnostiche che si possono svolgere in situ possono essere di tipo non distruttivo, moderatamente distruttivo o distruttivo, mentre le analisi su materiali condotte in laboratorio possono essere parzialmente distruttive o distruttive.

Tra le tipologie di indagine in situ non distruttive possiamo elencare le indagini con tecnologia laser, indagini soniche ed ultrasoniche, termografiche, indagini idrogeologiche, igrometriche ecc. Le pubblicazioni ufficiali, che codificano l'uso di queste tecnologie, sono editate da organizzazioni internazionali quali il RILEM, l'IMS (International Masonry Society), la North American Masonry Society, e molti altri (Cantini 2012). Le finalità delle prove in situ ND possono essere molteplici e riguardare diversi campi di applicazione, non solo strettamente strutturali. Per esempio queste prove possono essere usate per:

- Individuare le caratteristiche della muratura, difficilmente riscontrabili ad occhio nudo, siano esse di carattere strutturale (solai, murature, pilastri), sia non strutturale.
- Identificare la composizione della muratura e mappare le zone non omogenee, legate ad esempio, all'uso di differenti mattoni in una parete.
- Individuare il degrado e il livello di danneggiamento del materiale.
- Verificare le tecniche di intervento effettuate in interventi di consolidamento precedenti.

Tuttavia, spesso non è sufficiente eseguire prove non distruttive, in quanto esse non permettono di ricavare facilmente le caratteristiche di resistenza dei materiali. In questi casi, risulta indispensabile eseguire prove distruttive o parzialmente distruttive, che possono essere effettuate in situ, intervenendo sulla struttura alterandola, o in laboratorio, prelevando dei campioni di materiale da sottoporre ad analisi.

Nel primo caso possiamo ricordare le indagini endoscopiche e quelle effettuate con martinetti piatti; mentre, tra le tipologie di indagine in laboratorio ricordiamo le indagini petrografiche, chimiche, le analisi biologiche e microbiologiche, le prove meccaniche ecc. Le finalità delle indagini condotte in laboratorio sono volte alla caratterizzazione delle proprietà fisico-chimiche e meccaniche dei provini, l'individuazione della composizione dei materiali, la valutazione dello stato di degrado della muratura e la stima della durabilità delle sue componenti (Ruggerone 2005).

I test non distruttivi sono facilmente applicabili a vaste superfici di edifici esistenti, data la loro natura non invasiva. Questi tipi di test sono basati sulla correlazione tra alcuni parametri fisici, come la densità e la propagazione delle onde elastiche o l'impedenza elettrica.

L'approccio diagnostico non distruttivo richiede un progetto di prova per concentrare efficacemente ed in economia l'esecuzione dei test. Questo progetto è frutto delle possibili ipotesi patologiche identificate dall'analisi visiva e basate sul rilievo del danno strutturale. Il problema constatato può essere di tipo locale o riguardare l'intera struttura ed è fondamentale capire se il problema è statico o se può evolvere nel tempo.

I test non distruttivi possono essere divisi in due grandi categorie: metodi per la valutazione della resistenza e della sua variazione nel tempo e metodi volti ad identificare altri parametri oltre alla resistenza.

Nel primo gruppo rientrano i metodi sclerometrici, i metodi basati sulle emissioni acustiche ed i metodi semi distruttivi noti con il nome "pull-out".

Nel secondo gruppo rientrano diverse categorie di test volte ad identificare le dimensioni degli elementi strutturali (come le prove ultrasoniche, le analisi spettrali delle onde di superficie, le onde radar ed i metodi radiometrici), i metodi per identificare la corrosione dei materiali e dei possibili rinforzi (come i metodi elettromagnetici, i metodi elettrici) ed infine i metodi volti all'identificazione dei modi di vibrare e lo smorzamento delle strutture.

La Figura 1 mostra uno schema sintetico dello stato dell'arte dei test non distruttivi esistenti (Hola and Schabowicz 2010).

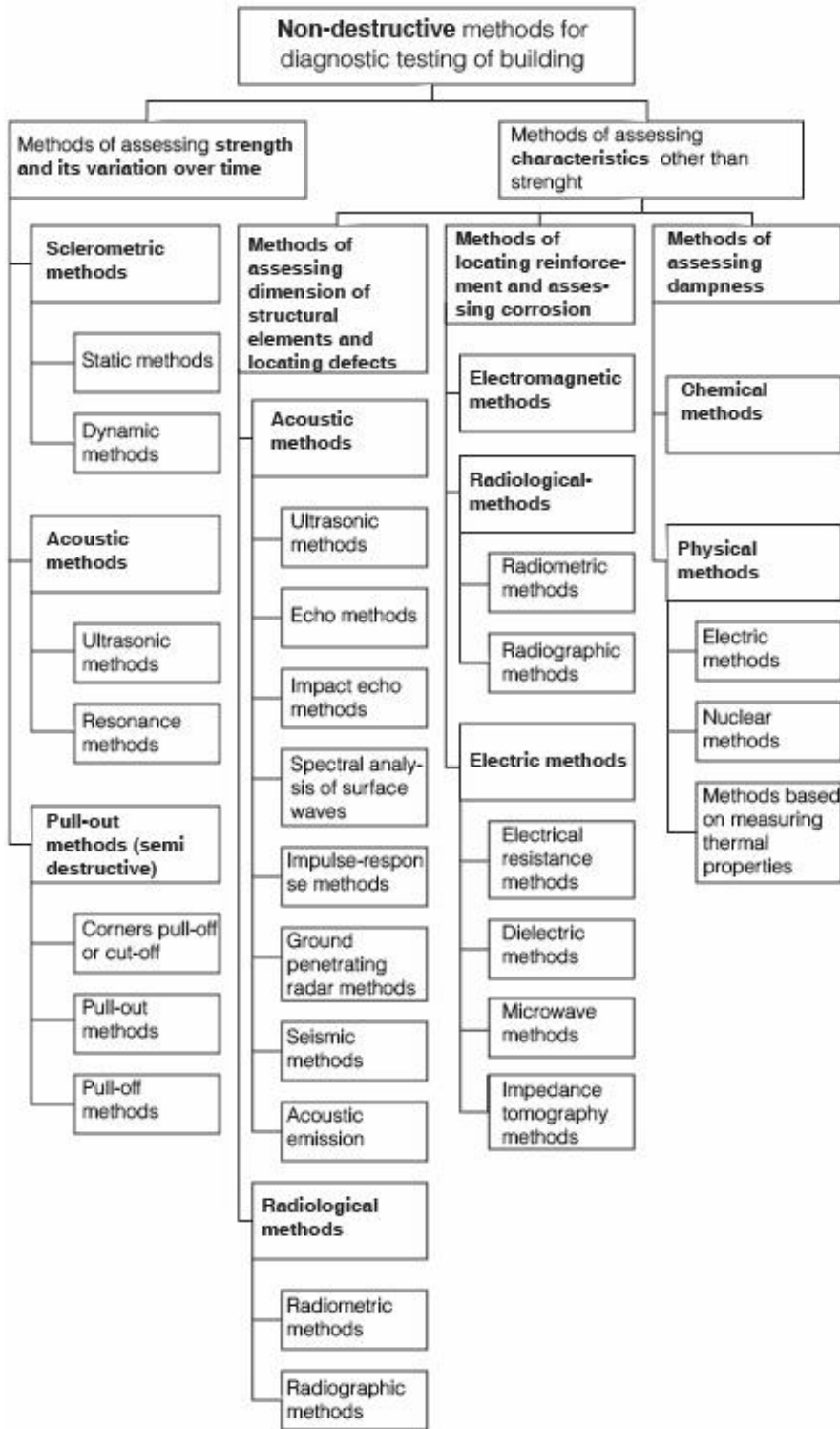


Figura 1 Metodi ND per l'esecuzione di test in edifici esistenti.
 Nondestructive methods for diagnostic testing of building structures (Hola and Schabowicz 2010)

1.1 Metodi per l'identificazione della resistenza superficiale di pareti e indagini utili volte alla conoscenza interna della struttura

Il paragrafo illustra i principali campi di applicazione ed i principi di funzionamento dello strumento sclerometro e dello strumento endoscopio.

Endoscopia

L'endoscopia è una tecnica mutuata dalle discipline mediche. Consente l'ispezione degli strati interni dell'elemento strutturale grazie all'inserimento di una microcamera all'interno di cavità preesistenti. Per



Figura 2 Endoscopio

questo scopo si possono utilizzare sistemi ottici di tipo rigido, costituiti da obiettivi e lenti tradizionali o di tipo flessibile formati da fibre ottiche (Inoué and Spring 1997). In entrambi i casi gli apparecchi includono anche un sistema di illuminazione abbinato ad una camera fotografica che consente la registrazione delle immagini.

Le immagini endoscopiche permettono di ottenere informazioni relative alle caratteristiche strutturali dell'elemento indagato (spessore, materiali, composizione interna) e di ispezionare le cavità create dalle fessure.

Prove sclerometriche

La prova sclerometrica consente di determinare la resistenza superficiale di una parete mediante la misura del rimbalzo di una massa battente proiettata sulla superficie della struttura stessa. Questo strumento può essere utilizzato in strutture in calcestruzzo, in muratura di mattoni e di pietra (RILEM TC 127 – MSD7).



Figura 3 Sclerometro a percussione

A causa dell'incertezza nella correlazione empirica tra resistenza a compressione e durezza superficiale, la prova sclerometrica è riconosciuta solo da alcune normative tecniche ed è da considerarsi come una prova a basso livello di dettaglio e di ridotta precisione.

Umidità, snellezza dell'elemento strutturale, inadeguata levigatura e pulitura della superficie di battuta, carbonatazione del calcestruzzo, imperfetta taratura dello strumento, strumento non ortogonale alla superficie da provare, presenza di armature più meno superficiali, possono alterare i risultati della prova. La durezza superficiale viene stimata sulla base del rimbalzo di una massa nota che colpisce la superficie del materiale con energia predefinita (Figura 3). L'impatto avviene tramite un'asta (comunemente detta ago) estratto dal corpo dello sclerometro, mentre la massa battente rimane nella carcassa dello strumento. Quanto maggiore è il rimbalzo tanto minore è l'energia assorbita dalla superficie e tanto maggiore ne è la durezza. Pertanto, a rimbalzo maggiore viene fatta corrispondere una migliore qualità del materiale da cui si deduce, poi, una resistenza maggiore.

Pulita una superficie di circa 25x25 cm nell'area dove eseguire la prova, la misura sclerometrica consiste in 9 misurazioni (dette battute) equispaziate su una su una maglia di 9 cm di lato (entro un quadrato di 18x18cm); il risultato finale è la media di 7 valori esclusi i due estremi. Le curve di correlazione tra il rimbalzo (detto anche indice sclerometrico) e la resistenza a compressione del materiale sono non lineari con equazione del tipo:

$$R_c = aR^b$$

Equazione 1

in cui a e b sono i coefficienti di taratura e R è l'indice di rimbalzo misurato dallo sclerometro. La precisione della prova e la ridotta non linearità della curva di taratura, rendono accettabili anche curve di taratura di tipo lineare ($b=1$) (Beutel et al. 2008).

1.2 Metodi per l'identificazione della dimensione degli elementi strutturali e per la localizzazione di possibili difetti basati su metodi acustici

Questi metodi sono basati su strumentazioni composte da una sorgente emittente e da un ricevitore in grado di trasmettere il segnale all'unità di controllo. I metodi descritti in questo paragrafo sono i metodi sonici ed ultrasonici, i metodi "impact echo", le emissioni acustiche, e le tomografie soniche e radar.

Metodo sonico

Questo metodo è utilizzato per l'identificazione della qualità muraria ed è utile per identificare la presenza di vuoti o fessure all'interno della sezione muraria (Saisi, Binda, and Zanzi 2001). La tecnica è basata sulla



Figura 4 Strumentazione sonica

generazione e propagazione di onde elastiche nel range di frequenze comprese tra 20Hz e 20 kHz, generando un impulso meccanico sulla struttura. La velocità dell'impulso è correlata, in un solido omogeneo e isotropico, al modulo di elasticità ed alla sua densità. Quando trattiamo un materiale eterogeneo, come la muratura, la velocità dell'impulso rappresenta qualitativamente il materiale. Il segnale viene generato da un colpo effettuato con un martello strumentato o da un dispositivo elettrodinamico e viene ricevuto mediante un ricevitore di tipo accelerometrico (Figura 4). Questo particolare metodo sarà oggetto di un capitolo successivo interamente dedicato al tema.

Metodo ultrasonico

Il metodo si basa sulla trasmissione e/o riflessione di onde ultrasoniche generate da un trasduttore a ultrasuoni. Rispetto ai test sonici descritti in precedenza, questa tecnica utilizza una frequenza di campionamento più alta (40 kHz – 200 kHz). Di conseguenza questi test sono caratterizzati da basse lunghezze d'onda e per questo motivo sono particolarmente indicati per materiali compatti e tendenzialmente omogenei (come il legno, le pietre monolitiche ed il calcestruzzo).

Le strutture composte da più materiali non sono idonee per questo tipo di test data la loro eterogeneità. Anche per questo tipo di test la velocità di propagazione dipende dai parametri meccanici della struttura. La velocità di propagazione delle onde elastiche consente la determinazione del modulo elastico per materiali elastici isotropi ed omogenei. Poiché i materiali da costruzione soddisfano questi requisiti solo in parte, già la determinazione del modulo elastico del materiale risulta affetta da una certa approssimazione.

La correlazione tra la resistenza a compressione del materiale ed il suo modulo elastico è discutibile in quanto pone in relazione una proprietà elastica (il modulo elastico) con una caratteristica del materiale (la resistenza) che si manifesta in avanzata fase non lineare.

Secondo alcuni ricercatori, non è possibile dedurre la resistenza a compressione dalla velocità di propagazione delle onde elastiche, il che limiterebbe la significatività delle prove soniche ed ultrasoniche ad una verifica di omogeneità del materiale e, eventualmente, all'individuazione di superfici di discontinuità dei materiali.

Metodo dell'*impact echo*

L'*Impact-echo* è una tecnica basata sulla propagazione delle onde che utilizza l'analisi dei domini di frequenza per l'interpretazione dei dati registrati.

L'analisi dello spettro di frequenza, precedentemente determinato, viene eseguita sulla forma d'onda ottenuta da un impatto meccanico applicato alla superficie dell'elemento in calcestruzzo.

Applicando un impatto puntuale sulla superficie dell'oggetto di prova, viene generato un impulso transitorio che si propaga nel materiale come onda di compressione, di taglio e onde di superficie.

Le onde di compressione e taglio, che attraversano il materiale, sono parzialmente riflesse da qualsiasi interfaccia interna o discontinuità presente nel materiale, come ad esempio i rinforzi, i condotti, i difetti, le delaminazioni.

Queste onde sono quasi totalmente riflesse se nel materiale è presente dell'aria, come quando siamo in presenza di un vuoto o siamo ai confini esterni del elemento in esame. Pertanto, il principio della prova *Impact-echo* si basa su più riflessioni di un impulso d'onda acustica tra la superficie e qualsiasi riflettore interno. Il test, sviluppato da M. Sansalone e N. J. Carino, è utilizzato per le seguenti applicazioni (Carino 2015):

- Determinazione dello spessore delle pareti e dei singoli strati che lo costituiscono;
- Individuazione del distacco degli strati;
- Individuazione di vuoti o cavità;
- Localizzazione di zone deteriorate;
- Ubicazione di fessure;

Emissioni acustiche

Si tratta di metodi diagnostici che impiegano la propagazione delle onde elastiche nei materiali e sono basati sulla generazione di un impulso vibratorio artificiale. L'emissione acustica (AE) invece è un metodo passivo, basato sulla misurazione della frequenza delle onde prodotte dal rumore ambientale o dal materiale indagato in fase di crisi. L'emissione acustica è basata sull'acquisizione dei segnali ad ultrasuoni, di solito di frequenza tra i 100 kHz ed 1 MHz, emessi da un materiale sotto sforzo per effetto di fenomeni irreversibili (danneggiamento, degradazione, corrosione sotto sforzo) che si verificano durante la prova. I segnali di emissione acustica, che possono essere localizzati sulla struttura o sul materiale in esame, sono rilevati attraverso sensori piezoelettrici (Shigeishi, Colombo, and Forde 2003).

Applicazioni diffuse dell'emissione acustica sono le verifiche dei recipienti a pressione ed il monitoraggio di prove meccaniche sui materiali.

Nei casi più semplici di provini di dimensioni ridotte si utilizzano due sensori di acquisizione e due di guardia: questi ultimi hanno il compito di escludere segnali non provenienti dalla zona in esame. Per strutture più grandi e complesse si utilizzano maglie (array) di sensori, per essere in grado di localizzare, attraverso il confronto dei tempi di arrivo tra i diversi sensori, gli eventi e quindi l'eventuale danneggiamento del materiale.

Il segnale di emissione acustica viene filtrato, con l'adozione di un'opportuna soglia, che esclude il rumore di fondo, dipendente dalle condizioni ambientali nelle quali si svolge il monitoraggio. L'onda ultrasonica ottenuta, che può essere continua o impulsiva, viene divisa in colpi (*hit*), che, se localizzati, in quanto rilevati da due o più sensori, vengono denominati eventi (Carpinteri et al. 2008). Successivamente, vengono analizzate le diverse caratteristiche del segnale: ampiezza massima, durata complessiva, tempo di salita (*rise time*), numero degli eventi localizzati, numero di oscillazioni o conteggi (*count*).

Tomografia sonora

Tra le applicazioni ND la tecnica tomografica è molto interessante per l'alta risoluzione dei dati ottenuti (Schuller et al. 1995), al fine di fornire rappresentazioni bidimensionali e tridimensionali delle caratteristiche fisiche di un solido (Valle et al. 1997). La tomografia, dal greco 'Tomos' (pezzo), riproduce l'interno di un oggetto da misurare grazie alle informazioni raccolte sulla superficie esterna dell'oggetto stesso. Nelle applicazioni soniche e radar i dati di velocità vengono utilizzati per mappare la distribuzione delle velocità all'interno di una sezione piana della struttura oggetto d'esame (Valle et al. 1998). Il principio della tomografia è basato sulla *fourier Slice theorem* che mostra come una sezione di un oggetto possa essere estrapolata da un set appropriato di misure. Il metodo consiste nell'ottenere numericamente il tempo di volo di attraversamento dell'onda elastica nella sezione lungo diverse direzioni. Il calcolo viene risolto attraverso il problema inverso che, partendo dal tempo del segnale di propagazione, ricostruisce una distribuzione delle velocità. Sulla muratura vengono individuati una fitta maglia di punti la cui dimensione è legata alla distanza tra due consecutivi trasmettitori ed il punto di ricezione. Assumendo che la distanza tra il punto di emissione e di ricezione tende a zero, una puntuale velocità V_p ed una puntuale relazione $S=1/V_p$ possono essere definite. Il comportamento fisico della sezione può essere definito quando S , considerata come una funzione di posizione $S= S(x,y)$ è nota per ogni punto della sezione (Kak and Slaney 1994).

La sezione da indagare può essere divisa in N celle rettangolari, in ognuna delle quali V_p e S sono assunte come costanti. Il problema tomografico consiste nella ricostruzione di S in N celle conoscendo M , tempo di volo della propagazione delle onde, lungo una serie di coppie di punti sorgente-ricevitore distribuiti lungo la superficie della sezione. Per una corretta esecuzione della prova entrambe le superfici della struttura devono essere accessibili. Una serie di ricevitori (usualmente piccoli geofoni) sono posizionati su un lato della muratura e collegati ad una unità di controllo multicanale. Dall'altra parte della sezione una serie di impulsi vengono generati eccitando la struttura lungo il profilo di corrispondenza dei ricevitori. L'interpretazione dei dati consiste in una ricostruzione delle distribuzioni delle velocità lungo la sezione (Figura 5).

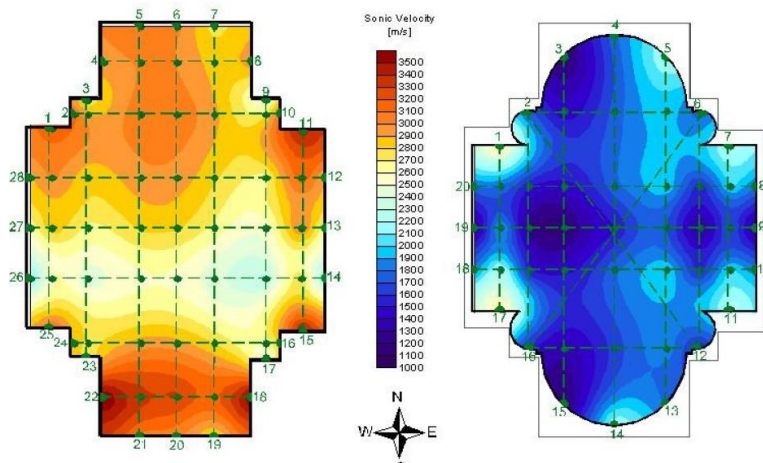


Figura 5 Esempio di Tomografia sonica (Cantini 2011, p. 231)

1.3 Metodi N.D. per l'identificazione della dimensione degli elementi strutturali e per la localizzazione di possibili difetti basati su metodi elettromagnetici

Termografia

Ogni materiale emette energia sotto forma di onde elettromagnetiche. Le onde elettromagnetiche hanno un comportamento diverso a seconda della loro lunghezza d'onda. La radiazione elettromagnetica, corrispondente alla trasmissione del calore, è dovuta ai movimenti vibratorii e rotatori delle molecole. La radiazione termica è la parte dello spettro elettromagnetico compreso tra 0,1– 100 μm (Xavier and Maldague 2001). Il principio di *Thermovision* si basa sull'applicazione di un impulso termico su una superficie, per causare un flusso di calore non stazionario. La propagazione del calore nel corpo dipende dalle proprietà del materiale come la conducibilità termica, la capacità termica e la densità del campione ispezionato. Il flusso di energia è regolato dalla legge di Stefan- Boltzmann (Mohr 2016):

$$E = e s T^4$$

Equazione 2

Dove:

E = flusso energetico [W/m^2]

T = Temperatura assoluta della superficie da cui proviene il flusso E [$^{\circ}\text{K}$]

s = costante = $5,67 \times 10^{-8}$ [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}^4$]

e = Emissività, costante adimensionale dipendente dal materiale

Se vi sono disuguaglianze nella regione in prossimità della superficie dell'elemento strutturale, ciò si tradurrà in differenze di temperatura misurabili nell'area locale della superficie. Considerando che una struttura composta da diversi materiali sia esposta alle stesse condizioni termiche, i singoli elementi (mattoni, pietra, acciaio ecc.) raggiungeranno una diversa temperatura in funzione delle loro proprietà termiche; ciascun elemento emetterà un flusso di energia in accordo con la legge di Stefan-Boltzmann, in funzione della temperatura raggiunta e della sua emissività. Questo test è utilizzato per i seguenti scopi (Maierhofer and Röllig 2009):

- Localizzazione dei vuoti e di altre irregolarità nella vicina regione di superficie (fino a 10 cm);
- Localizzazione delle delaminazioni dell'intonaco ed indagini sulla struttura muraria posizionata dietro l'intonaco
- Rilevamento dell'umidità nella regione circostante.

La termografia ad impulso (IT) e la termografia in fase impulsiva (PPT) sono tecniche di indagine utilizzate da approcci attivi per la scansione termica quantitativa della superficie di varie strutture ed elementi. La superficie della struttura da esaminare viene riscaldata utilizzando una sorgente di radiazione. Dopo lo spegnimento della fonte di riscaldamento, il comportamento di raffreddamento viene registrato in tempo reale con una telecamera a infrarossi. La fotocamera a infrarossi è composta da una speciale lente (formata da materiali in grado di essere attraversati da raggi infrarossi) e un sensore. Il sensore è costituito da un materiale che converte lo stimolo della radiazione infrarossa in una tensione che viene ulteriormente convertita in una scala grigi o in un'immagine in scala di colore definita termogramma (Figura 6).

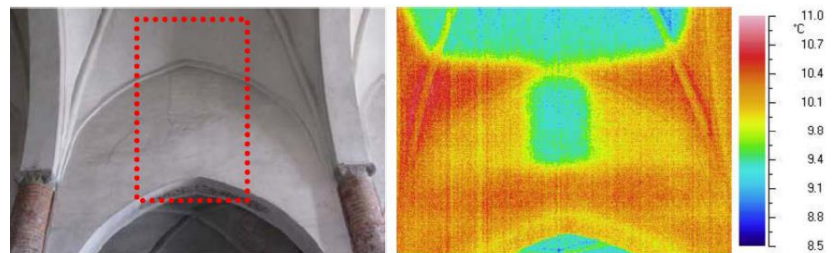


Figura 6 Esempio di utilizzo di una termocamera per l'identificazione di aperture, ora tamponate in edifici storici (Cantini 2011, p.171)

Osservando i cambiamenti temporali della distribuzione della temperatura superficiale con la camera ad infrarossi, vicino alle superfici di disomogeneità saranno rilevati, se presenti, differenze di temperatura superficiale.

I metodi attivi sono utili per individuare i difetti di superficie vicino a vuoti nel calcestruzzo, delaminazioni di piastrelle, difetti nell'incollaggio di fibre di carbonio.

Ulteriori sviluppi ed applicazioni in ingegneria civile e nel campo della conservazione dei beni culturali, stanno utilizzando il sole come fonte di calore naturale, ad es. per le ispezioni dei ponti e delle pavimentazioni in generale (Binda, Saisi, and Tiraboschi 2000).

Tecniche radar e georadar

Sviluppata in campo geofisico, per lo studio del terreno, la tecnica radar è stata impiegata con successo in indagini archeologiche e nelle strutture.

Il metodo si basa sulla propagazione di brevi impulsi elettromagnetici che vengono trasmessi nel materiale da costruzione tramite un'antenna dipolo, composta da un emettitore e da una unità di acquisizione (Forde and McCavitt 1993).

Gli impulsi sono riflessi nelle interfacce tra materiali con proprietà dielettriche diverse, ad es. sulla superficie e sul retro delle pareti, in distacchi, vuoti, etc (Forde 2008). La possibilità di valutare in profondità la struttura studiata dipende dalla frequenza dell'apparecchiatura: l'antenna ad alta frequenza (2 o 5 GHz) è raccomandata per l'analisi dettagliata degli strati esterni delle strutture composite. Al contrario, l'antenna a bassa frequenza (es. 600 MHz) genera lunghezze d'onda, indicate per caratterizzare grandi strutture, ma non sempre in grado di garantire una risoluzione apprezzabile.

In base alla struttura della prova, il radar è in grado di fornire profili che rappresentano la sequenza di strati e discontinuità contenuti nella struttura studiata. L'esecuzione delle prove consiste nello spostare l'antenna sulla superficie dell'elemento testato (parete in muratura, pilastro, pavimenti, ecc.), lungo una traiettoria prestabilita. Seguendo un profilo rettilineo, si possono ottenere radargrammi a sezione trasversale 2D. Spostando l'antenna lungo molti profili paralleli regolarmente intervallati è possibile ricavare anche una sezione 3D (Mirabella Roberti, Zanzi, and Trovò 2008). La coordinata lungo il profilo è misurata da un contachilometri (ad esempio, una ruota codificata). I dati vengono elaborati per mettere in evidenza la riflessione da interfacce interne (ad esempio i vari strati della muratura) o dalle diffrazioni causate da piccoli oggetti (ad esempio, giunti metallici o catene) (Colla, Forde, and Das 1997).

Il sistema GPR è generalmente costituito da un'unità centrale e da un insieme di antenne schermate (ad esempio, frequenze centrali da 500MHz e 1GHz). L'unità è collegata ad un notebook per l'impostazione dei parametri di acquisizione e per il controllo della qualità dei dati. L'antenna deve essere a contatto con la superficie muraria, ma la superficie può essere protetta con un foglio di plastica o di carta per evitare di danneggiare gli affreschi o altre decorazioni.

I principali obiettivi di queste prove nel campo della conservazione, recupero e controllo del patrimonio culturale sono: l'individuazione della morfologia interna della muratura, il distacco di strati, la ricostruzione 3D di disomogeneità o di elementi interni (vuoti, elementi di legno o di metallo, intrusioni).

I dati vengono elaborati con strumenti software 2D e 3D per applicare ai dati originali memorizzati un filtro passa banda e per effettuare una calibrazione del tempo. Possono essere applicati algoritmi di migrazione 2D e 3D utilizzando una funzione di analisi della velocità per calibrare la trasformazione tempo-profondità. Di conseguenza, i radargrammi possono essere rappresentati in diversi sistemi di coordinate: di solito l'asse orizzontale rappresenta la posizione o il numero di tracce registrate, mentre l'asse verticale rappresenta il tempo di propagazione (espresso in nanosecondi) o la profondità di penetrazione del segnale (in centimetri).

Radiografia

Anche la prova radiografica, così come le prove endoscopiche, è stata sviluppata in ambito medico e poi riadattata in altre discipline. Questa tecnica si basa sul principio fisico dell'assorbimento differenziato delle radiazioni elettromagnetiche da parte di materiali aventi diversa densità e spessore. Dal punto di vista pratico la radiografia si esegue disponendo, su lati opposti della struttura, un emettitore di raggi X ed una pellicola sensibile che, una volta impressionata, mette in evidenza le irregolarità interne ed eventuali lesioni e vuoti nella struttura. Le radiazioni utilizzate sono caratterizzate da onde all'altissima frequenza, dette raggi X (lunghezze d'onda λ variabili tra qualche centinaio e qualche decimo di angstrom). Il potere di penetrazione aumenta al crescere della frequenza e al diminuire della densità del materiale da esse attraversato. In generale questa metodologia viene usata raramente a causa delle radiazioni emesse durante l'esecuzione del test.

Magnetometria

La magnetometria, o indagine pacometrica, ha lo scopo di individuare, con discreta precisione, la presenza e la posizione di inclusioni metalliche inglobate nel materiale. Il funzionamento dello strumento è basato sulla misurazione dell'assorbimento del campo magnetico prodotto dallo strumento stesso. La presenza di un materiale ferromagnetico nella struttura architettonica determina infatti un aumento della permeabilità del sistema nucleo/solenoide presente nello strumento e modifica l'impedenza (rapporto tra valore massimo della tensione e il valore massimo dell'intensità di corrente) di un solenoide rilevatore. L'entità dei cambiamenti dei valori di permeabilità e impedenza è legata alla posizione e alla dimensione dell'oggetto. L'alterazione del voltaggio viene riportata all'utilizzatore tramite un sistema analogico o digitale e registrata graficamente (Hellier 2003).

1.4 Metodi per l'identificazione dinamica (frequenza naturale e forme modali delle strutture)

Le prove dinamiche in situ sono frequentemente utilizzate nella verifica dei comportamenti strutturali e nella valutazione dell'integrità di una struttura. Lo scopo del monitoraggio strutturale per le strutture civili non consiste solo nell'identificazione di danni improvvisi o progressivi ma anche nel monitorare le prestazioni delle stesse nelle condizioni di esercizio o durante particolari condizioni ambientali quali i terremoti (Mufti 2002). Un sistema di monitoraggio si compone di vari sensori per rilevare grandezze ambientali e la risposta strutturale alle sollecitazioni. Lo scopo di un simile sistema non è solo la valutazione della resistenza al sisma di un edificio: anche il controllo della funzionalità della struttura nelle condizioni di esercizio rappresenta un aspetto di notevole interesse, sia per la protezione dalle vibrazioni, sia per l'adeguamento sismico o per il rinforzo di strutture critiche o strategiche. Pertanto, il monitoraggio strutturale coinvolge un gran numero di applicazioni nel campo dell'ingegneria civile quali il progetto (Aktan et al. 2005), la valutazione del danno, la manutenzione, il rinforzo di strutture esistenti e il controllo strutturale durante i terremoti (mediante sistemi semi-attivi) (Lynch and Law 2002).

Partendo dalla misura dell'input dinamico sulla struttura e della risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e si stimano, a partire da esse, i parametri dinamici della struttura.

Generalizzando, quindi, con l'espressione identificazione dinamica di una struttura si intendono tutte quelle tecniche, sia analitiche che sperimentali, che consentono di individuare la risposta dinamica della struttura stessa, ovvero le frequenze proprie, i relativi modi di vibrazione e i coefficienti di smorzamento (Fabbrocino, Rainieri, and Verderame, 2007.).

La determinazione del comportamento dinamico di sistemi lineari mediante prove sperimentali è detta Analisi Modale Sperimentale (EMA). Questa procedura consente di identificare le proprietà dinamiche della struttura in termini di frequenze naturali, rapporti di smorzamento e forme modali; i parametri così determinati vengono poi utilizzati per costruire un modello matematico del comportamento dinamico della struttura. Le procedure di analisi modale sperimentale, tuttavia, sono basate su un input noto: le strutture, infatti, vengono solitamente eccitate sfruttando una o più sorgenti di eccitazione. Si procede poi con la misura della risposta strutturale in uno o più punti. Così facendo è possibile identificare i parametri modali dalla funzione di risposta in frequenza del segnale di risposta al segnale di input.

Tabella 2 Natura della sorgente dell'eccitazione dinamica

Natura dell'eccitazione	Natura dell'eccitazione	Trend delle vibrazioni
Artificiale	Vibrodine meccaniche	Sinusoidali
	Elettro-idrauliche	Sinusoidali/Random
	Vibrazioni elettrodinamiche	Transitorie
	Improvviso rilascio di una forza impressa (massa)	Transitorie
Ambientale	Microsismi	Random
	Traffico	Transitorie/Random
	Vento	Transitorie/Random
	Terremoto	Transitorie

L'analisi modale può essere effettuata anche nel caso di eccitazione ambientale, che può essere considerata un rumore bianco. In questo caso l'input sulla struttura non è noto (non può, in genere, essere misurato) ma tecniche di analisi modale possono essere comunque applicate per valutare i parametri dinamici della struttura. I diversi metodi sviluppati lavorano, quindi, sfruttando i soli dati di output. L'analisi modale condotta nel caso di input incognito qual è il rumore ambientale viene detta Analisi Modale Operazionale. Le procedure OMA, come le classiche EMA, consentono di valutare frequenze naturali, modi naturali e rapporti di smorzamento della struttura; tuttavia, non è possibile calcolare anche i fattori di partecipazione modale essendo l'input incognito.

Analisi dinamiche ad eccitazione artificiale con forzante impulsiva o armonica

L'eccitazione artificiale si realizza sfruttando diversi sistemi di eccitazione, tutti accomunati dalla possibilità di controllare e misurare l'entità della forzante. Le vibrodine sono fra le attrezzature più comuni, per l'ampio campo di frequenze esplorabile ed il notevole livello di forza che può essere generato. Esse sono macchine che permettono di generare forze (con legge nel tempo di tipo armonico, periodico o random) senza aver bisogno di una struttura di contrasto esterno in quanto trovano reazione nelle forze di inerzia di una massa in movimento, opportunamente collegata al corpo della macchina stessa.

Esistono tre tipi di vibrodine che funzionano grazie a principi fisici differenti:

- Meccaniche: Sono costituite essenzialmente da masse controrotanti ed eccentriche rispetto ai loro assi (o al loro asse) di rotazione; questi ultimi sono vincolati ad un telaio rigido (corpo della vibrodina) che viene fissato alla struttura.

La componente della forza sinusoidale è perpendicolare al piano contenente gli assi di rotazione e l'intensità risulta essere in funzione dell'eccentricità delle masse e della velocità di rotazione e quindi della frequenza. Il campo delle frequenze esplorabili può andare da 1Hz a 100Hz con ampiezza della forza generata fino a 500kN, alle frequenze più elevate.

- Elettrodinamiche: Sono costituite essenzialmente da due corpi, un magnete (o avvolgimento) vincolato al basamento ed una bobina mobile, collegata ad una massa inerziale, fra loro connessi da un sistema di sospensioni. Il campo delle frequenze esplorabili può andare da 5Hz a 1000Hz con ampiezza di forzante fino a 50kN.

- Idrauliche: Sono sostanzialmente composte da un attuatore idraulico a doppio effetto al cui stelo è collegata una massa inerziale. Il campo delle frequenze esplorabili può andare da 0Hz a 200Hz con ampiezza di forzante fino a 1000kN. La scelta della vibrodina, in ragione delle caratteristiche prestazionali, deve essere effettuata nella fase di progetto dell'indagine dinamica.



Figura 7 Esempio di vibrodina

Di uso comune sono anche i sistemi impulsivi. Tali sistemi hanno lo scopo di eccitare il moto libero della struttura mediante l'applicazione di un carico di breve durata, per esempio, mediante l'urto di una massa incidente, o mediante il rilascio di un grave in prossimità della struttura oggetto di indagine, oppure grazie alle vibrazioni indotte dal transito di un veicolo. L'utilizzo di questi sistemi risulta particolarmente indicato nel caso in cui si vogliano eccitare in maniera semplice le frequenze proprie della struttura. Questa tipologia di eccitazione comporta particolari accorgimenti: l'eccitazione impulsiva deve fornire sufficiente energia per porre l'intero sistema in oscillazione senza causare danni ad esso o a strutture limitrofe. I sistemi di eccitazione che è possibile applicare alle strutture si distinguono come segue:

- Eccitazione sinusoidale: consiste nell'applicazione di forze variabili nel tempo con legge di tipo armonico. In base alla tipologia della legge si distinguono:

A) Sinusoide semplice: è il segnale armonico fondamentale. Questa tipologia di prova concentra tutta l'energia di eccitazione su una sola frequenza, quella della sinusoide, producendo pertanto risposte di grande ampiezza.

B) Sweep: lo sweep si ottiene variando in modo controllato, nel corso della prova, la frequenza dell'eccitazione sinusoidale. Il segnale quindi ha un andamento molto particolare, il cui spettro è quasi costante all'interno dell'intervallo di variazione della frequenza.

C) Stepped-sine: è un particolare tipo di eccitazione molto utilizzato in ambito civile. In pratica la struttura viene eccitata una frequenza alla volta, sfruttando tanti segnali sinusoidali semplici in successione.

- Eccitazione random: Consiste nell'applicazione di azioni dinamiche variabili nel tempo con legge random ed aventi contenuto in frequenza tale da eccitare i modi fondamentali della struttura.

- Eccitazione impulsiva: Consiste nell'applicazione di un'azione dinamica di carattere impulsivo. Un impulso ideale ha il vantaggio di fornire un input costituito da uno spettro piatto, costante per tutte le frequenze, che, se la prova è stata progettata adeguatamente, ovvero l'energia immessa nella struttura è sufficientemente elevata, consente di indagare l'intero campo di frequenze di interesse.

Analisi dinamiche con eccitazione passiva

Nel paragrafo precedente, ci si è limitati a fornire la definizione di analisi modale sperimentale basata su un input noto e a elencarne i vantaggi. In particolare, questa tecnica si è basata, fin dagli anni ottanta, sull'applicazione di sistemi di eccitazione artificiale che, da un lato, permettono di misurare e controllare il moto della struttura, dall'altro, impongono l'interruzione dell'esercizio dell'opera per poter effettuare la prova.

Al fine di superare questo limite, agli inizi degli anni '90 la comunità scientifica internazionale ha cominciato a rivolgere la propria attenzione all'analisi modale sperimentale nel caso di eccitazione naturale e alle sue applicazioni su diverse opere di ingegneria civile. Sebbene sia più corretto distinguere fra analisi modale nel caso di eccitazione forzata e analisi modale nel caso di eccitazione naturale, è consuetudine riferirsi alla prima con l'espressione "analisi modale sperimentale", la cui sigla è EMA (Experimental Modal Analysis) e utilizzare la definizione "analisi modale operativa" con riferimento alla seconda, in questo caso si parla di OMA (Operational Modal Analysis).

Le tecniche OMA si effettuano, appunto, nel caso di vibrazioni ambientali considerate come un rumore bianco; l'input sulla struttura, in questo caso, non è noto (non può, in genere, essere misurato) ma risulta comunque possibile valutare i parametri dinamici della struttura.

I diversi metodi sviluppati lavorano, quindi, sfruttando i soli dati di output. Le procedure OMA, come le classiche EMA, consentono di valutare frequenze naturali, modi naturali e coefficienti di smorzamento.

L'analisi modale operativa permette, dunque, di sfruttare il rumore ambientale per l'identificazione strutturale evitando, così, il ricorso ad attrezzature particolari (vibroline, martelli strumentati, eccitatori oleodinamici o elettrodinamici) che eccitino direttamente la struttura. Ciò si traduce in una serie di vantaggi:

- La prova è rapida ed economica, dato che non sono necessarie attrezzature per l'eccitazione della struttura;
- Le misure vengono effettuate nelle effettive condizioni operative della struttura per cui i parametri modali che si ottengono sono rappresentativi del comportamento dinamico della struttura nelle sue reali condizioni di utilizzo;
- La prova non interferisce con l'operatività della struttura (per cui, ad esempio, non è necessario chiudere al traffico un ponte quando esso viene analizzato).

La correttezza dei risultati forniti dall'analisi modale operativa può, tuttavia, essere inficiata se al rumore bianco si sovrappone un'eccitazione non casuale.

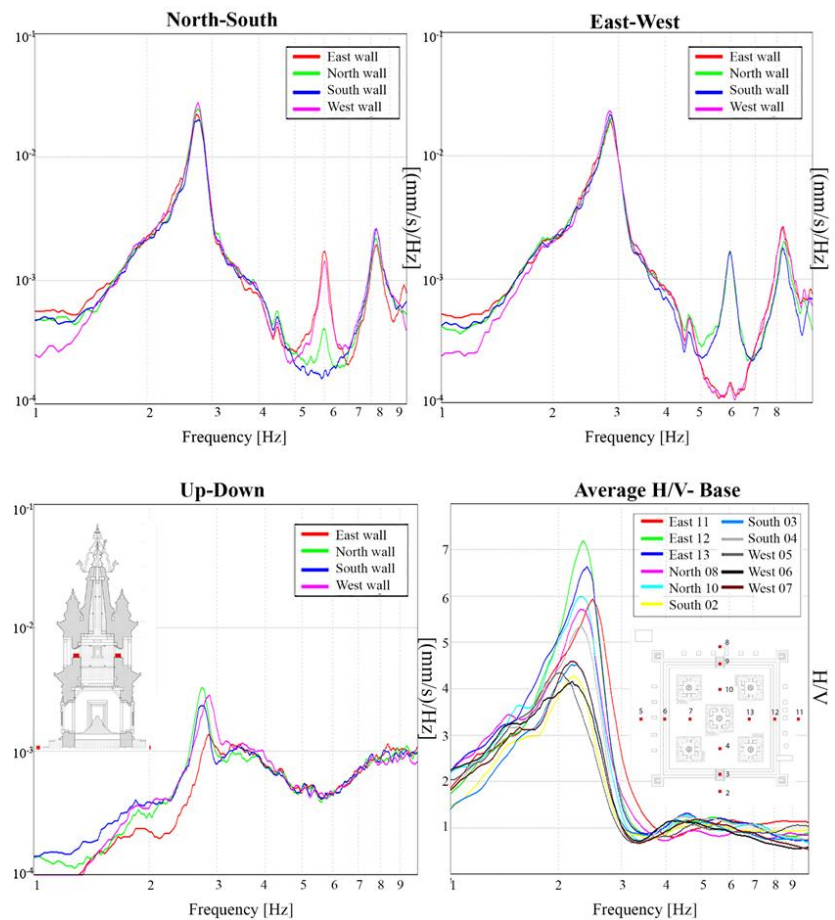


Figura 8 Esempio di analisi modale sperimentale condotta con un tromografo portatile

A differenza dell'eccitazione artificiale, l'eccitazione ambientale non richiede l'uso di forzanti cui assoggettare la struttura, ma sfrutta le forme di eccitazione prodotte dall'ambiente circostante. Le sorgenti significative di eccitazione ambientale sono:

- Vento: l'eccitazione prodotta dal vento può considerarsi di tipo "random", almeno in una determinata banda di frequenze. La misurazione del carico dinamico effettivo prodotto dall'attività eolica è estremamente difficoltosa, e di fatto irrealizzabile a causa della distribuzione del carico stesso sulle superfici esposte. Il vento, infatti, è definito su base statistica ed il suo valore non è uniforme lungo la struttura.

- Sisma: è un evento che produce una sollecitazione di tipo transitorio, il cui spettro varia tra un evento e l'altro. I limiti di applicabilità di questa eccitazione sono legati al fatto che un sisma è un evento molto raro e può essere rilevato solo con sistemi di monitoraggio permanente. In tal caso risulta opportuno strumentare anche la base dell'opera (pile e spalle nel caso di ponti e viadotti).

- Microsisma e microtremore: a differenza dei sismi, i microsismi sono eventi meno rari, al punto che rappresentano per la struttura un'eccitazione random praticamente permanente. Lo svantaggio sta nel fatto che i livelli di vibrazione generati possono, in genere, essere raccolti solo con strumentazione avente sensibilità molto spinta come i sismometri, e spesso la vibrazione d'interesse è coperta da altri segnali indesiderati (noise). Il rumore è convenzionalmente suddiviso in microsisma ($f < 1\text{Hz}$ sorgenti naturali lontane) e microtremore ($f > 1\text{Hz}$ sorgenti antropiche locali), ed è costituito sia da onde di volume (P-S) sia da onde superficiali in proporzione variabile. Il microsisma è prevalentemente costituito da onde superficiali di Rayleigh mentre il microtremore oltre alle onde di volume contiene sia le Love sia le Rayleigh in proporzione variabile.

- Rumore urbano: comprende in generale tutte le vibrazioni indotte dal contesto urbano antropizzato come ad esempio il traffico che genera una risposta dinamica di ampiezza significativa e facilmente misurabile, e risulta inoltre facilmente utilizzabile per strutture in esercizio. Il traffico può essere opportunamente programmato (per esempio viene fatto transitare un solo veicolo con caratteristiche note) oppure si può utilizzare il traffico ordinario.

Più in generale possiamo concludere richiamando come l'esecuzione di alcune delle metodologie di indagine proposte nel primo capitolo rappresenti un'importante fase nel percorso di valutazione dello stato di degrado dei materiali e di identificazione del livello di conservazione degli edifici. I dati ricavati dalle indagini rappresentano infatti il punto di partenza per la stima del comportamento globale delle strutture finalizzato alla progettazione di interventi manutentivi ordinari e straordinari.

Nelle campagne di indagine in situ la tendenza attuale è quella di utilizzare metodologie non distruttive. Queste tipologie di prova hanno infatti l'importante vantaggio di essere caratterizzate da bassa invasività, condizione irrinunciabile soprattutto nello studio degli edifici storici tutelati. Per tale motivo risulta indispensabile favorire lo sviluppo tecnologico e pratico di questo genere di prove, al fine di accrescere l'affidabilità e di aumentare i vantaggi, anche in relazione all'utilizzo combinato con altre tecnologie.

Bibliografia

- Aktan, A E, S K Ciloglu, K A Grimmelsman, Q Pan, and F N Catbas. 2005. 'Opportunities and Challenges in Health Monitoring of Constructed Systems by Modal Analysis', 24.
- Beutel, Ralf, Hans-Wolf Reinhardt, Christian U. Grosse, André Glaubitt, Martin Krause, Christiane Maierhofer, Daniel Algernon, Herbert Wiggenhauser, and Martin Schickert. 2008. 'Comparative Performance Tests and Validation of NDT Methods for Concrete Testing'. *Journal of Nondestructive Evaluation* 27 (1–3): 59–65. <https://doi.org/10.1007/s10921-008-0037-1>.
- Binda, L., A Saisi, and C. Tiraboschi. 2000. 'Investigation Procedures for the Diagnosis of Historic Masonries.' *Construction and Building Materials*, 2000, sec. 41,4.
- Cantini, Lorenzo. 2012. 'Assessment of Historical Masonry Buildings: Research on Appropriate Non-Destructive Diagnostic Techniques'. *Doctoral Programme in Architecture, Urban Design, Conservation of housing and landscape (24th cycle)*, Politecnico di Milano.
- Carino, Nicholas J. 2015. 'Impact Echo: The Fundamentals', 18.
- Carlucci, Chiara <architetto>. 2018. *Il degrado degli edifici in muratura: patologie e diagnostica. Quaderni di patologia edilizia*.
- Carpinteri, A., P. Bocca, G. Grazzini, D. Masera, A. Manuello, and G. Lacidogna. 2008. 'Cyclic Damage Analysis by Acoustic Emission in Reinforced Masonry Walls'. *RILEM Symposium on On Site Assessment of Concrete, Masonry and Timber Structures - SACoMaTiS 2008*, 2008, RILEM Publications SARL edition.
- Colla, C., M.C. Forde, and P.C. Das. 1997. 'Radar Imaging in Composite Masonry Structures'. *Proceedings of 7th International Conference on Structural Faults and Repair*, 1997, sec. 3.
- 'diagnòstica in Vocabolario - Treccani'. n.d. Accessed 13 January 2020. <http://www.treccani.it/vocabolario/diagnostica>.
- Fabbrocino, Giovanni, C Rainieri, and G M Verderame. 2007. 'L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti', In: *Proceedings of workshop su "Controllo e monitoraggio di edifici in c.a.: il caso-studio di Punta Perotti"* (in Italian), Bari, Italy
- Forde, M.C. 2008. 'Georadar for the Investigation of Existing Structures'. *Proceedings of the First International RILEM Symposium On Site Assessment of Concrete, Masonry and Timber Structures*, 2008.
- Forde, M.C., and McCavitt. 1993. 'Impulse Radar Testing of Structures, in Proc. Instn Civ Engrs Structures & Buildings, 1993, 99, February, Pp. 96-99.' *Proc. Instn Civ Engrs Structures & Buildings*, 1993, sec. 99.
- Hellier, Charles J. 2003. 'Handbook of Nondestructive Evaluation', 594.

- Hola, Jerzy, and Krzysztof Schabowicz. 2010. 'State-of-the-Art Non-Destructive Methods for Diagnostic Testing of Building Structures - Anticipated Development Trends'. In [https://doi.org/10.1016/S1644-9665\(12\)60133-2](https://doi.org/10.1016/S1644-9665(12)60133-2).
- Inoué, Shinya, and Kenneth Spring. 1997. *Video Microscopy*. Springer US.
- Kak, C., and M Slaney. 1994. 'Principles of Computerized Tomographic Imaging'. IEEE Press, 1994.
- Lynch, Jerome P, and Kincho H Law. 2002. 'Energy Market-Based Control of Linear Civil Structures'. *Proceedings of the US-Korea Workshop on Smart Structural Systems, Pusan, Korea, August, 12*.
- Maierhofer, C., and M. Röellig. 2009. 'Active Thermography for the Characterization of Surfaces and Interfaces of Historic Masonry Structures'. TCE '09 - 7th International Symposium on Nondestructive Testing in Civil Engineering, 2009.
- Mirabella Roberti, G., L. Zanzi, and F. Trovò. 2008. 'Detecting Hidden Ties in Historic Venetian Palace by Means of GPR'. *Proceedings of the First International RILEM Symposium On Site Assessment of Concrete, Masonry and Timber Structures, 2008*.
- Mufti, Aftab A. 2002. 'Structural Health Monitoring of Innovative Canadian Civil Engineering Structures'. *Structural Health Monitoring: An International Journal* 1 (1): 89–103. <https://doi.org/10.1177/147592170200100106>.
- 'Nondestructive Testing - ASM International'. 1995. 1995. https://www.asminternational.org/search/-/journal_content/56/10192/06390G/PUBLICATION.
- Ruggerone, Emanuele. 2005. *Diagnostica strutturale*.
- Saisi, A, Luigia Binda, and L. Zanzi. 2001. 'Diagnostic Investigation of the Stone Pillars of S. Nicolò L'Arena, Catania,' 4 June 2001.
- Schuller, M.P., M. Berra, R. Atkinson, and Luigia Binda. 1995. 'Acoustic Tomography for Evaluation of Unreinforced Masonry'. *VI International Conference Structural Faults and Repair, 1995, sec. Vol.3*.
- Shigeishi, Mitsuhiro, S. Colombo, and M.C. Forde. 2003. 'Acoustic Emission Application to Masonry Structure'. *RILEM Workshop on Site Control and Evaluation of Masonry Structures and Materials, 2003*.
- Valle, S., L. Zanzi, G. Lenzi, and G. Bettolo. 1997. 'Structure Inspection with Radar Tomography.' *International College Inspection and Monitoring of the Cultural Heritage, 1997, IABSE-ISMES. edition*.
- Valle, S., L. Zanzi, A Saisi, and L. Binda. 1998. 'Tomography for NDT Applied to Masonry Structures: Sonic and/or EM Methods'. *II International Arch Bridge Conference, 1998*.
- Xavier, T.E., and P.V. Maldague. 2001. *Theory and Practice of Infrared Technology for Non-Destructive Testing*. Wiley & Sons Ltd.

Recommendations and standards

- ASTM C 597-83-91, (1991a). *Standard test method for pulse velocity through concrete*
- ASTM C 1196-91, (1991b). *Standard test method for in situ compressive stress within solid unit masonry estimated using the flat-jack method, ASTM C 1196-91, Philadelphia*
- ASTM C 1197-91, (1991c). *Standard test method for in-situ measurement of masonry deformability properties using the flat jack method.*
- ASTM D 7263-09, (2009). *Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens.*
- ASTM D422-63, (2007). *Standard test method for particle-size analysis of soils, West Conshohocken, Pa., American Society for Testing and Materials.*
- DIN 18123 (1996). *Soil, investigation and testing - Determination of grain-size distribution.*
- DT2 (1978). *Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura. Regione Autonoma Friuli Venezia-Giulia, April.*
- EN 1936 (2007). *Natural stone test methods - Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity.*
- ISO 11277 (2002). *Soil quality - Determination of particle size distribution in mineral soil material - Method by sieving and sedimentation.*
- O.P.C.M. 3274/2003. *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*
- O.P.C.M. 3431/2005. *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03/05/2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, "Gazzetta Ufficiale n. 107" del 10-05-2005- Suppl. Ordinario n. 85.*
- N.T.C. 2008. *Decreto Ministeriale 14/01/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni.*
- RILEM TC 167-COM (2001). *COM-C1 Assessment of mix proportions in historical mortars using quantitative optical microscopy. Materials and Structures. (Materiaux et Constructions), 34, 387-388.*
- TC 127-MS 1998 C 127-MS. *Tests for masonry materials and structures, Materials and Structures J., Vol. 31 No. 210, pp. 363-375.*

2. USO COMBINATO DI TECNICHE ND

Quando lavoriamo su un edificio esistente possiamo avere diversi approcci, come ad esempio limitarsi a una visione qualitativa oppure identificare i materiali che lo costituiscono e le loro variazioni.

Si è concordi nell'utilizzo di tecniche ND nell'affermare che la qualità della valutazione del problema possa essere limitata a causa di fonti di incertezza che sorgono a vari livelli e sono causate ad esempio dal metodo di prova, dalle interferenze sistematiche con l'ambiente, dalle interferenze casuali (dovute alla variabilità intrinseca del materiale), dall'influenza del fattore umano e dall'interpretazione dei dati.

È stato osservato però in molti casi di uso combinato di tecniche ND, come sia possibile ottenere più informazioni rispetto all'adozione di una singola tecnica. Il beneficio può essere definito in termini di precisione nella stima delle proprietà dei materiali, nella riduzione dell'incertezza del singolo dato sperimentale e nella diminuzione del tempo impiegato per identificare la causa del problema.

L'uso combinato può concentrarsi su diversi aspetti come la conferma con una seconda tecnica di quanto è stato ottenuto con una prima tecnica; oppure come l'individuazione grazie a tecniche speditive di aree specifiche dove concentrare i test successivi, e conseguente riduzione del numero di campioni da testare (Breyse D. 2008).

Per semplificare la comprensione del testo, l'uso combinato di NDT sulle strutture è stato raggruppato in tre categorie a seconda del loro utilizzo:

- Tipo A: confronto dei risultati ottenuti attraverso due o più tecniche non distruttive, per confermare i risultati delle misure e le possibili variazioni di registrazione.

- Tipo B: confronto dei risultati ottenuti tra diverse tecniche per migliorare l'interpretazione dei risultati.
- Tipo C: un uso "rapido" di una prima tecnica, seguita dall'applicazione di una seconda tecnica più complessa sulle aree più compromesse selezionate attraverso la prima mappatura.

La maggior parte degli esempi presentati nei successivi paragrafi sono tratti da esperimenti eseguiti nel quadro di un Progetto Nazionale di Ricerca (Balayssac J. P. 2012).

Prima di procedere con questi esempi, divisi nelle tre categorie, si è deciso di dedicare un intero capitolo al metodo "SonReb", perché ad oggi è l'unica tecnica diagnostica combinata non distruttiva riconosciuta a livello internazionale.

2.1 Il metodo SonReb

Il termine "metodo combinato" si riferisce all'uso di due o più metodi di prova in situ per stimare alcune caratteristiche dei materiali. Combinando i risultati di più prove, è possibile stabilire una correlazione multivariabile per stimare ad esempio la resistenza dei materiali indagati.

Un metodo combinato basato su prove ultrasoniche e sclerometriche, noto come metodo SONREB, è stato sviluppato in gran parte grazie alla ricerca del RILEM Technical Committees 7 NDT and 43 CND. (RILEM State-of-the-Art Reports 2012).

Questa tecnica prevede una correlazione tra il valore di resistenza superficiale a compressione del calcestruzzo, l'indice di rimbalzo delle prove sclerometriche (REBound) e la velocità di attraversamento dell'onda sonora (SONic). La relazione che connette queste tre quantità è calibrata attraverso una regressione dei valori sperimentali.

Il metodo fu sviluppato dal comitato tecnico scientifico del RILEM ed è basato anche su alcune ricerche precedenti condotte dall'ingegnere I. Facaoaru (1961).

Facaoaru (Facaoaru 1961, Facaoaru 1970) è stato il pioniere in questo campo. Applicò la combinazione prendendo la media di tre misure UPV e la media di sei letture per il numero di rimbalzo R, e poi determinò la resistenza alla compressione utilizzando una superficie tridimensionale dove la resistenza del calcestruzzo è espressa in funzione di due variabili, cioè:

$$F_c = f(UPV, R)$$

Equazione 3

I risultati forniti dai test RB (sclerometro) e UPV (test ultrasonici) possono essere influenzati da un insieme sufficientemente ampio di fattori, a seconda dell'elemento studiato. Ad esempio, si è scoperto che la resistenza a compressione del calcestruzzo determinata con i metodi NDT aumenta con la dimensione degli aggregati, dando così resistenze superiori a quelle reali, determinate con i metodi invasivi tradizionali (Arioz O. 2009). Inoltre, il contenuto di umidità ha un effetto opposto sui due metodi NDT applicati nella procedura SonReb, aumentando da una parte la velocità della propagazione dell'impulso ultrasonico e diminuendo dall'altra l'indice di rimbalzo sclerometrico (Masi A. 2013).

Tuttavia, il valore di resistenza ricavato con il metodo SonReb è basato sull'influenza opposta dello stesso parametro, in grado di superare il limite di applicazione di una sola delle due tecniche (Concu G. 2016) (Kheder G.F. 1999).

Esiste un elevato numero di modelli disponibili in letteratura che sono stati proposti da diversi gruppi di ricerca, come risultato di complessi programmi sperimentali. La maggior parte di essi si concentra sull'elaborazione di equazioni chiuse, con un alto grado di applicabilità, che possono essere utilizzate per la stima della resistenza alla compressione di molte miscele di calcestruzzo.

Tuttavia, quando sono note alcune proprietà specifiche del materiale (età, densità, rapporto acqua su cemento e aggregato su cemento), i valori di resistenza ottenuti hanno un grado di precisione maggiore (Huang Q. 2011).

In letteratura sono disponibili alcuni tipi di modelli empirici a variabili multiple. I modelli più comunemente usati sono la legge della doppia potenza, la cui espressione è presentata in (Equazione 4) ed il modello bilaterale presentato dall' (Equazione 5).

Entrambi i tipi considerano i risultati ottenuti solo da NDT, correlati con i parametri adimensionali determinati dalla taratura con risultati di prove distruttive (Chingalata C. 2017).

$$F_c = a \times UPV^B \times RN^C$$

Equazione 4

$$F_c = a + b \times UPV + c \times RN$$

Equazione 5

Dove: F_c is è la resistenza a compressione del calcestruzzo [MPa]; UPV è la velocità ultrasonica [m/s]; RN è l'indice sclerometrico ; a, b, c sono correlazioni adimensionali di parametri che sono stati determinati in base all'analisi di regressione. Questa correlazione è stata effettuata da diversi ricercatori che hanno determinato i coefficienti che meglio approssimano i risultati dei test SONREB con quelli dei test di compressione. Questi valori, tuttavia, dipendono fortemente dalle caratteristiche del calcestruzzo studiato e cambiano in modo significativo anche tra i diversi autori

È quindi opportuno, se non necessario, eseguire la taratura dei coefficienti a, b, c sulla base di prove di compressione eseguite su un certo numero di carotaggi, ovviamente inferiore al numero di punti indagati (ad esempio pari a $\frac{1}{4}$). Quando le prove di compressione invasiva sono limitate, è possibile utilizzare le formule proposte in letteratura, individuando quella che meglio si adatta ai risultati delle prove di rottura (Tabella 3).

Tabella 3 Modelli matematici per la determinazione del valore di resistenza a compressione del calcestruzzo

Equazioni proposte	Autore, anno
$F_c = 8.397 \times UPV + 0.000635 \times RN^3 - 25.568$	Bellander, 1979
$F_c = 0.745 \times RN + 0.951 \times upv - 0.544$	Tanigawa et al., 1984
$F_c = 0.0286 \times RN^{1.246} \times UPV^{1.85}$	Gasparik, 1984
$F_c = 1.2 \times 10^{-9} \times RN^{-1.058} \times UPV^{2.446}$	Di Leo et Pascale, 1994
$F_c = 0.00153 \times (UPV^4 \times RN^3)^{0.611}$	Arioglu et al., 1996
$F_c = 1.532 \times RN + 5.0614 \times upv - 39.57$	Ramyar et al., 1996
$F_c = 0.0158 \times UPV^{0.4254} \times RN^{1.1171}$	Kheder, 1999
$F_c = 1.88 \times 10^{-12} \times RN^{2.256} \times UPV^{2.737}$	Maisi et al., 2007
$F_c = 0.42 \times RN + 13.166 \times UPV - 40.255$	Erdal, 2009
$F_c = 10^{-4.251} \times RN^{0.686} \times UPV^{1.281}$	Cristoforo et al., 2009
$F_c = 4 \times 10^{-6} \times RN^{1.88148} \times UPV^{0.8084}$	Bufarini et al., 2011

2.2 Conferma dei risultati dei test ottenuti con tecniche diverse

La combinazione di tre tecniche quali la termografia a infrarossi, la resistività elettrica e la capacità di valutare il contenuto di umidità/stato di danneggiamento del materiale lungo un profilo è descritta in dettaglio in Naar et. Al. (2005). In questo caso studio, un condotto prefabbricato in calcestruzzo in cui erano stati identificati alcuni danni è stato ispezionato attraverso diverse tecniche: capacimetria (misura della permittività), termografia ad infrarossi e resistività elettrica. Sono state testate anche le misure radar e ad ultrasuoni, ma, per i radar, l'alta densità delle curve ha impedito un'elaborazione efficiente dei risultati, e misure ad ultrasuoni affidabili erano impossibili da ricavare con i dispositivi utilizzati a causa della curvatura della superficie (L. J. Sirieix C. 2007).

Le analogie tra i tre risultati della NDT evidenziano la loro reciproca conferma. Se una tecnica fosse stata utilizzata da sola, una seconda tecnica (o una terza) avrebbe rafforzato la certezza della valutazione. Questa è una rappresentazione diretta di un uso combinato di tipo A. Le somiglianze tra i risultati possono essere spiegate in termini di contenuto di umidità del materiale e/o di variazione del danno, poiché tutte e tre le tecniche sono sensibili a queste due cause. Tuttavia, le misurazioni, anche combinate, non forniscono alcuna informazione sulla ragione di queste variazioni (RILEM State-of-the-Art Reports 2012).

Questa combinazione di tipo A è stata applicata anche in un altro caso di studio descritto in (Lataste J.F. 2005). La ricerca tratta di provini in calcestruzzo danneggiati sui quali sono state applicate diverse tecniche ND.

I campioni, realizzati con vari tipi di calcestruzzo nella gamma di resistenza alla compressione di 25 MPa-120 MPa a 28 giorni, erano stati sottoposti ad attacchi marini per diversi anni (Wolsiefer J.T. 1991).

A seguito del danneggiamento indotto i campioni sono stati esaminati e classificati grazie ai risultati ottenuti con misure di resistività elettrica. Questi risultati sono stati poi confermati da altre tecniche come indagini radar e capacimetriche. Ciò ha permesso di classificare le resistenze residue di calcestruzzi simili conservati in ambienti reali comparabili.

Tuttavia, come osservato nel primo caso studio, questa conferma non dice nulla sulla spiegazione fisica del problema. La fisica coinvolta in queste tecniche non distruttive è sensibile a molti parametri microstrutturali (porosità e connettività, proprietà delle particelle...) così come a parametri che dipendono dalla conduzione ambientale (contenuto di umidità, contenuto di cloruro...) (RILEM State-of-the-Art Reports 2012).

La Tabella 4 fornisce della bibliografia aggiuntiva nella quale è possibile ritrovare altri esempi di combinazione di tecniche ND di tipo A.

Tabella 4 Esempi di combinazione di tipo A di prove (RILEM State-of-the-Art Reports 2012)

References	Techniques used	Structure	Objective
Scott et. Al., 2003	Impact echo, radar	Bridge deck	Comparison between techniques
Al et al., 1996	Infrared thermography, radar, electrical techniques	Bridge deck	Detection of delamination
Yong Hao. Kee Ee, 2003	Radar, impact echo, dynamic response	Bridge deck	Detection of damage
Weise et al., 2008	Radar, ultrasonic	Hydraulic structures	Identification and zoning of damage (Scores used for confirmation)
Maser et al., 2003	Radar, impact echo	Pavement	Accuracy of results for depth evaluation
De bold et al., 2010	Ultrasonic, impact echo, impulse response, radar, rebound hammer	Building	Conduction assessment
Pathasarathy et.al, 2009	Radar pulse echo	Slabs	Accuracy of results for defect detection (delamination, cracks, honeycombing)

2.3 Miglioramento dell'interpretazione dei risultati dei test ottenuti con diverse tecniche ND

Lo studio effettuato sul Castello di Pisece ha dimostrato chiaramente che l'uso combinato di tecniche ND permette una profonda conoscenza dei materiali, delle strutture e delle peculiarità delle pareti in muratura (C. L. Binda L. 2004). Questa ricerca era parte di un estensivo progetto finanziato dall' EC (project EVK4-2001-00091, 2004) coordinato C. Maierhofer of BAM (Germany) e finalizzato alla taratura delle tecniche di indagine ND in situ per la valutazione strutturale degli edifici storici in muratura.

È noto che le caratteristiche meccaniche della muratura devono essere rilevate per definire le leggi costitutive del materiale per le ipotesi adottate nei modelli matematici. Tuttavia, tutti i parametri che definiscono queste caratteristiche non possono essere spesso misurati in situ. Gli unici parametri che possono essere rilevati al momento in cantiere, su un edificio in muratura, sono il modulo di elasticità, il rapporto di Poisson, ed il valore della sollecitazione all'inizio della fessurazione sulla faccia esterna di un muro. Questi risultati possono essere implementati anche mediante un test con martinetti piatti moderatamente distruttivo che combinato a test sonici permette di ottenere risultati quantitativi e qualitativi sull'omogeneità muraria (S. A. Binda L. 2003), (L. C. Binda 2007) (S. A. Binda L. 2009).

Nel caso della cattedrale di Siracusa, gli autori Binda, L., Lualdi, M., Saisi, A, dopo un dettagliato esame visivo, hanno adottato diverse tecniche diagnostiche non distruttive per caratterizzare un pilastro in pietra della cattedrale. Sono state scelte le seguenti tecniche: test sonici e ad ultrasuoni per rilevare la densità interna del materiale e la profondità delle fessure, la termocamera per valutare l'entità dei problemi di distacco, il georadar come complemento al test ad ultrasuoni e alla termocamera, per trovare difetti profondi e inclusioni nascoste (Binda 2009).

Lo studio condotto da Rivard (Rivard P. 2005) invece fu sviluppato per comparare diversi risultati provenienti dalle tecniche quali l' impact echo, la termografia ad infrarossi passiva, la resistività elettrica e radar per la valutazione della reazione degli alcali e degli aggregati su blocchi di calcestruzzo di varie miscele.

Questo studio ha dimostrato che le misure radar sono il metodo più promettente, mentre la resistività elettrica è sensibile a molti fattori, che rendono difficile l'interpretazione dei dati.

Le misurazioni combinate NDT fornisco inoltre una stima più accurata dell'estensione dell'area interessata dalla reazione chimica. Un altro possibile contributo, frutto della combinazione, consiste nel quantificare le proprietà del materiale definendone i valori critici che potrebbero essere utilizzati in altre strutture dove il danno non è visibile ma dove le tecniche ND indicano valori di un materiale compromesso.

La Tabella 5 fornisce alcuni riferimenti bibliografici aggiuntivi nei quali gli autori hanno utilizzato la tipologia B nel combinare le tecniche NDT.

Tabella 5 Esempi di combinazione di tipo B di NDT (RILEM State-of-the-Art Reports 2012)

References	Techniques used	Structure	Objective
Romanescu et al., 2009	Ultrasonic, Rebound	Bridge beams	Strength assessment
Scott et al., 2003	Impach echo, radar	Bridge deck	Assessment of damage and delamination's
Klysz et al., 2003	Radar, capacimetry, ultrasonic, infrared thermography	Bridge deck	Detection of damaged areas
Gardei et al., 2003	Radar, impact echo, ultrasonic	Railway tracks	Quality control of the concrete
Lataste et al., 2003	Surface waves, electrical conductivity	Slab	Detection and sizing of cracks
Gucunski et al., 2010	Impact echo, radar, half-cell potential, ultrasonic, electrical resistivity	Bridge deck	Detection and zoning od delamination, corrosion

2.4 Applicazione di differenti tecniche ND per un primo approccio speditivo seguito da indagini mirate

Alcune tecniche hanno il particolare vantaggio di consentire una rapida visione d'insieme della struttura, perché utilizzano un set di sensori in rapido movimento o perché sono ad ampio spettro. È il caso della termografia ad infrarossi, che può essere utilizzata per monitorare una grande area grazie ad un sensore ottico che può essere posizionato ad una certa distanza dalla superficie in esame. È utile utilizzare questa tecnica in una prima fase per indagare globalmente gli edifici ed individuare le aree in cui eseguire test più accurati.

Una metodologia, per avere informazioni sulla qualità di una muratura, applicando la combinazione di tipo C, è stata proposta da Binda e Saisi (S. A. Binda L. 2009).

Gli autori propongono, a seguito di una attenta ispezione visiva, l'esecuzione di test sonici in trasparenza per mappare la densità della sezione muraria (tecnica speditiva) con la finalità aggiuntiva di individuare aree specifiche in cui eseguire test micro distruttivi.

Il caso di studio del ponte Empalot, vicino a Tolosa, ha fornito un'altra opportunità per l'applicazione di tecniche ND combinate. Dal momento che si sospettava una delaminazione, l'intero ponte è stato indagato con diverse tecniche ND (con radar, misure elettriche, onde sonore) e la delaminazione è stata confermata.

La termografia ha fornito informazioni sull'esistenza e l'estensione del danno osservando il ponte da lontano, quando tutte le altre tecniche richiedevano attrezzature ingombranti per raggiungere la superficie ed effettuare le misure. Questo ha permesso di concentrare i successivi test in aree maggiormente compromesse ed implementare le informazioni qualitative sulle proprietà del materiale (D. D. Sirieix C. 2005).

La Tabella 6 fornisce alcuni riferimenti bibliografici nei quali gli autori hanno utilizzato la tipologia C nel combinare le tecniche NDT.

Tabella 6 Esempi del tipo C nella combinazione di tecniche ND (RILEM State-of-the-Art Reports 2012)

References	Techniques used	Structure	Objective
Pina Santos et al., 2003	Thermography	Building wall	Detection of moisture and delamination
Maierhofer et al., 1998	Radar	Sluices	Decrease the number of borings
Arndt et al., 2010	Radar, ultrasonic echo, half cell potential thermography	Laboratory slabs	Assess development of corrosion through periodic inspection
Russo et al., 2018	Sonic test and endoscopy	Jagannath temple Nepal	Identification of voids in masonry

Bibliografia

- Aastroem T. "From Fifteen to Two Hundred NDT-methods in Fifty Years." *Proc. of 17th World Conf. Nondestructive testing*, October 2008: 1-13.
- Aggelis D. G., Z. Kordatos E. , Strantza M. , Soulioti D.V., Matikas T. E. "NDT approach for characterization of subsurface cracks in concrete." *Construction and Building Materials*, July 2011: 3089-3097.
- Alwash M., Breyse D. , Sbartai Z. M. "Non-destructive strength evaluation of concrete: Analysis of some key factors using synthetic simulations." *Construction and Building Materials*, September 235-245, 2015.
- Ambu R., Aymerich F., Ginesu F., Priolo P. "Assessment of NDT interferometric techniques for impact damage." *Composites Science and Technology*, February 1996: 199-205.
- Arioz O., Tuncan A., Tuncan M., Kavas T., Ramyar K., Kilinc K., Karasu B. "Use of Combined Non- destructive Methods to assess the strength of concrete in structures." *Journal of Science, Afyon Kocatepe University*, 2009: 147-154.
- Arndt R.W., Jalinoos F., Cui J., Huston D.,. "Periodic NDE for bridge maintenance." *Structural faults and repair*, June 2010.
- Balayssac J. P., Laurens S., Arliguie G., Breyse D., Garnier V., Dérobert X., Piwakowski B. "Description of the general outlines of the French project SENSO – quality assessment and limits of different NDT methods." *Construction and building materials*, October 2012: 131-138.
- Balayssac P., Laurens S., Arliguie G., Ploix M.A., Breyse D., Dérobert X., Piwakowski B. "Evaluation of concrete structures by combining non-destructive testing methods (SENSO project),." 2009.
- Bieder P., Dobmann G., Kröning M. , Liu J.,Riberio G. "Current NDT research & development for NPP inspections." *Proc. of 17th World Conf. Nondestructive Testing*, June 2008.
- Binda L., Cantini L., Fernandes F., Saisi A., Tedeschi C., Zanzi L. "Diagnostic investigation on the historical masonry structures of a castle by the complementary use of non destructive techniques." *13th International Brick and block Masonry conference*, July 2004.
- Binda L., Saisi A. "Application of NDTs to the diagnosis of Historic Structures." *NDTCE'09, Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, June 30th 2009.

- Binda L., Saisi A., Zanzi L.,. "Sonic tomography and flat jack tests as complementary investigation procedures for stone pillars of the temple of S. Nicolò l'Arena." *Non destructive testing and evaluation Int.* 36, no. 4 (2003): 215-227.
- Binda, L., Cantini, L., Saisi, A., Tiraboschi, C. "Use of flat-jack and sonic tests." *Tenth North American Masonry Conference*, June 2007: 791-803.
- Binda, L., Lualdi, M., Saisi, A. "Non-Destructive Testing Techniques Applied." *International Journal of Architectural Heritage, Conservation, Analysis and Restoration* 1, no. 4 (n.d.): 380-402.
- Binda, L., Tiraboschi, C. "Flat-Jack Test as a Slightly Destructive Technique for." *International Journal for*, 1999: 449-472.
- Breysse D., Klyszb G., Dérobertc X., Sirieixa C., Lataste J.F. "How to combine several non-destructive techniques for a better assessment of concrete structures." *Cement and concrete research* 38, no. 6 (June 2008): 783-793.
- Breysse, D. "Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods." *Construction and Building Materials*, August 2012: 139-163.
- Cantini, L. "Assessment of historical masonry building: research on appropriate non destructive diagnostic techniques ." *Department of Architectural Projects and Department of Structural Engineering. Doctoral Programme in*. Politecnico di Milano: Doctoral Programme in Architecture, Urban Design, Conservation of housing and landscape (24th cycle) , 2012.
- Cao, M. K. Lim and H. "Combining multiple NDT methods to improve testing effectiveness." *Construction and Building*, January 2013: 1310-1315.
- Carnero, M. C. "Selection of diagnostic techniques and instrumentation in a predictive maintenance program: A case." *Decision Support System*, January 2005: 539-555.
- Cartz, Louis. *Nondestructive Testing*. ASM International, 1995.
- Chingalata C., Budescu M., Lupasteanu R. "Accurancy in predicting the compressive strenght of concrete using sonreb method." *Buletinul institutului politehnic Din Iasi* 63, no. 3 (2017): 97-106.
- Concu G., De Nicolo B., Trulli N., Valdes M.,. "Combined non destructive testing for concrete compressive strenght prediction." *Concrete Repair, Rehabilitation and retrofitting IV* (2016).
- Cunski N., Romero F., Kruschwitz S., Feldmann R. "Comparative study of bridge deck deterioration detection and characterization by multiple NDE methods." *Structural Faults and repair*, June 2010.
- D11.1, Deliverable. *Technical guidelines for an appropriate use of the suggested equipment*. ONSITEFORMASONRY. Contract n° EVK4-CT-2001-00060: Project n° EVK4-2001- 00091, 2004.

- De' robert X., . Aubagnac, C, Abraham O. "Comparison of NDT techniques on a post-tensioned beam before its autopsy." *NDT&E International*, December 2002: 541-548.
- Downes, J M. Wilcox and G. *A brief description of NDT techniques*. Toronto: NDT Equipment Limited, 2003.
- Escaler X., Egusquiza E. , Farhat, Avellan, M. F., Coussirat M. "Detection of cavitation in hydraulic turbines." *Mechanical Systems and Signal Processing*, may 2011: 983-1007.
- Facaoaru I. *Contribution à l'étude de la relation entre la résistance du béton à la compression et la vitesse de propagation longitudinale des ultrasons*,. 12, RILEM bull, 1961, 125-154.
- Forde, D. M. McCann and M. C. "Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures." *NDT&E International*, March 2001: 71-84.
- Gardei A., Mittag K., Wiggerhauser H., Ripke B., Jovanovic M. "Inspection of concrete embedded tracks process development for the quality assurance of concrete embeded tracks using non destructive testing methods." *NDT-CE conf. Berlin*, 2003.
- Garnier C., Pastor M.L., Florent E., Lorrain B. "The detection of aeronautical defects in situ on composite structures." *Composite Structures*, April 2011: 1328-1336.
- Halim S. A., Ibrahimand A., Manurung Y. "A review on automated inspection and evaluation system of weld defect." *International Journal of Recent Scientific Research*, December 2012: 1019-1023.
- Hola J., Schabowicz K. "State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing." *Archives of civil and Mechanical Engineering X*, no. 3 (2010): 5-18.
- Huang Q., Gardoni P., Hurlebaus S.,. "Predicting concrete compressive strenght using ultrasonic pulse velocity and reboun hammer." *ACI Materials Journal* 108 (2011): 4.
- Iliopoulos S. N., Areias L. , Pyl L., Vantomme J. , . Van Marcke P, Coppens ,E., Aggelis D. G. "Effective combination of DIC,AE, and UPV nondestructive techniques on a scaled model of the Belgian nuclear waste container." *Proc. of Smart Structures and Materials Nondestructive Evaluation and Health Monitoring*, March 2015.
- Italiana, Istituto dell'Enciclopedia. *Diagnosi* . n.d. <http://www.treccani.it/vocabolario/diagnosi> (accessed Gennaio 09, 2019).
- Jaju, V. S. Khangar and S. B. "A review of various methodologies used for shaft failure analysis." *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, June 2012: 50-54.
- Kamaruddin, R. Ahmad and S. "An overview of time-based and condition-based maintenance in industrial application." *Computers and Industrial Engineering*, August 2012: 135-139.

- Khaira A., Dwivedi R.K. "A Review of the State-of-the-Art on Combining Multiple NDT Techniques in." *International Journal of Engineering and Technology Innovation*, April 22, 2017: 169-187.
- Kheder G.F. "A two stage procedure for assessment of in situ concrete strength using combined non destructive testing." *Material and structures* 32 (1999): 410-417.
- Klysz G., Balayssac J.P., Derobert X., Aubagnac C. "Evaluation of cover concrete by coupling some non destructive techniques." *Contribution of in situ measurements NDT -CE conf. Berlin*, 2003.
- Krautkramer, J. Krautkramer and H. *Ultrasonic testing of materials*. New York: Springer Publications, 1990.
- Lataste J.F, Abraham O., Breyse D., Sirieix C. "Sensitivity to crack parameters of two ND techniques: electrical resistivity and acoustic methods." *NDT - CE conf. Berlin*, 2003.
- Lataste J.F., Breyse D., Sireieix C., Naar S. "Electrical resistivity measurements on various concretes submitted to marine atmosphere." *ICCRC conf.* , September 5-9, 2005.
- Maierhoffer C., Krause M., Wiggenhauser H.,. "Non destructive investigation of sluices using radar and ultrasonic impulse echo." *NDT&E Int.* 31, no. 6 (1998): 421-427.
- Maintenance of gas turbines - impact and implications for NDT.* "Auerkari P. , Pitkänen J.,Pihkakoski M., Muurinen L., Kemppainen M., Kangas p." 2002: 568-571.
- Masi A., Chiauzzi L. "An experimental study on the Within-Member Variability of the in situ Concrete Strength in RC Building Structures." *Construction and Building Materials* 47 (2013): 951-961.
- Naar S., Sirieix C., Breyse D., Dèrobert X. "Assesment of water saturation rate in a reinforced concrete structures: non destructive testing of Tarbes." *ICCRC conf.*, September 2005.
- Pina Santos C., Matias L., Magelhaes A.C., Veiga M.R. "Application of thwrmography and ultrasound for wall anomalies diagnosis. A laboratory research study." *NDT -CE conf. Berlin*, 2003.
- RILEM State-of-the-Art Reports. *Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 207-INR*. Edited by Denys Breyse. Vol. 1. Springer Science & Business Media, 2012.
- Rivard P., Naar S., Sbartai M.Z., Fournier B. "Couplage de methodes non destructives pour l'évaluation de l' endommagement du béton." *12th conf. on recherche Québécoise sur les Ouvrages d'Art*. Univ. Laval, Quebec, 2005.
- Romanescu C., Ionescu C., Scinteie R. "The romanium road administration experience in the field of NDT for bridge." *NDTCE'09 nNTES*, 30 June 2009.

- Russo S., Boscato G., Spoldi E. "Surveys on the Jagannath temple's seismic response in Kathmandu." *Internation Journal Masonry Research and Innovation* 3, no. 4 (2018): 382-402.
- Sbartai Z. M., Breysse D. , Larget M. ,Balayssac J. P. ""Combining NDT techniques for improved evaluation of concrete properties." *Cement and Concrete Composites*, July 2012: 225-233.
- Sirieux C., Defer D. "Méthodes thermiques." In *Guide méthodologique de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé*, by O. Abraham D. Breysse, 550. Paris: ENPC, 2005.
- Sirieux C., Lataste J.F., Breysse D., Naar S., Dè robert X. "Comparison of nondestructive testing: Infrared thermography, electrical resistivity and capacity methods for assessing a reinforced concrete structure." *Journal Building Appraisal* 3, no. 1 (2007): 77-88.
- Sposito G., Ward C., Cawley P., Nagy P. B., Scruby C. "A review of non-destructive techniques for the detection of creep damage in power plant steels." *NDT&E International*, October 2010: 555-567,.
- Su Z. Q., Ye L., Lu Y. "Guided Lamb waves for identification of damage in composite structures: a review." *Journal of sound and vibration*, August 2006: 753-780.
- Wolsiefer J.T. "Silica fume concrete: a solution to steel reinforcement corrosion in concrete." *Proc. 2nd Canmet/ ACI Int. Conf. On durability of concrete*. Farmington Hills, 1991. 527-553.

3. RICHIAMI DI FONDAMENTI DI DINAMICA E MECCANICA DEI SOLIDI

I principi fisici che regolano la trasmissione di onde di vibrazione nei materiali solidi si fondano su concetti che presuppongono una conoscenza di base di meccanica dei solidi. Nel seguito ci si riferirà ad un generico corpo solido, resta inteso però che nelle applicazioni a cui si farà riferimento questo corpo solido coinciderà con un organismo di un elemento strutturale di un edificio moderno: trave, pilastro, soletta; oppure storico: colonna, capitello, architrave.

3.1 Elementi di meccanica dei solidi

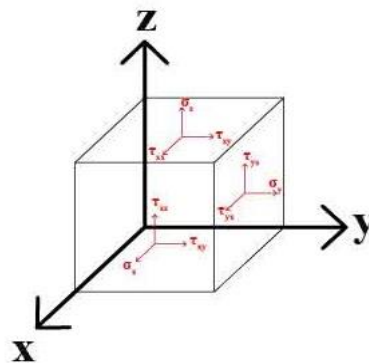


Figura 9 Componenti di tensione sul parallelepipedo elementare

È noto che in un solido sollecitato da forze esterne, queste si trasmettono al suo interno (Galilei 1638).

La trasmissione della forza all'interno del solido interessa tutto il volume. Considerato un generico corpo sollecitato da forze esterne, si immagina idealmente di estrarre da esso un componente infinitesimo di

volume sotto forma di parallelepipedo retto.

Poiché all'interno del solido si trasmettono le tensioni, sulle facce del parallelepipedo possono in generale essere presenti le componenti di tensioni indicate in Figura 9.

La componente normale di tensione è identificata con il simbolo σ . Le altre due componenti vengono chiamate componenti tangenziali di tensione o tensioni tangenziali (τ); il primo pedice delle tensioni tangenziali indica la normale alla giacitura piana su cui agisce una componente di tensione, mentre il secondo ne rappresenta la direzione.

Le tensioni sono forza per unità di superficie [FL^{-2}] e si misurano generalmente in MPa. Dal soddisfacimento delle condizioni di equilibrio alla rotazione rispetto agli assi risulta che le tensioni tangenziali con uguali pedici coincidono. Pertanto si può affermare che lo stato tensionale in un punto è noto se sono note le sei componenti di tensione: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$.

Lo stesso corpo infinitesimo soggetto a forze, grazie alla deformabilità del materiale di cui è costituito, si deforma anche se spesso queste deformazioni sono impercettibili. Quando il solido si deforma anche il parallelepipedo infinitesimale subisce deformazioni che possono essere divise in componenti. Per esempio possono verificarsi variazioni di lunghezza degli spigoli.

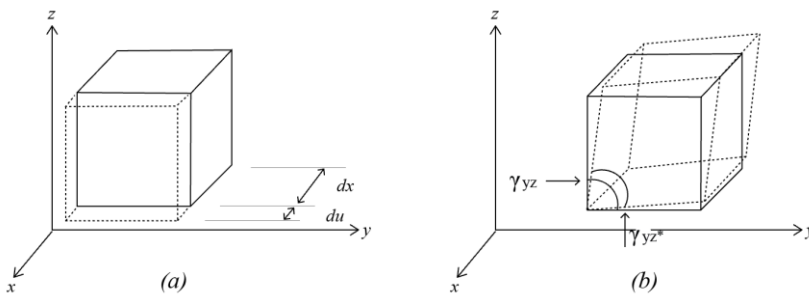


Figura 10 a) parallelepipedo elementare soggetto a dilatazione in direzione x, b) parallelepipedo elementare soggetto a scorrimento angolare nel piano di normale x

Si definisce dilatazione lineare specifica (Equazione 6) il rapporto tra la variazione infinitesima du per la variazione iniziale dx (Figura 10a) ed è identificata dal simbolo ϵ .

$$\varepsilon = \frac{du}{dx}$$

Equazione 6

Essendo un rapporto tra lunghezze, ε è una quantità adimensionale. Un valore positivo di ε corrisponde ad un allungamento. Il parallelepipedo, oltre alla deformazione descritta, subisce in generale anche deformazioni che comportano variazioni angolari. Se per esempio gli spigoli paralleli alle direzioni y e z subiscono una rotazione relativa, l'angolo φ_{yz} , da essi formato, inizialmente retto varia. Indicando con φ^*_{yz} il valore dell'angolo formato dai due spigoli dopo la deformazione, si definisce scorrimento angolare tra le direzioni y e z la differenza:

$$\gamma_{yz} = \varphi_{yz} - \varphi^*_{yz}$$

Equazione 7

Un valore positivo di γ_{yz} (Figura 10b) corrisponde ad una diminuzione dell'angolo φ_{yz} . In generale possono verificarsi in un solido dilatazioni lineari nelle tre direzioni e scorrimenti angolari tra le coppie di direzioni. Pertanto lo stato di deformazione in ogni punto è completamente definito se sono note in quel punto le sei componenti di deformazione: $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$.

Esistono delle relazioni tra tensioni e deformazioni e per esemplificarle ci riferiremo ad un materiale isotropo, un materiale che presenta proprietà meccaniche indipendenti dalla direzione. Si consideri un volume elementare, appartenente ad un corpo isotropo, di forma cubica con spigolo di lunghezza unitaria.

Si supponga che sia presente come unica componente di tensione, una tensione normale σ_z positiva. Il solido si allunga nella direzione z . Poiché lo spigolo è di lunghezza unitaria, l'allungamento coincide con la dilatazione lineare specifica ε_z , e se il materiale si trova in uno stato elastico lineare, è proporzionale alla tensione. Si esprime la relazione di proporzionalità, nota come *legge di Hooke*, nella forma:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \sigma_z \quad \text{da cui} \quad E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$$

Equazione 8

La costante E prende il nome di modulo di elasticità longitudinale o modulo di Young e rappresenta il valore della tensione che produce dilatazione unitaria nella stessa direzione. Poiché la dilatazione lineare specifica è adimensionale, le dimensioni di E sono quelle di una tensione. Il modulo di Young risulta sempre positivo in quanto una tensione positiva produce sempre un allungamento. L'evidenza sperimentale mostra che un materiale sollecitato da tensione normale in una direzione subisce dilatazioni di segno opposto nelle direzioni ortogonali. Si definisce coefficiente di *contrazione trasversale* o *coefficiente di Poisson* il rapporto adimensionale:

$$\nu = - \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z}$$

Equazione 9

Poiché le dilatazioni trasversali sono sempre di segno opposto a quella longitudinale, ν è sempre positivo. Dalla Equazione 8 e dalla Equazione 9 si ottiene:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = - \nu \varepsilon_z = - \frac{\nu}{E} \sigma_z$$

Equazione 10

Con procedimento identico, si possono valutare gli effetti di una tensione σ_x o σ_y . Se agiscono contemporaneamente le tre componenti normali di tensione, se ne possono determinare separatamente gli effetti.

Si ottiene:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} \sigma_x - \frac{\nu}{E} \sigma_y - \frac{\nu}{E} \sigma_z \\ \varepsilon_y &= -\frac{\nu}{E} \sigma_x + \frac{1}{E} \sigma_y - \frac{\nu}{E} \sigma_z \\ \varepsilon_z &= -\frac{\nu}{E} \sigma_x - \frac{\nu}{E} \sigma_y + \frac{1}{E} \sigma_z\end{aligned}$$

Equazione 11

Si considera nuovamente l'intorno volumetrico di forma cubica, supponendo ora che sia soggetto alla sola componente tangenziale τ_{zy} , accompagnata dalla reciproca τ_{yz} . La rotazione parallela relativa tra gli spigoli paralleli y e z è lo scorrimento angolare γ_{yz} e, se il materiale si trova in uno stato elastico lineare, è proporzionale alla tensione tangenziale τ_{yz} che lo ha prodotto. Si esprime la relazione di proporzionalità nella forma:

$$\gamma_{yz} = \frac{1}{G} \tau_{yz} \quad \text{da cui} \quad G = \frac{\tau_{yz}}{\gamma_{yz}}$$

Equazione 12

La costante G prende il nome di modulo di elasticità tangenziale e rappresenta il valore della tensione tangenziale in grado di produrre uno scorrimento angolare. Poiché questo ultimo è adimensionale, G ha le dimensioni di una tensione. In maniera analoga si possono valutare gli effetti di una tensione tangenziale τ_{xy} o τ_{xz} . Se le tre componenti tangenziali sono presenti contemporaneamente si ha:

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy} ; \quad \gamma_{yz} = \frac{1}{G} \tau_{yz} ; \quad \gamma_{xz} = \frac{1}{G} \tau_{xz}$$

Equazione 13

Esaminando simultaneamente l' Equazione 11 e Equazione 12 si ottengono le leggi dell'elasticità lineare per un materiale isotropo, note come *leggi di Hooke generalizzate*.

3.2 Elementi di dinamica

Il metodo degli ultrasuoni e l'uso delle vibrazioni ambientali sono basati su fenomeni oscillatori. La comprensione e l'analisi delle modalità di propagazione degli impulsi richiedono pertanto una conoscenza dei concetti di base della dinamica che vengono brevemente richiamati in questo capitolo. La *quantità di moto* Q di un punto materiale è data dal prodotto della sua massa m per la sua velocità v . Indicando con sottolineatura le quantità vettoriali, la quantità di moto si può esprimere come:

$$\underline{Q} = m \underline{v}$$

Equazione 14

Supponendo costante la massa del punto materiale, derivando la sua quantità di moto rispetto al tempo e ricordando la definizione di accelerazione si ottiene:

$$\frac{dQ}{dt} = m \frac{dv}{dt} \quad \text{e quindi} \quad \frac{dQ}{dt} = m \underline{a}$$

Equazione 15

Ricordando che, per il principio di Newton, $\underline{F} = m \underline{a}$, risulta:

$$\frac{dQ}{dt} = \underline{F}$$

Equazione 16

La derivata rispetto al tempo della quantità di moto è pertanto uguale alla forza applicata, in generale variabile nel tempo.

Integrando la forza rispetto al tempo della quantità di moto, nell'intervallo compreso tra due istanti t_1 e t_2 , si ottiene quello che viene definito *impulso* I della forza stessa:

$$I = \int_{t_1}^t \underline{F} dt = \int_{t_1}^t d\underline{Q} = \underline{Q}(t_2) - \underline{Q}(t_1)$$

Equazione 17

L'impulso di una forza agente su un punto materiale, in un intervallo di tempo, è uguale alla variazione della sua quantità di moto. Per esempio se una forza impulsiva viene applicata mediante una massa battente a un corpo di massa m , esercitando su di esso un impulso I , si ha:

$$I = Q_2 - Q_1 = m (v_2 - v_1)$$

Equazione 18

Se il corpo era inizialmente fermo ($v_1 = 0$), l'espressione si riduce a:

$$I = mv$$

Equazione 19

Essendo v la velocità acquistata dal corpo inseguito all'applicazione della forza impulsiva. Tale velocità per tanto vale:

$$v = \frac{I}{m}$$

Equazione 20

Oscillazioni libere non smorzate

Per lo studio del problema delle oscillazioni di sistemi strutturali a un grado di libertà, si considera dapprima un oscillatore semplice costituito da una massa m vincolata ad una parete fissa per mezzo di una molla elastica lineare di rigidezza k (Figura 11 a).

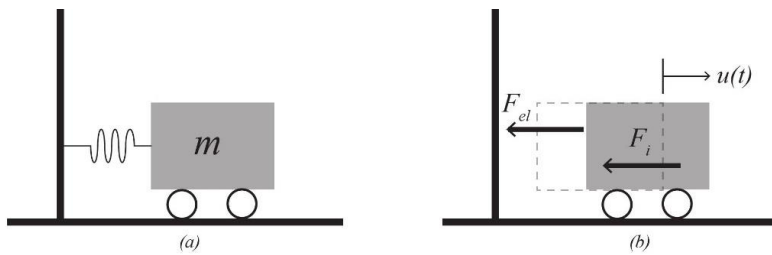


Figura 11 Rappresentazione schematica dell'oscillatore semplice non smorzato ad un grado di libertà

Si indica con u lo spostamento, funzione del tempo t . In una generica conformazione individuata dallo spostamento u , la massa è soggetta a due forze:

- Una forza esercitata dalla molla, di intensità proporzionale allo spostamento e con verso opposto; tale forza è di origine elastica e la sua intensità è proporzionale alla rigidezza k della molla:

$$F_{el} = -ku$$

Equazione 21

- Una forza di inerzia, di intensità proporzionale all'accelerazione della massa e con verso opposto; tale forza è proporzionale alla massa m :

$$F_i = -m\ddot{u}$$

Equazione 22

Avendo indicato con \ddot{u} la derivata seconda dello spostamento rispetto al tempo $\frac{d^2u}{dt^2}$, cioè l'accelerazione. Si può scrivere l'equazione di equilibrio dinamico della massa in movimento:

$$F_i + F_{el} = 0 \rightarrow m\ddot{u} + ku = 0$$

Equazione 23

Che rappresenta l'equazione differenziale del moto. Ponendo $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ (Equazione 24) l'Equazione 23 può essere scritta come segue:

$$\ddot{u} + \omega^2 u = 0$$

Equazione 25

Ricordando i metodi risolutivi per le equazioni differenziali, la soluzione dell'Equazione 25 può essere scritta in termini di funzioni sinusoidali:

$$u(t) = C_1 \sin \omega t + C_2 \cos \omega t$$

Equazione 26

La funzione u può essere espressa anche nella forma alternativa:

$$u(t) = C \cos (\omega t - \varphi)$$

Equazione 27

Avendo definito C come nuova costante d'integrazione derivata dalle due precedenti:

$$C = \sqrt{C_1^2 + C_2^2} \text{ (Equazione 28) ed essendo } \operatorname{tg} \varphi = \frac{C_1}{C_2} \text{ (Equazione 29)}$$

Nell'Equazione 27, C rappresenta l'ampiezza massima dell'oscillazione e φ l'angolo di fase. Le due costanti di integrazione C_1 e C_2 per l'Equazione 26 o C e φ per l'Equazione 27, possono essere determinate conoscendo le condizioni iniziali del moto in termini di spostamento impresso e di velocità impressa:

$$u_{(t=0)} = u_0 \quad \text{e} \quad \dot{u}_{(t=0)} = \dot{u}_0$$

Equazione 30

Introducendo queste condizioni l'Equazione 26 diventa:

$$u_t = u_0 \cos \omega t + \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin \omega t$$

Equazione 31

In Figura 12 è rappresentata la funzione $u(t)$ che indica graficamente il moto dell'oscillatore semplice non smorzato ad un grado di libertà.

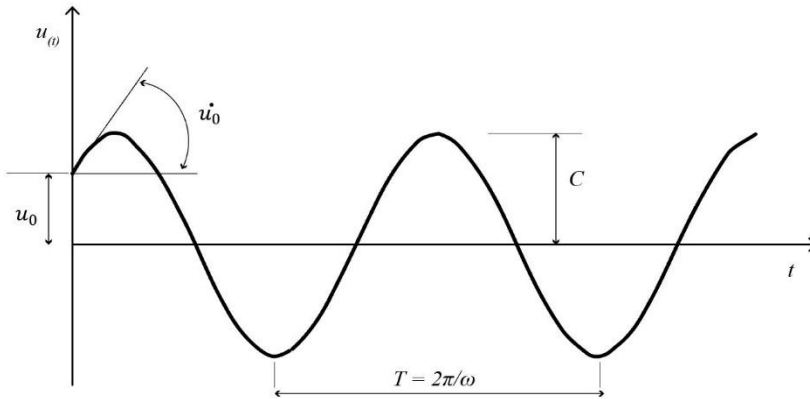


Figura 12 Rappresentazione grafica del moto dell'oscillatore semplice ad un grado di libertà

Le grandezze fondamentali che descrivono il moto di uno oscillatore libero non smorzato sono tre: periodo, frequenza e pulsazione.

Data una funzione periodica, si dice periodo il tempo necessario al sistema per riprendere la medesima configurazione assunta al tempo t . Rappresenta quindi la durata di un ciclo completo di oscillazione. Viene normalmente espresso in secondi.

La frequenza è il numero delle oscillazioni compiute dalla massa nell'unità di tempo. L'unità di misura della frequenza è l'hertz (Hz). Essa rappresenta il numero di cicli compiuti in un secondo (Hz = cicli/s). Frequenze elevate si esprimono in kilohertz (kHz), megahertz (MHz) o gigahertz (GHz). Per come è definita, la frequenza è uguale al reciproco del periodo:

$$f = \frac{1}{T}$$

Equazione 32

La pulsazione, indicata solitamente con la lettera ω , è una grandezza che misura la velocità con cui viene effettuata un'oscillazione completa nel moto armonico, e che viene definita a partire dalla velocità angolare. La pulsazione si misura in radianti al secondo (rad/s).

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

Equazione 33

Oscillazioni libere smorzate

L'oscillatore non smorzato rappresenta un caso ideale. Nella realtà ogni sistema in movimento è soggetto a forze che si oppongono al moto e dovute a diverse cause, quali il fatto che il corpo si muove in un mezzo fluido, che i vincoli rappresentano attrito ed altro ancora. Per avere un modello semplice ma sufficientemente rappresentativo di gran parte delle situazioni reali, tali forze possono essere rappresentate globalmente da un'unica forza, quella di smorzamento viscoso, proporzionale alla velocità della massa. L'oscillatore smorzato ad un grado di libertà può essere schematizzato come nella Figura 13.

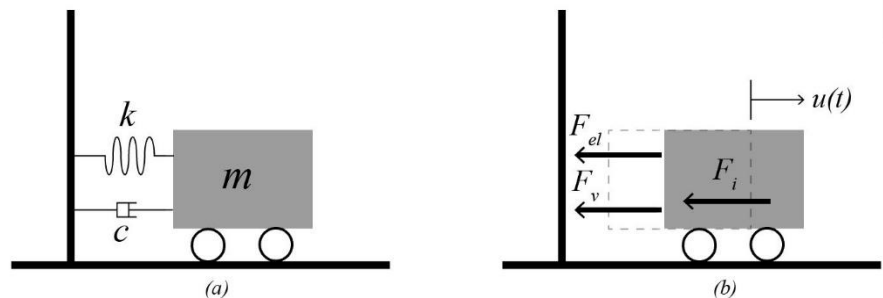


Figura 13 Oscillatore smorzato ad un grado di libertà

Rispetto alle oscillazioni libere non smorzate, compare in aggiunta alla molla uno smorzatore viscoso caratterizzato dal coefficiente di smorzamento c . Esso esercita una forza con direzione opposta a quella del moto che vale:

$$F_v = -c\dot{u}$$

Equazione 34

L'equazione di equilibrio dinamico diventa:

$$F_i + F_v + F_{el} = 0 \quad \rightarrow \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

Dividendo per m e ponendo $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ e ponendo anche

$$v = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$$

Equazione 35

Si può verificare che risulta $\frac{c}{m} = 2v\omega$. Il coefficiente v prende il nome di coefficiente di smorzamento e dipende, oltre che dalle caratteristiche dello smorzatore viscoso, anche dalle altre proprietà del sistema, massa e rigidità. L'equazione del moto diventa:

$$\ddot{u} + 2v\omega\dot{u} + \omega^2 u = 0$$

Equazione 36

Generalmente risulta $v < 1$. In questo caso la soluzione dell'equazione del moto è:

$$u(t) = e^{-v\omega t} (C_1 \sin\omega_d t + C_2 \cos\omega_d t)$$

Equazione 37

dove ω_d rappresenta la pulsazione dell'oscillatore smorzato, legata a quella del corrispondente oscillatore non smorzato dalla relazione:

$$\omega_d = \omega\sqrt{1 - v^2}$$

Equazione 38

La funzione u per il caso considerato è rappresentata nella Figura 14 in cui sono evidenziate le condizioni iniziali del moto $u_{(t=0)} = u_0$ e $\dot{u}_{(t=0)} = \dot{u}_0$

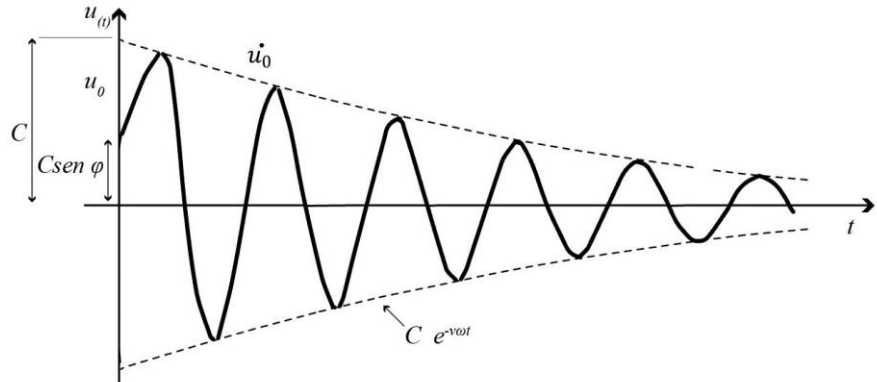


Figura 14 Oscillazioni libere con smorzamento

Oscillazioni forzate

Si è considerato fino ad ora il caso delle oscillazioni libere la cui natura dipende esclusivamente dalle condizioni iniziali del moto e dalle caratteristiche del sistema, massa, rigidità e, se presente, coefficiente di smorzamento. Molte volte invece le oscillazioni sono causate da una forzante, cioè da un'azione che agisce sul sistema con intensità variabile nel tempo. La forzante può essere costituita da una forza oppure da uno spostamento impresso.

La forzante può variare con legge ciclica con ampiezza costante (il caso più comune è quello della forzante armonica, regolata da una funzione sinusoidale) oppure in maniera causale, come per le azioni di origine sismica e del vento. Nel caso della forzante armonica il moto risultante deriva dalla sovrapposizione di due armoniche diverse:

- Una con pulsazione Ω pari a quella della forzante
- Una con pulsazione pari a quella naturale del sistema (ω_d)

Questa ultima si smorza e a regime rimane solo la prima. Un caso particolare è noto come fenomeno di risonanza e si verifica quando la pulsazione Ω della forzante è pari a quella naturale (ω o ω_d) dell'oscillatore. In questo caso la risposta del sistema è una oscillazione sinusoidale con periodo costante e ampiezza continuamente crescente nel tempo (Figura 15 a).

Un altro caso è il fenomeno battimenti che si verifica quando la pulsazione Ω della forzante è poco diversa da quella (ω o ω_d) dell'oscillatore. In questo caso la risposta del sistema è una oscillazione sinusoidale con periodo costante e ampiezza variabile nel tempo (Figura 15 b).

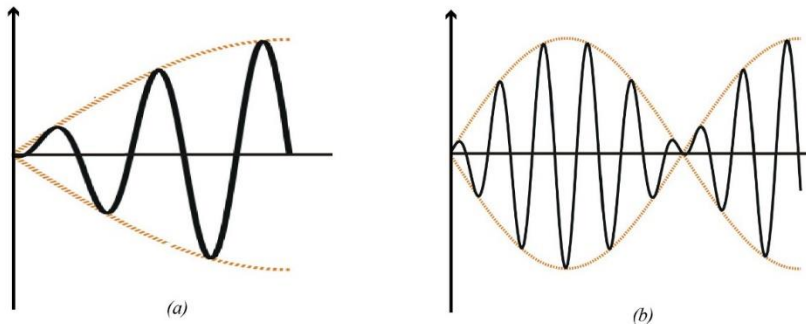


Figura 15 Risonanza (a) e Battimenti (b)

Se su un sistema agisce una forza di grande intensità applicata per un tempo molto breve, si parla di eccitazione impulsiva. Se l'impulso I agisce su un corpo in quiete di massa m , produce una improvvisa variazione della velocità senza un apprezzabile cambiamento di posizione. Se l'impulso agisce su un oscillatore semplice smorzato, inizialmente fermo, le vibrazioni che ne derivano costituiscono la risposta del sistema all'impulso.

Bibliografia

- Pascale, G. (2008). *Diagnostica a ultrasuoni per l'edilizia*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.
- Chopra, A. K. 2015. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Englewood Cliffs, NJ: Financial Times Prentice Hall.
- N.M.M. Maia and J. M.M Silva, *Theoretical and Experimental Modal Analysis, Mechanical Engineering Research Studies. Engineering Control Series*, 1997.
- Peter Avitabile, *Experimental Modal Analysis - A Simple Non-Mathematical Presentation, University of Massachusetts, Lowell, Massachusetts*.
- Dionisio Bernal, *Time Domain System Identification - Smart Structures, Trento, 2012*.
- J. N. Juang, R. S. Pappa, *An Eigensystem Realization Algorithm (ERA) For Modal Parameter Identification And Model Reduction, Nasa Langley Research Center, Hammn, Va 23665*.
- Rosario Ceravolo, Politecnico di Torino, Course On: «Identification And Control Of Dynamical Systems» «Fundamentals Of System Identification And Applications», Dep. Structural, Geotechnical And Building Engineering, Università Degli Studi Di Trento, July 2-6, 2012.
- Lennart Ljung, *System Identification: Theory For The User, Prentice Hall Ptr, Upper Saddle River, Thomas Kailath, Editor, New Jersey 07458, 1987*.
- B. Peeters, G. De Roeck, *One Year Monitoring Of The Z24-Bridge: Environmental Influences Versus Damage Events, In Proceedings Of Imac 18, The International Modal Analysis Conference, Pp. 1570-576, San Antonio, Texas, Usa, February 2000*.
- José Louis Ferreira Da Silva Ramos, *Damage Identification On Mansory Structures Based On Vibration Signatures, 2007*.
- F. Magalhaes, N. A. Cunha, E. Caetano, *Vibration Based Structural Health Monitoring Of An Arch Bridge: From Automated OMA To Damage Detection, Faculty Of Engineering, University Of Porto (Feup), Ruadr. Roberto Frias 4200-465 Porto, Portugal*.
- E. Peter Carden & James M. W. Brownjohn, *Fuzzy Clustering of Stability Diagrams for Vibration- Based Structural Health Monitoring, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sir Frederick Mappin Building, Sheffield S1 3JD, UK*.
- Ilker Tanyer, *Parameter Estimation For Linear Dynamical Systems With Applications To Experimental Modal Analysis, Thesis Submitted to the Graduate School of Engineering and Sciences of Izmir Institute of Technology, August 2008*.

Loris Vincenzi Identificazione Dinamica delle Caratteristiche Modali e delle Proprietà Meccaniche di Strutture mediante Algoritmi di Ottimizzazione, Dottorato di ricerca in meccanica delle strutture, Università degli Studi di Bologna, Marzo 2007.

Ah Lum Hong, Raimondo Betti, Weighting Matrices and Model Order Determination in Stochastic System Identification for Civil Infrastructure, Systems Submitted in partial fulfillment of the Requirements for the degree of Doctor of Philosophy in the Graduate School of Arts and Sciences, Columbia University, 2010.

4. INDAGINI SONICHE

La tecnica di indagine sonica si basa sul principio secondo cui esistono alcune relazioni che legano la velocità di propagazione delle onde elastiche in un mezzo con le proprietà elastiche del mezzo stesso e con alcune caratteristiche meccaniche e fisiche proprie del materiale stesso.

Questa tecnica si basa sulla generazione di onde elastiche nel range delle frequenze sonore (20 Hz – 20 kHz) grazie alla generazione di un impulso meccanico sulla struttura. Conoscendo la distanza tra il punto di trasmissione e quello di ricezione e l'intervallo di tempo intercorso tra la partenza e l'arrivo del segnale, è possibile risalire alla velocità con cui si è diffusa l'onda e di conseguenza, ricostruire l'ipotetica distribuzione della densità interna della muratura. Questa relazione è indipendente dalla frequenza della vibrazione.

4.1 Finalità e sviluppo del metodo sonico

In accordo con J.Shull e B.R. Tittman, l'onda può essere definita come una perturbazione che si propaga senza il trasporto di materiale. Quando le onde si propagano nei solidi, il materiale non è soggetto a nessun spostamento ma la propagazione dell'energia avviene dal punto generatore dell'impulso.

Le onde soniche che attraversano il mezzo sono caratterizzate dalle stesse componenti che contraddistinguono le onde sismiche che si propagano nel terreno:

- Una componente longitudinale P, formata per compressione e successiva dilatazione nella direzione della trasmissione dell'onda, nota come onda di compressione. Questa onda produce dilatazioni lineari senza provocare scorrimenti angolari.

- Una componente trasversale S di direzione ortogonale alla componente P, caratterizzata da velocità di propagazione minore. In questo caso, durante il loro passaggio, le particelle oscillano lungo la direzione ortogonale alla direzione della propagazione delle onde. La deformazione del materiale produce solo spostamenti angolari.
- Una componente superficiale R, caratterizzata da grande ampiezza e da velocità poco superiori alle onde longitudinali, il cui sviluppo è fortemente influenzato dallo stato di fessurazione.

Esistono differenti tipologie di onde superficiali che si propagano solo sulla superficie esterna del solido. Le onde Reyleigh, per esempio sono generate dalla riflessione delle onde S sulla superficie del materiale causando movimenti delle particelle lungo orbite ellittiche, perpendicolari alla superficie esterna del solido.

In linea generale, la velocità di propagazione del segnale nel caso di attraversamento di corpi elastici, omogenei ed isotropi è proporzionale al modulo elastico dinamico, al coefficiente di Poisson e alla densità del mezzo. Conoscendo i valori di velocità delle onde longitudinali e trasversali si possono quindi calcolare le costanti elastiche del mezzo. La propagazione delle onde elastiche è caratterizzata dalle seguenti relazioni (Monteforte 1998):

$$V = \sqrt{\frac{K E_D}{\rho}}$$

Equazione 39

Dove:

ρ = densità del materiale

E_d = modulo elastico dinamico

E K è:

$$K = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Equazione 40

Con ν = Coefficiente dinamico di Poisson

In accordo con ASTM C 597-02, la velocità V delle onde longitudinale è correlata con le proprietà elastiche del materiale ed alla sua densità, come indicato dalla Equazione 42:

$$V = \sqrt{\frac{E_d (1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)}}$$

Equazione 41

Dove:

ρ = densità del materiale

E_d = modulo elastico dinamico

ν = Dinamic poisson Coefficient

Attraverso l' Equazione 41 e conoscendo la velocità delle onde longitudinali (V_1) e delle onde trasversali (V_t), il modulo elastico dinamico può essere calcolato come riportato nell'Equazione 42:

$$E_d = V_1^2 \rho \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

Equazione 42

Dove:

$$\nu = \frac{\left(\frac{r^2}{2} - 1\right)}{r^2 - 1}$$

Equazione 43

Con:

$$r = \frac{V_1}{V_t}$$

Equazione 44

I test sperimentali dimostrano che la differenza tra il modulo di Young (E) ed il modulo elastico dinamico (E_d) aumenta in relazione all'inomogeneità del materiale studiato.

Nei materiali con un comportamento elastico lineare, come l'acciaio, la corrispondenza tra E ed E_d è buona. Considerando i risultati condotti sul calcestruzzo armato E_d è maggiore di E in percentuali comprese tra 5% e 15% (Bungey 1982).

Nel caso della muratura, sia per intrinseca eterogeneità e anisotropia, sia per il grande numero di tipologie esistenti, la velocità dell'onda sonora non può essere direttamente correlata alle proprietà del mezzo (resistenza e stato tensionale). Tuttavia alcuni lavori hanno dimostrato che, per una data tipologia muraria, si può individuare una relazione abbastanza marcata tra i valori di velocità delle onde sonore e il modulo di elasticità della muratura (Modena 1997).

Inoltre è stato ampiamente dimostrato che le prove sonore possono essere correttamente utilizzate per condurre analisi locali e per ottenere informazioni qualitative sulla consistenza della struttura muraria.

Il limite maggiore della prova è legato alle caratteristiche costruttive e strutturali della muratura storica (dimensione variabile degli elementi, porosità, presenza di fessure e di superfici di interfaccia tra materiali differenti) e al conseguente effetto di attenuazione che questi materiali provocano sull'onda (Abbaneo et al. 1996, Epperson et al. 1989, Berra et al. 1992, McCann et al. 2001).

Le attenuazioni possibili possono essere suddivise in due categorie:

- Attenuazione geometrica: le onde che si propagano all'interno di un solido si attenuano allontanandosi dalla sorgente. Questo avviene per effetto della divergenza del fascio d'irradiazione: allontanandosi dall'origine, l'energia immessa si distribuisce su superfici di estensione crescente. L'intensità è quindi inversamente proporzionale al quadrato della distanza.
- Attenuazione strutturale: questa avviene per effetto della dispersione di energia sotto forma di calore (per effetto delle deformazioni anelastiche) e a causa della diffusione dovuta alle riflessioni subite dalle onde di pressione quando incontrano discontinuità della materia. L'attenuazione è quindi dovuta all'effetto di smorzamento generato dalle discontinuità e dai difetti presenti nel materiale.

Per ovviare ai problemi legati ai fenomeni di attenuazione, si predilige operare con lunghezze d'onda maggiori della dimensione massima delle particelle costituenti il materiale. Per ottenere lunghezze d'onda elevate è necessario impiegare basse frequenze (poche decine di kilohertz). Per esempio sapendo che il diametro dell'aggregato del calcestruzzo è inferiore ai 5 cm, per eseguire la prova su questo materiale è necessario avere una lunghezza d'onda pari a 5 cm. Sapendo che la velocità delle onde P di un calcestruzzo di media qualità è pari a 400 m/s la frequenza risulta determinata dalla relazione:

$$f = \frac{V_p}{\lambda} = 80 \text{ kHz}$$

Equazione 45

La velocità sonora è elevata nei mezzi omogenei e solidi, mentre subisce una forte attenuazione nell'aria. La muratura può presentare della cavità o dei vuoti legati al proprio livello di danneggiamento. I vuoti presenti nello spessore murario producono quindi una serie di rifrazioni multiple del segnale, con conseguente allungamento del percorso (ossia diminuzione della velocità) e scostamento dall'ipotesi di propagazione diretta tra sorgente e ricevitore.

La tecnica ampiamente utilizzata assume un carattere qualitativo per quanto riguarda le caratteristiche elastiche del materiale e carattere quantitativo nei rapporti tra variazione di tali caratteristiche da punto a punto (Monforte 1998).

Poiché la velocità delle onde elastiche dipende dalla consistenza del mezzo attraversato, le prove soniche risultano particolarmente indicate per la valutazione dell'efficacia di tutti i tipi di consolidamento che modificano appunto la consistenza muraria, come nel caso delle iniezioni consolidanti. Inoltre la realizzazione di tomografie soniche in diverse porzioni di edificio, consente di valutare le proprietà delle sezioni trasversali degli elementi in muratura testati.

4.2 Stato dell'arte delle prove soniche

Le prime applicazioni di indagine sonora condotta sulle murature risalgono alla seconda metà degli anni '60 (Aerojet 1967).

I diversi studi che si sono susseguiti negli anni sono stati improntati sull'individuazione di intervalli arbitrari di velocità che possano essere messi in relazione con le diverse condizioni di conservazione della muratura e che permettano un rapido riconoscimento di un possibile danno. Le esperienze di diversi gruppi di ricerca hanno consentito di definire alcune correlazioni sperimentali tra velocità medie delle onde soniche e le condizioni della muratura, in modo tale da ricavare le velocità medie di alcuni tra i materiali da costruzione.

Due studi in particolare hanno fornito risultati attendibili e tuttora indicativi dei parametri sopraindicati:

- In Inghilterra le ricerche di Forde M.C., Komeyli – Birjandi F. e Bartchelor A.J. (Forde et al. 1985);
- In Italia il lavoro sviluppato da Berra M., Binda L., Anti L., Faticcioni A. (Berra et al. 1992)

Tabella 7. Classificazione di diverse tipologie di muratura in relazione alle velocità soniche ricavate

Velocità (m/s)	Qualità muraria
<1000	Muratura di scarsa qualità o fortemente danneggiata con presenza di vuoti
1000-2000	Muratura di qualità media (rappresenta la maggior parte delle murature storiche)
> 2000	Muratura accuratamente costruita e conservata, dotata di buona resistenza a compressione

Anche altri studi hanno posto l'attenzione sullo sviluppo della tecnica di indagine sonora. Negli Stati Uniti, Atkinson – Noland e associati hanno svolto una ricerca sui metodi per l'indagine non distruttiva delle strutture in muratura con l'obiettivo di ottenere correlazioni tra diverse grandezze. Le relazioni tra le velocità dei test sonici ed i parametri di resistenza delle murature da loro ottenute, studiando muretti a due teste costruiti in laboratorio, non sono però risultate soddisfacenti.

Uno studio simile è stato presentato da due ricercatori dell'Università dell'Illinois, Abrams D.P. e Epperson G.S. (Epperson et al. 1989). Questi ricercatori hanno dimostrato che la velocità delle onde sonore è maggiore per percorsi orizzontali che per percorsi verticali, imputando questo fatto al minor numero di giunti di malta che l'onda incontra sui percorsi sui percorsi orizzontali. Hanno anche constatato che le velocità sono influenzate dal valore di tensione di compressione verticale ma non sono riusciti ad ottenere una correlazione tra le quantità. Infine hanno ulteriormente confermato la buona capacità del metodo nel determinare presenza di difetti nelle murature.

4.3 Configurazione ed attrezzatura per l'esecuzione di un test sonico

Il segnale del test sonico è generato dall'urto provocato con un martello strumentato o da un impulso elettrodinamico (transmitter) ed è ricevuto da una serie di accelerometri (receiver), che possono essere posizionati in diversi punti della struttura. Il segnale in accelerazione viene trasmesso ad una unità di controllo e memorizzato su un computer connesso all'attrezzatura.

Il processamento dei dati consiste nella misura del tempo di volo (T) tra la sonda trasmittente e la sonda ricevitore e calcolando la velocità (V) di attraversamento dividendo la distanza (d) tra gli strumenti con il tempo di volo (T).

$$V = \frac{d}{T}$$

Equazione 46

Il tempo di volo generato dall'impulso è correlato alla densità del mezzo che attraversa ed in cui è propagata.

Le principali configurazioni del test sono basate sulla posizione dei sensori emittente e ricevitore, e sono note come:

- Test diretto o in trasparenza: in questo caso i sensori sono posizionati su due superfici opposte della muratura indagata. L'onda sonora generata coinvolgerà l'intero spessore della muratura.
- Test sonici semidiretti: il martello e gli accelerometri sono posizionati su due superfici perpendicolari dello stesso angolo
- Test sonici indiretti: in questo caso l'accelerometro ed il martello sono posizionati sulla stessa superficie secondo linee orizzontali o verticali.

Generalmente per l'esecuzione di questi test vengono individuati sulla muratura una serie di punti (disposti in modo ordinato in una griglia), avendo l'attenzione di posizionare punti su superfici diverse alla stessa altezza dal pavimento.

All'interno della testa del martello è presente un sensore di forza al quarzo con amplificatore microelettronico integrato che trasforma la forza dell'impatto in un segnale elettrico che viene inviato agli strumenti di analisi ed elaborazione.

Gli accelerometri utilizzati nelle prove soniche sono dei particolari trasduttori contenenti al proprio interno un materiale piezoelettrico. Si definisce piezoelettricità una polarizzazione elettrica prodotta da sforzi meccanici in determinati classi di cristalli, che è proporzionale allo sforzo stesso e che ha un segno direttamente o indirettamente proporzionale ad esso. In un cristallo questa carica si manifesta quando un'azione meccanica provoca la comparsa di un dipolo elettrico in ciascuna molecola, spostando il centro delle cariche positive e negative.

La rottura dell'equilibrio elettrostatico produce la polarizzazione. Il cristallo deformato si comporta quindi come un condensatore a cui è applicata una differenza potenziale. Nel caso in cui il materiale piezoelettrico non abbia una naturale struttura asimmetrica l'effetto piezoelettrico deve essere artificialmente realizzato per mezzo di un intenso campo elettrico esterno, il cui valore fortemente influenza la sensibilità dello strumento stesso ma non si ripercuote in maniera significativa sui risultati.

In un accelerometro piezoelettrico quindi, una massa è collegata ad un cristallo piezoelettrico che a sua volta è connesso alla struttura del trasduttore. Quando il corpo dell'accelerometro è soggetto a vibrazione, la massa si oppone per inerzia e comprime il cristallo generando cariche. Questa forza di compressione, che per la legge di Newton ($F=ma$), risulta proporzionale all'accelerazione a cui è soggetto il corpo.

Importante caratteristica dell'accelerometro è la sensibilità, definita come l'uscita elettrica per unità di accelerazione applicata. Questa può essere espressa sia come sensibilità di carica che come sensibilità di voltaggio: la prima viene misurata in Coulomb generati per g di accelerazione applicata (dove g è l'accelerazione di gravità), mentre la seconda viene espressa in Volt per g. La sensibilità dei trasduttori utilizzati per le prove soniche varia generalmente tra 100 e 1000 mV/g.

Bibliografia

- Monteforte N. (1998), "Applicazione della tomografia sonica nei problemi di diagnosi strutturale", Tesi di laurea, Rel. Claudio Modena, Università degli Studi di Padova, 1997-1998.
- Modena C. (1997), "Criteria for cautious repair of historic buildings, evaluation and strengthening of existing masonry structures", L. Binda & C. Modena Ed., RILEM, pp 25-42.
- Abbaneo S., Berra M., Binda L. (1996), "Pulse velocity test to qualify existing masonry walls: usefulness of waveform analyses". Proc. 3rd Conference: Nondestructive evaluation of civil structures and materials; Boulder, Colorado, September 1996; pp. 81-95.
- Epperson G.S., Abrams D.P. (1989), "Non destructive evaluation of masonry buildings", Advanced Construction Technology Center, Doc. N. 89-26-03, Urbana Illinois, October 1989.
- Berra M., Binda L., Anti L., Faticcioni A. (1992), "Utilisation of sonic tests to evaluate damaged and repaired masonries". Proceedings of the Conference on Nondestructive Evaluation of Civil Structures and Materials, Boulder, CO, 1992, pp. 329-38.
- McCann M., Forde M. C. (2001), "Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures". NDT & E International, Volume 34, Issue 2, March 2001, pp. 71-84.
- Aerojet General Corporation (1967), "Investigation on sonic testing of masonry walls". Final Report to the Dept. of General Services of Architecture and Construction, State of California, 1967.
- Forde M.C., Birjandi K.F. & Batchelor A.J. (1985), "Fault detection in stone masonry bridges by non-destructive testing", Proc. 2nd International Conference Structural Faults & Repair, Engineering Technics Press, Edinburgh, pp. 373-379.7
- Binda L., Mirabella Roberti G., Abbaneo S. (1994), "The diagnosis research project, Earthquake Spectra", Vol. 10, n.1, 1994, pp. 151-170. (Ref. 120)
- Binda L., Modena C., Baronio G., Anzani A. (1998), "Tecniche di indagine e di consolidamento per le murature in pietra in Ambiente Costruito", aprile-giugno 1998
- Binda L., Saisi A., Tiraboschi C. (2001a), "Application of sonic tests to the diagnosis of damaged and repaired structures", Proceedings of the 8th International Conference and Exhibition, Structural Faults & Repair, (NDT&E International, vol. 34, Issue 2, March 2001, pp. 123-138.
- Binda L., Saisi A. (2001c), "Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale", Le mura di Lucca: dal restauro alla manutenzione programmata, Atti del Convegno, Lucca, 17-19 maggio 2001 a cura di Maria Adriana Giusti, Alinea Editrice 2005.

- Binda L., Saisi A. (2001d), "Non destructive testing applied to historic buildings: The case of some Sicilian Churches", *Historical Constructions*, PB Lourenço & P. Proca (Eds), University of Minho, Guimarães, pp. 29-46
- Binda L., Saisi A., Zanzi L. (2003), "Sonic tomography and flat-jack tests as complementary investigation procedures for the stone pillars of the temple of S. Nicolò l'Arena (Italy)", *NDT&E International*, vol. 36 (2003) pp. 215-227.
- Shull, J. T. (2002). *Ultrasonnd*. In *Nondestructive Evaluation*. New York: Dekker, .
- Pascale, G. (2008). *Diagnostica a ultrasuoni per l'edilizia*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.
- Bunney, J. (1982). *The testing of concrete in structures*. London: Surrey University Press.
- Binda, L. Cantini, G. Cardani, A. Saisi, C. Tiraboschi (2007). *Use of Flat-Jack and Sonic Tests for the Qualification of Historic Masonry*. 10th Tenth North American Masonry Conference (10NAMC), (p. 791-803). St. Louis.
- Miranda, L. Guedes J. (2010). *Propagation of Elastic Waves on Stone Masonry Walls*. 8th International Masonry Conference 2010. Dresden: I.M. Society.
- Recommendations and standards*
- RILEM recommendation, *Les essais sur béton par la methode de l'auscultation dynamique*, 1973; (RILEM, 1973)
- UNI 9524:1989, *Calcestruzzo indurito – Rilievi microsismici mediante impulsi d'onde vibrazionali ad alta frequenza, in campioni o strutture di calcestruzzo semplice, armato e precompresso*, settembre 1989; (UNI9524:1989, 1989)
- RILEM Recommendation TC 127-MS, MS.D.1 - *Measurement of mechanical pulse velocity for masonry*, in *Materials and Structures*, n. 30, 1997, pp. 463-466. (RILEM-TC 127-MS, 1997)
- ASTM C 597-02, *Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*, 2002; (ASTMC597- 02, 2002)
- EN 14579:2005, *Metodi di prova per pietre naturali: determinazione della velocità di propagazione del suono*; (EN-14579:2005, 2005)
- EN 12504:2005, *Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Parte 4: determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici*, gennaio 2005; (EN-12504:2005, 2005)
- EN 13791:2007, *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components* (EN-13791:2007, 2007).

5. INDAGINI A STAZIONE SISMICA PASSIVA

Le indagini a stazione sismica passive nascono per applicazioni in campo geofisico ma attualmente trovano impiego anche nell'ingegneria civile. Queste tecniche si basano sulla registrazione passiva del rumore sismico ambientale, quale insieme delle piccole vibrazioni sismiche presenti ovunque sulla superficie terrestre, generate da sorgenti naturali ed antropiche. Questi rumori ambientali sono movimenti del terreno caratterizzati da ampiezze non percepibili dall'uomo (10^{-4} - 10^{-2}) (Okada 2003), e sono noti anche come vibrazioni ambientali o microtremore. Esse sono l'effetto di una molteplicità di sorgenti agenti a diverse frequenze: onde marine e perturbazioni atmosferiche, ad esempio, contribuiscono al campo d'onda prevalentemente a frequenze inferiori ai 0.5 Hz; vento, traffico veicolare ed attività industriali contribuiscono prevalentemente a frequenze superiori ai 0.5 Hz (Albarello e Castellaro 2011).

Le tecniche di sismica passiva si basano sull'analisi del campo delle vibrazioni ambientali e sono finalizzate alla determinazione delle caratteristiche del sottosuolo al di sotto del punto di osservazione.

Il rumore sismico ambientale è una sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, da cui la possibilità di estrarre da esso, mediante opportune tecniche di analisi, informazioni interessanti sui sistemi risonanti studiati.

Il rumore sismico può essere usato per lo studio della stratigrafia del terreno, sulla base dell'analisi degli spettri di potenza dei segnali e dei rapporti spettrali (Kanai e Tanaka 1954, , Yamanaka et al., 1993).

Il metodo presuppone che, calcolando il rapporto spettrale H/V (rapporto tra le componenti spettrali orizzontali sulle verticali), da registrazioni di microtremori indotti sia da sorgenti naturali che antropiche, si possano determinare le frequenze alle quali il moto del terreno viene amplificato per risonanza dovuta ad effetti tomografici e/o stratigrafici, durante un sisma (Dal Moro 2012).

5.1 Stato dell'arte e sviluppo del metodo

Storicamente le prime osservazioni scientifiche sull'esistenza di una qualche sorta di relazione tra vibrazioni di origine naturale e condizioni ambientali possono essere fatte risalire alla prima metà del ventesimo secolo con autori quali Banerji (Banerji 1924, 1925), che evidenziarono una certa dipendenza dei microsismi dalle condizioni meteorologiche ed oceaniche locali; tuttavia non venne dato grande risalto a questo genere di studi almeno sino agli anni cinquanta, periodo in cui si assistette al fiorire di una copiosa letteratura sull'argomento, dapprima principalmente grazie al lavoro pionieristico di diversi autori giapponesi (Kanai 1954, Aki 1957, Akamatsu 1961, Nagoshi ed Igarashi 1970-1971), diffondendo solo successivamente l'interesse verso il mondo occidentale.

Il trentennio che seguì si rivelò infatti fecondo per gli sviluppi che ne derivarono: furono gettate le basi teoriche per la comprensione dell'origine e della natura del rumore ambientale, la cui interpretazione però è ancora oggi soggetta a controverse dispute, e vennero introdotte le principali metodologie di acquisizione ed analisi dei dati. La causa di questa rinnovata attenzione è da ricercarsi nella raffinazione delle tecniche di indagine in ambito sismologico: lo sviluppo di sismometri a via via più elevata dinamica e sensibilità, l'introduzione dell'elettronica, dapprima analogica e poi digitale, davano ora la possibilità di un miglior controllo sui dati acquisiti. Ne traevano vantaggio quindi tutte quelle metodologie sostanzialmente di natura empirica, tra le quali appunto si collocava la neo nascente analisi di microtremore.

In questo periodo vennero messe a punto una serie di tecniche, ancor oggi largamente utilizzate, che permettevano di estrarre dal rumore di fondo delle registrazioni alcune informazioni utili alle definizioni delle caratteristiche geofisiche del sottosuolo e alla caratterizzazione degli effetti di sito in termini di amplificazione (metodi dei rapporti spettrali su sito di riferimento ed H/V).

Un grande impulso è stato dato recentemente dal progetto europeo SESAME (Site Effects Assessment Using Ambient Excitations, 2004), promosso con l'intento di validare l'efficacia delle tecniche facenti uso dei rapporti spettrali H/V su microtremori.

Tale obiettivo è stato conseguito da un lato proponendo un set di raccomandazioni e specifiche sull'implementazione pratica della tecnica (standardizzazione delle procedure di terreno e delle metodologie di elaborazione dei risultati) attraverso la pubblicazione di linee guida, dall'altro cercando di fare luce sulle caratteristiche della natura fisica del rumore ambientale, riassumendo in modo critico la copiosa letteratura disponibile e fornendo di conseguenza un quadro quanto più completo dell'attuale stato dell'arte.

In ambito ingegneristico si sta attualmente aprendo una nuova frontiera di ricerca consistente nell'utilizzo di microtremori come forzante naturale per la valutazione delle caratteristiche dinamiche delle strutture. Questa metodologia offre, come avremo modo di approfondire in seguito, una serie di evidenti vantaggi in termini di costi, di invasività delle procedure e velocità di esecuzione.

5.2 Il metodo dei rapporti spettrali H/V

La prova, comunemente nota con il termine H/V fu applicata per la prima volta da Nogoshi e Igarashi (1970) e fu resa popolare da Nakamura (1989). Il metodo H/V è basato sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V (Nakamura, 1989). Si tratta di una valutazione sperimentale dei rapporti di ampiezza spettrale tra componenti orizzontali (H) e la componente verticale (V) delle vibrazioni ambientali. Per questo motivo la prova prende la denominazione di prova HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o prova di HVNSR (Horizontal to vertical Spectral Noise Ratio).

Il significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock, cioè lo strato duro e profondo, ed uno strato superficiale più soffice. Si immagina che l'onda di superficie che viaggia nello strato superficiale sia riflessa all'interfaccia tra gli strati e interferisca costruttivamente con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo ampiezze massime per l'effetto di risonanza. Ciò accade quando la lunghezza dell'onda incidente λ_m è tale che $\lambda_m = 4H / (2m - 1)$, con $m=1,2,\dots$, dove il fattore $4/(2m-1)$ deriva dal fatto che, all'interfaccia tra un mezzo soffice ed uno duro, avviene inversione di fase. Le corrispondenti frequenze di risonanza sono pertanto date da:

$$f_{m=\frac{V_s}{4H}(2m-1)}$$

Equazione 47

dove V_s è la velocità di propagazione delle onde di superficie nel mezzo considerato.

Poiché il modo fondamentale $m=1$ è nettamente dominante rispetto a quelli superiori, si ha semplicemente:

$$f_{r=\frac{V_s}{4H}}$$

Equazione 48

Dove la f_r , frequenza di risonanza, può essere individuata quale picco del rapporto H/V. Le frequenze proprie del sottosuolo possono essere quindi eccitate dal rumore di fondo e diventare visibili nello spettro del rumore sismico misurato in superficie.

Il rumore sismico ambientale può anche essere utilizzato per identificare le frequenze proprie di vibrazione di un edificio. Un tale tipo di applicazione è profondamente diverso da quella che impiega i rapporti H/V, e i metodi di processamento dell'informazione sono piuttosto diversi, ma la strumentazione da utilizzare è esattamente la stessa perché in entrambi i casi l'obiettivo è estrarre la frequenza naturale dal rumore sismico passivo.

5.3 Il metodo SSR

La definizione del periodo proprio di una struttura è un passo obbligato se si desidera valutare le modalità di interazione dinamica tra l'edificio e il terreno di fondazione (del quale si conoscono le caratteristiche di risposta sismica) al fine di prevedere eventuali fenomeni di doppia risonanza.

Questo tipo di analisi viene normalmente effettuata attraverso procedure di calcolo numerico e modellazione che molto spesso forniscono, oltre alla frequenza fondamentale del manufatto, numerose informazioni sui modi superiori di vibrazione, sugli stati di sollecitazione tensionale e sull'entità degli spostamenti attesi all'atto dell'applicazione di una determinata forzante.

La parte forse più complessa dell'elaborazione è la costruzione del modello sintetico che, oltre a rispecchiare le geometrie e i vincoli strutturali dell'edificio, deve essere basato su valori delle proprietà meccaniche quanto più possibile realistici. Definire questi ultimi parametri non è sempre agevole poiché, se non fossero disponibili informazioni progettuali, potrebbe rendersi necessario ricorrere al prelievo diretto di campioni da sottoporre ad analisi di laboratorio. Per queste motivazioni spesso le procedure di calcolo vengono affiancate o meglio precedute da metodologie di indagine sperimentale consistenti nella misurazione diretta della risposta dinamica della struttura.

L'impiego del rumore ambientale passivo per la definizione delle caratteristiche dinamiche degli edifici richiede però l'impiego di sensori ad elevata sensibilità, poiché in questo caso l'entità degli spostamenti da rilevare è di diversi ordini di grandezza inferiore rispetto a quanto verrebbe misurato con l'utilizzo di sorgenti artificiali.

Il metodo, che in questo testo indicheremo con il nome di IC-SP (Intra Components Spectral Ratio), consiste sostanzialmente nel dislocamento di un numero variabile di sensori, dipendente dalle caratteristiche del manufatto (piani, estensione areale, etc.), in punti strategici della struttura nei quali ovvero sia possibile rilevare spostamenti dovuti ai vari modi di oscillazione, con particolare riguardo al primo modo.

Poiché in generale le costruzioni tendono ad oscillare prevalentemente secondo modi flessionali e torsionali in piani paralleli alla superficie (essendo trascurabile l'influenza delle componenti sussultorie verticali) un corretto posizionamento dovrebbe prevedere sensori su più piani in modo quanto più possibile allineato con la verticale stessa; dovendo inoltre considerare l'edificio come un sistema vincolato alla base, risulta fondamentale la collocazione di almeno una stazione di rilevazione ai piedi della struttura.

Le registrazioni vengono quindi trattate in forma spettrale, attraverso analisi di Fourier, in modo sostanzialmente analogo a quanto visto in precedenza per i terreni; è possibile prendere in considerazione i soli spettri assoluti valutando quindi le bande di frequenza in cui si osserva pura amplificazione (e che danno indicazione sugli spostamenti complessivi), ma è talvolta più interessante effettuare il rapporto spettrale delle componenti omologhe di spostamento tra le varie stazioni (IC-SP), procedura che ha il pregio di minimizzare l'influenza del sistema forzante a vantaggio della sola risposta della costruzione.

Particolare importanza rivestono i rapporti spettrali riferiti al sensore situato al piano terra; quest'ultimo infatti, oltre a rappresentare il moto della struttura vincolata, trasporta con sé informazioni riguardanti la risposta dinamica del terreno di fondazione, che non è ovviamente rigido ma presenta caratteristiche proprie di oscillazione, influenzate dall'edificio stesso.

L'interpretazione delle curve spettrali che se ne ottengono è spesso immediata; oltre alla chiara identificazione del modo fondamentale, individuato dal primo picco di amplificazione, sono talvolta osservabili i modi superiori per le varie componenti direzionali (Imposa 2019).

5.4 Lo strumento Tromino®

Il tromometro digitale Tromino®, prodotto dalla MoHo spa, si basa su un progetto brevettato che ottimizza la misura del microtremore nell'intervallo di frequenze compreso fra 0.1 e 200 Hz. Il Tromino® ottiene questo risultato mantenendo una configurazione compatta e leggera e può essere posizionato e messo in opera ovunque in pochi secondi. Le ridotte dimensioni (10 x 14 x 8 cm), la leggerezza (1.1 kg), il basso consumo di energia prodotto da pile stilo, l'assenza totale di cavi esterni e l'alta risoluzione dell'elettronica digitale impiegata, rendono questo strumento quasi tascabile.

Il Tromino® è dotato di tre canali velocimetrici elettrodinamici ad alta risoluzione per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale fino a circa ± 1.5 mm/s e, nella versione utilizzata per questo lavoro, di tre canali velocimetrici per la registrazione delle vibrazioni forti fino a ± 5 cm/s e di tre canali accelerometrici. I sensori sono disposti secondo tre direzioni ortogonali (terna x, y e z) e, smorzati criticamente, trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore con risoluzione non inferiore a 23 bit. In più, un canale analogico è predisposto per l'acquisizione dati da ricevitore GPS integrato (sistema ricevitore/antenna) ed un modulo radio permette la sincronizzazione tra diverse unità di lavoro ed eventualmente la trasmissione di allarmi.

Le caratteristiche progettuali del Tromino® consentono una accuratezza relativa maggiore di 10^{-4} sulle componenti spettrali al di sopra di 0.1 Hz.

Lo strumento inoltre memorizza i dati in una scheda di memoria interna da 1 Gb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico od elettronico. I dati acquisiti vengono salvati su memoria digitale di tipo Flash e, normalmente, trasferiti al PC o estratti mediante collegamento USB. Esiste un pacchetto software specifico, sviluppato per interfacciarsi al Tromino®, utile per il trasferimento delle tracce acquisite ad un PC nonché per la loro archiviazione ed analisi; si tratta del software Grilla®. Tale pacchetto software permette inoltre l'esportazione dei dati in formato ASCII o SAF.

Il segnale acquisito dai diversi componenti dello strumento, viene inizialmente registrato nel dominio del tempo e successivamente viene reso più gestibile trasformandolo nel dominio delle frequenze. La funzione armonica semplice nel dominio del tempo è descritta da:

$$f_t = a_0 + a \operatorname{sen}(\omega t) + \varphi$$

Equazione 49

Con ω = frequenza angolare, a = ampiezza, φ fase o ritardo (un angolo che indica il ritardo o l'anticipo con cui si presenta lo zero dell'onda rispetto all'origine degli assi cartesiani), a_0 deviazione della linea di offset.

Ogni segnale periodico può essere scomposto in una somma di armoniche elementari attraverso:

$$f_t = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \operatorname{sen}(\omega_n t) + \varphi_n$$

Equazione 50

Ed attraverso la FFT trasformato in uno spettro di frequenza. La FFT è indicata dalla seguente formula:

$$h(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H(f) \exp(i2\pi f t) df = F[H(f)]$$

Equazione 51

Con: $h(t)$: (t) funzione variabile; (F) Trasformati di Fourier e $H(f)$:

$$H(f) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t') \exp(-i2\pi f t') dt'$$

Equazione 52

Si noti che le funzioni $h(t)$ e $H(f)$ formano una coppia di trasformazioni di Fourier. Le due variabili t e f possono essere una qualsiasi coppia di variabili che hanno dimensioni il cui prodotto è uguale a 1. La trasformata di Fourier è espressa dall'Equazione 53:

$$h(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n \exp(i2\pi n f_0 t)$$

Equazione 53

Dove se il periodo T della serie di Fourier tende all'infinito, la frequenza f_0 tende a zero ed in questo modo si ottiene la forma integrale dell'algoritmo di Fourier applicabile anche a funzioni non periodiche.

Bibliografia

- Atakan K., A.-M. Duval, N. Theodulidis, P.-Y. Bard and the SESAME-Team. 2004, *On the reliability of the H/V Spectral Ratio Technique*, ICSDEE & ICEGE, Berkeley, CA, USA.
- Atakan K., A.-M. Duval, N. Theodulidis, B. Guillier, J.-L. Chatelain, P.-Y. Bard and SESAME Team. 2004. *The H/V spectral ratio technique: experimental conditions, data processing and empirical reliability assessment*. 13th world conference in Earthquake Engineering, Vancouver, Paper # 2268.
- Bard P.-Y., and SESAME participants, 2004. *The SESAME project: an overview and main results*. Proceedings of the 13th World Conference in Earthquake Engineering, Vancouver, August 2004, Paper # 2207.
- Bard P.-Y., 1998. *Microtremor measurements: A tool for site effect estimation ?* Proceeding of the Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion. Yokohama, Japan, 3. pp. 1251-1279.
- Dal Moro, G., 2012. *Onde di superficie in geofisica applicata*. Dario Flaccovio Editore.
- Nakamura Y., 1989. *A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface*. Quaterly Report Railway Tech. Res. Inst., 30-1, 25- 30.
- Nogoshi M. and T. Igarashi, 1971. *On the amplitude characteristics of microtremor (part 2) (in japanese with english abstract)*. Jour. Seism. Soc. Japan, 24, 26-40.
- SESAME European project, 2004. *J-SESAME User Manual, Version 1.08*.
- SESAME European project, 2004. *Report on parameter studies*. Deliverable D12.09.
- SESAME European project, 2004. *Overall comparisons for test sites*. Deliverable D17.10.
- Aki, Keiiti. «*a Note on the Use of Microseisms in Determining the Shallow Structures of the Earth's Crust*». Geophysics 30 (1 agosto 1965). <https://doi.org/10.1190/1.1439640>.
- Ben-Menahem, Ari, e Sarva Singh. «*Seismic Waves and Sources*», 151–256, 1981. https://doi.org/10.1007/978-1-4612-5856-8_4.
- Giancarlo Dal Moro. *Onde di superficie in geofisica applicata*. Dario Flaccovio editore, 2012.
- Gentile, C., Saisi, A. 2007, *Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment*. Construction Building Materials, 21.1331-1321
- Kanai, K., Tanaka, T. 1954, *Measurement of the microtremor*, Bulletin of Earthquake Research Institute 320199-209
- Lemo, J., Chavez- Garcia F.J., 1993. *Site effect evaluation using spectral ratios with only one station*, Bulletin of Seismological Society of America, 83,1574-1594

- Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L. 2007. Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica, *Il Geologo*, 2007,25,25-38
- Okada, H., 2003. *The microtremor survey method: Geophysical monograph series, no. 12: Society of Exploration Geophysics*
- Oppenheim, A.V., Schaffer, R.W., 2010. *Discrete – Time Signal Processing, Third Edition . Prentice- Hall, Upper Saddle River NJ,1120pp.*
- Peeters, B., De Roeck, G., 2001. Stochastic system identification for operational modal analysis: a review, *Journal of Dynamic System Measurement and control – Transactions of the ASME*, 123,659-667
- Pesci, A., Casula, G., Bonali, E., Boschi, E., 2011. *Un metodo per lo studio di edifici storici mediante misure laser a scansione terrestre: le Due Torri di Bologna. Rapporti tecnici INGV, 178*
- Shannon, C., 1998, *Communication in the presence of noise (classic paper). Proceedings of the IEEE, 86,2,447-457*
- Yamanaka, H., Dravinski, M., Kagami, H., 1993. Continuous measurements of microtremor on sediments and basement in Los Angeles, California. *Bulletin of the seismological society of America*, 83, 1595-1690.
- Imposa G., 2019, *Caratterizzazione dinamica sperimentale tramite registrazioni di noise ambientale e integrazione di metodologie geofisiche, tesi di laurea magistrale in Ingegneria Civile, Politecnico di Torino. Relatore: Prof. Ing. R. Ceravolo, Correlatore: Dott. Ing. G. Miraglia*

6. CASI STUDIO

La tesi di dottorato proposta si pone in un contesto articolato. L'idea è combinare in modo innovativo due tecniche di diagnostica ND consolidate, basate sulla propagazione delle onde elastiche nei solidi e sulle vibrazioni ambientali. La risposta alle vibrazioni forzate è stata ottenuta attraverso l'ausilio di test sonici, mentre le vibrazioni naturali sono state studiate con l'ausilio di un tromografo portatile. Generalmente la potenziale integrazione di queste due tecniche può risultare difficoltosa perché le prove soniche forniscono risultati locali mentre le vibrazioni ambientali risultati globali. Inoltre l'eccitazione in un caso è indotta da un martello mentre nel secondo caso la sorgente del rumore è il microtremore ambientale o il rumore antropico.

Tuttavia, un potenziale punto comune di queste tecniche è l'identificazione dei danni, infatti entrambi gli strumenti risentono della rigidità del sistema. Più specificamente, le frequenze naturali e le forme modali lungo una direzione principale, fornite dalle AVMs, possono essere messe in relazione con la velocità dell'onda sonora di attraversamento in porzioni di edificio danneggiate e non danneggiate lungo la stessa direzione.

Il campo di applicazione delle indagini proposto si concentra su una unità strutturale tipo caratterizzata dalla presenza di muratura portante con un'apertura di tipo porta o finestra. Questa unità strutturale è facilmente identificabile in ogni edificio storico di ogni differente cultura, per questo motivo nel lavoro vengono presentati i risultati di indagini condotte su muraure Veneziane, Cubane e Nepalesi con caratteristiche geometriche comparabili.

I primi test sono stati condotti in tre edifici storici situati a Venezia, realizzati tra il XVI ed il XVII secolo, noti come Palazzo Cà Tron, ex convento religioso delle Terese e complesso dei Tolentini.

Altri test sono stati svolti invece nella città del Havana, la capitale cubana, ed indagano edifici che si trovano nell'area del Malecon noti come Malecon 19, Malecon 21 e Malecon 23.

Infine sono stati indagati anche alcuni edifici monumentali nepalesi, tutelati dall'UNESCO, noti come tempio Jagannath, tempio Krishna e tempio Bhimsen.

Tutti questi casi studio, oltre ad essere edifici storici tutelati per il loro valore storico culturale, sono edifici danneggiati da diverse calamità naturali. Gli edifici veneziani vengono periodicamente coinvolti dal fenomeno dell'acqua alta, mentre gli edifici cubani sono soggetti alla corrosione salina e sono stati convolti da un tremendo uragano nel 2017; infine gli edifici nepalesi sono stati travolti dal terremoto Gorkha del 2015.

6.1 Descrizione degli edifici indagati

Il palazzo Ca' Tron (Figura 16) è un palazzo veneziano situato nel sestiere di Santa Croce, affacciato sul Canal Grande, posto tra Palazzo Belloni Battaglia e Palazzo Duodo, vicino a San Stae. La proprietà del palazzo è dell'Università IUAV di Venezia e vi ha sede la storica Facoltà di Urbanistica e Pianificazione del Territorio.

L'edificio, le cui origini datano probabilmente al periodo gotico, si fa risalire nell'insieme alla fine del XVI secolo e conobbe il suo maggior splendore con il procuratore Andrea Tron, diplomatico e ambasciatore di gran fama, candidato al dogado, al quale si debbono le due ali aggiunte.

Il palazzo, che dall'Ottocento – estinta la famiglia Tron – ha avuto usi frazionati e impropri (provveditorato agli studi, istituto per le aste giudiziarie, sede di appartamenti...), fu acquistato dallo IUAV nel 1972 e restaurato su progetto dell'architetto L. Bellemo.

Si avviarono lavori di consolidamento statico, di riordino distributivo, di recupero di spazi (come il piano terra) necessari per le nuove funzioni attribuite al palazzo.

L'edificio, la cui pianta è "a U", consta del piano terra, di un mezzanino e di due piani nobili. La facciata principale, rivolta al canal grande, è asimmetrica, avendo la parte sinistra meno estesa, il portale e le aperture centrali dei piani nobili sono, dunque, spostate a sinistra dell'asse. La forometria dei piani nobili, divisi da marcapiano, è formata da otto finestre a tutto sesto, con le quattro centrali unite a formare una quadrifora.

Sulla piccola facciata posteriore di Ca' Tron, che guarda sul giardino con pozzo al centro, sono presenti due pentafore a tutto sesto con balaustra ai piani nobili, al piano terra è presente un'unica apertura suddivisa da due colonnine.



Figura 16 Viste dell'edificio Cà Tron, Venezia

Il complesso architettonico veneziano dei Tolentini (Figura 17) si trova nelle vicinanze di Piazzale Roma e comprende il convento annesso all'omonima chiesa e alcune aree limitrofe, come l'ingresso, la casetta ex Palma (acquistata nel 1968 e restaurata nel 1977 dall'Ufficio Tecnico dello IUAV) e un padiglione costruito nel 1962 dal Genio Civile.

Il progetto complessivo della chiesa e del convento fu commissionato dai padri Teatini a Vincenzo Scamozzi, che vi lavorò dal 1591 al 1599; il complesso fu poi ultimato dagli stessi Teatini nel 1602.

Il convento è tipologicamente ascrivibile alle planimetrie canoniche cinquecentesche attraverso gli elementi che lo compongono: chiostro con porticato su pilastri, celle su tre lati del primo piano, refettorio d'angolo posto al margine del chiostro. Il secondo piano ospita invece spazi più aperti e un raro esempio di percorso aereo cinquecentesco, forse ideato dallo stesso Scamozzi.

Il convento fu chiuso per leggi napoleoniche nel 1810, e da allora conobbe svariati usi: caserma per tutto l'Ottocento, distretto militare dopo la prima guerra mondiale, contenitore ad uso del conte Volpi durante il periodo fascista. Nel 1952 alloggiò gli alluvionati del Polesine. Nel 1958 il demanio dello stato, proprietario dell'ex convento, mise a disposizione dello IUAV l'immobile e avviò alcuni lavori.

Le opere di ristrutturazione dell'intero complesso si svolsero tra il 1960 e il 1965, con il progetto e la direzione dei lavori dell'architetto Daniele Calabi e dell'ingegnere Mario Bacci. Nel 1985 l'area dell'ingresso, acquisita per cessione gratuita nel 1979, fu trasformata, su un progetto di massima di Carlo Scarpa, con la direzione dei lavori dell'architetto Sergio Los e il calcolo strutturale dell'ingegnere Carlo Maschietto.



Figura 17 Viste del complesso dei Tolentini, Venezia

Il convento veneziano di Santa Teresa e la chiesa annessa (ora chiusa al culto) sorsero nella seconda metà del XVII secolo, su progetto di Andrea Cominelli, collaboratore di Baldassarre Longhena - un architetto e scultore della Repubblica di Venezia fra i più celebri e rappresentativi del suo tempo. Fondata da Maria Terrazzo per ospitarvi le Carmelitane - dette poi Terese - la costruzione sorge di fronte alla chiesa di San Nicolò dei Mendicoli. Il complesso edilizio è molto ampio e si sviluppa intorno ad un unico grande chiostro, caratterizzato da portici e logge ad arcate. Le due ali del monastero racchiudono la facciata della chiesa. L'edificio è ora una sede universitaria che ospita la Facoltà di Design e Arti dello IUAV. Tra la fine degli anni Novanta e l'inizio del Duemila, il fabbricato è stato sottoposto ad un intervento di restauro, comprendente un'opera di ristrutturazione e di adeguamento architettonico. L'uso dell'edificio è stato mantenuto compatibile alle caratteristiche formali, distributive e strutturali del complesso, tramite una rigorosa conservazione della struttura conventuale seicentesca.



Figura 18 Viste dell'Ex convento delle Terese

Gli edifici cubani indagati si trovano tutti nell'area nota come Malecon. Il Malecón, ufficialmente Avenida de Maceo, è un'ampia arteria a sei corsie situata di fronte al mare nella costa settentrionale de L'Avana, capitale di Cuba. È protetto interamente nella sua lunghezza da un enorme muro lungo otto chilometri, dal Puerto de La Habana, il porto della città situato ne La Habana Vieja, fino al quartiere del Vedado.

La sua costruzione iniziò nel 1901, sotto il governo provvisorio statunitense, e continuò in tappe successive per circa cinquant'anni. L'obiettivo della sua costruzione fu quello di proteggere la città dalle acque, tuttavia in seguito divenne un luogo abituale per le passeggiate notturne dei cittadini e per pescatori occasionali.

L'edificio cubano Malecon 19 (Figura 19) si trova nella parte est del Malecon. Questa zona è stata fortemente caratterizzata da una recente espansione, avvenuta nei primi anni del 900 a seguito della seconda invasione americana e in concomitanza dello sviluppo della seconda arteria stradale più importante del quartiere del Vedado.

L'edificio ha una pianta rettangolare con sviluppo longitudinale perpendicolare al fronte mare, con impluvio centrale e si articola su due piani, rispettando i connotati della tipologia architettonica del "*Malecon Traditional*". Inizialmente l'edificio Malecon 19 non presentava questi connotati perché l'abitazione venne costruita sulla strada opposta al fronte mare e terminava all'altezza dell'attuale patio. In seguito con l'ampliamento del Malecon, introno agli anni 1901-1906 venne ampliato il patio e l'edificio stesso, costruendo anche la porzione di edificio attualmente rivolta al mare.

L'edificio Malecon 19 ha mantenuto nel tempo la destinazione d'uso residenziale ai piani superiori, mentre il piano terra è adibito ad attività commerciale.



Figura 19 Viste dell'edificio Malecon 19

L'edificio Malecon 21 e Malecon 23 sono identificati da due numeri civici diversi ma in realtà appartengono allo stesso edificio situato nella parte Est del Malecon.

L'edificio presenta una conformazione tipica cubana con l'impluvium centrale attorno al quale si distribuiscono le stanze. L'edificio è stato costruito rispettando la tipologia architettonica del "Malecon Tradicional" e per questo presenta il lato corto della pianta parallelo al fronte mare.

L'edificio è largo 15m, lungo 25m ed alto 11m, si articola su due piani ed è composto da tre setti longitudinali portanti, con una sezione di 50 cm in muratura e solai in legno formati da travi di sezione 15x45cm con interasse di 50 cm.



Figura 20 Viste dell'edificio Malecon 21

Il civico 21 (Figura 20) presenta al piano terra un'attività commerciale, mentre al piano superiore sono presenti abitazioni private. Se la pianta originale è stata pressoché inalterata, in alzato notiamo diverse densificazioni successive.

Gli inquilini avendo a disposizione una piccola stanza (in media di circa 30mq e 5m di altezza) hanno pensato di raddoppiare lo spazio abitabile aggiungendo diversi soppalchi. Questo ha avuto ripercussioni sull'edificio abbassandone la qualità abitativa.

Il civico 23 (Figura 21) presenta al piano terra un'attività commerciale destinata a galleria d'arte, mentre al piano superiore è presente un ristorante. Sia la pianta che l'alzato sono stati pressoché inalterati e non si notano particolari problemi strutturali se non per qualche porzione di solaio della copertura rinforzato impropriamente.



Figura 21 Viste dell'edificio Malecon 23

L'ultimo gruppo di edifici indagati si trova nella valle di Kathmandu che è stata colpita da un terribile terremoto nel 2015. Il Nepal negli ultimi 100 anni è stato colpito da ben due tra i più importanti terremoti a livello mondiale. Nel 1934 il terremoto Nepalese Bihar (M8) distrusse più di 80000 edifici e causò 8500 decessi. Nel 2015 il terremoto Gorkha (M7.8) distrusse mezzo milione di edifici causando più di 8790 morti e 22300 feriti.

Il tempio Bhimsen è un tempio a Pagoda in stile Dega situato nella parte Nord della Durbar square di Patan. La costruzione dell'edificio si ipotizza sia avvenuta intorno alla metà del XVI secolo. La forma di questo edificio differisce dalla forma delle più comuni costruzioni a Pagoda, poiché presenta una pianta rettangolare asimmetrica e non presenta una cella centrale affiancata ad un colonnato ligneo esterno.

Il tempio è composto da tre piani fuori terra ma l'ultimo piano in realtà è un ambiente a tripla altezza. Le coperture hanno un andamento decrescente e l'edificio è coronato da una imponente campana in bronzo.

La muratura non presenta una continuità verticale e il piano primo ed il piano secondo non scaricano direttamente sulla muratura del piano terra ma il loro peso è portato da delle travi supportate a loro volta dalla muratura del piano terra. La struttura è composta da una muratura con malta di fango e mattoni collaborante con un telaio in legno annegato nella muratura stessa.

Altri elementi strutturali rilevanti sono le due imponenti "Bow windows" dei Fronti Est ed Ovest, composte da travi in legno e puntoni. Nella Figura 22 in basso è possibile vedere la complessità strutturale della copertura e la differenza di sezione degli elementi verticali in muratura. Mentre nelle altre immagini è possibile vedere l'interazione tra muratura portante in mattoni pieni ed il telaio in legno inserito nella stessa.



Figura 22 Viste del tempio Bhimsen

Il tempio Jagannath è un tempio induista costruito secondo lo stile Dega, situato al centro della Durbar Square di Kathmandu, ed è dedicato ad una delle diverse manifestazioni della divinità Shiva (Figura 23). Si ipotizza che l'edificio sia stato costruito tra il 1500 ed il 1600, ma non ci sono dubbi riguardo alla ricostruzione di una consistente parte di edificio nel corso del 1900.

Il tempio ha una cella centrale, una pianta simmetrica ed è posizionato su un basamento composto da tre gradoni decrescenti. L'edificio si sviluppa su tre piani e presenta due coperture a pagoda decrescenti coronate da una campana in bronzo.

Il piano terra presenta una muratura portante di differenti spessori collaborante con un telaio in legno. Da questo piano è possibile accedere alla cella centrale ed all'ultimo livello.

La struttura è composta da solai, telai e reticolari realizzate con una unica essenza di legno di Sal (shorea robusta); mentre la muratura è costituita da mattoni pieni cotti e malta di fango e calce.



Figura 23 Viste del tempio Jagannath

Il tempio a pagoda Krishna (Figura 19) è situato nella Durbar Square di Bhaktapur e presenta caratteristiche architettoniche e dimensionali simili al tempio Jagannath. Anche questo tempio ha una struttura portante in muratura e legno ed ha una pianta quadrata simmetrica. L'edificio si articola su tre livelli e le murature presentano importanti danni a seguito del terremoto del 2015.

In particolare la cella in muratura centrale presenta importanti fessure diagonali presenti accanto alle aperture (Figura 19). Dato l'elevato livello di danno della struttura non è stato possibile indagare i piani superiori; per questo motivo le considerazioni sul livello del danno sono limitate a brevi considerazioni legate alle fessure visibili al piano terra.



Figura 24 Viste del tempio Krishna

6.2 Rilievo del danno

Tutti gli edifici indagati sono edifici storici e sono stati colpiti da diverse calamità naturali (Figura 25) quali terremoti, uragani ed inondazioni.



Figura 25. A) Venezia novembre 2019, B) Habana, settembre 2017, C) Nepal aprile 2015

Gli edifici veneziani indagati sono attualmente proprietà dell'università IUAV di Venezia e al loro interno vengono svolte lezioni ed attività didattiche. Sono stati ristrutturati alla fine del 900 e non presentano importanti danni meccanici visibili. I piani terra però vengono periodicamente coinvolti dal fenomeno dell'acqua alta che nel novembre 2019 ha raggiunto livelli considerevoli (+187 cm s.l.m.). Questo comporta per gli edifici problemi legati all'umidità di risalita con presenza di Sali tra i mattoni e conseguente distacco dell'intonaco (Figura 26).



Figura 26. Dettaglio delle murature indagate degli edifici Veneziani. A) Terese, B) Tolentini, C) Cà Tron

Gli edifici cubani sono costantemente esposti agli agenti aggressivi marini e a forti raffiche di vento; nel 2017 sono stati inoltre coinvolti dall'uragano Irma che ha scatenato onde alte più di sette metri. Oltre a ciò la totale assenza di manutenzione ed i successivi interventi di recupero non regolamentati hanno aggravato la situazione.

In particolare l'edificio Malecon 19 presenta un livello di danno esteso all'intera struttura (Figura 27). Le murature risentono dei carichi aggiunti grazie ad una sopraelevazione abusiva.

La copertura dell'edificio è in parte assente ed è stata sostituita da opere di puntellamento provvisorie, i solai in cemento armato hanno completamente espulso il coprifermo e le armature visibili sono ossidate.

I solai in legno presentano in alcuni punti travi marcescenti e sono stati rinforzati con travi in acciaio posizionate in modo inefficace. Le colonne che sorreggono il portico presentano fessure profonde dai 16 ai 23 cm, mentre la muratura del piano primo presenta fessure da schiacciamento causate dall'aumento del carico. Tutte queste considerazioni sono visibili in Figura 27 dove è stato riportato il rilievo del danno frutto delle ispezioni visive condotte in situ.



Figura 27 Rilievo del Danno nell'edificio Malecon 19

Gli altri due edifici cubani indagati presentano un migliore stato di conservazione nonostante la completa assenza di manutenzione sia chiaramente visibile (Figura 20, Figura 21). I solai in legno non presentano travi marcescenti o danneggiate nonostante in alcuni punti della struttura siano stati inseriti sostegni in acciaio che si presenta deteriorato a causa dell'assenza di manutenzione e del sale presente nell'aria.

Gli edifici nepalesi sono stati colpiti da un violento terremoto e all'epoca delle indagini la loro stabilità era fortemente compromessa. Per questo motivo il rilievo del danno necessita di alcune considerazioni maggiormente esaustive.

I meccanismi di collasso che hanno coinvolto il tempio Jagannath riguardano principalmente l'ultimo livello dell'edificio. Questi sono innescati dall'asimmetria della copertura che è composta da una trave (Figura 28 -1) agente nella direzione Est Ovest e ed una coppia di travi (Figura 28 -2) agenti nella direzione Nord Sud. In dettaglio la trave 1 agisce direttamente al centro dell'architrave sia sul lato est che sul lato ovest, mentre le travi 2 scaricano sui maschi murari a destra e sinistra della finestra sia sul lato Nord che sul lato Sud. L'azione orizzontale del terremoto (approssimativamente ad 85 miglia dall'epicentro) ha innescato un effetto di martellamento delle travi 1 e 2 causando danni locali. I principali meccanismi di collasso che coinvolgono il livello superiore sono i seguenti:

1. Meccanismo globale di taglio nei piani est ed ovest
2. Effetto combinato di lesioni a taglio e compressione nei maschi murari a Nord ed a Sud
3. Meccanismo conseguente di ribaltamento fuori dal piano causato dai meccanismi precedenti.

Il primo meccanismo genera una distribuzione ad arco delle tensioni e delle deformazioni disegnando fessure e scorrimenti orizzontali dei mattoni (Figura 28 in basso). Per il secondo meccanismo, la distribuzione dei carichi delle due travi, agenti rispettivamente su maschi murari diversi, evitano concentrazioni di deformazioni distribuendole sui pannelli murari. Il coinvolgimento dei maschi murari riduce la quantità dei danni (Figura 28 in alto).

L'eccentricità delle travi 2 rispetto ai maschi murari, in combinazione con le fessure a taglio, innescano lesioni a compressione verticali. La perdita del comportamento scatolare causato dai meccanismi 1 e 2 attiva il terzo meccanismo di ribaltamento fuori dal piano.

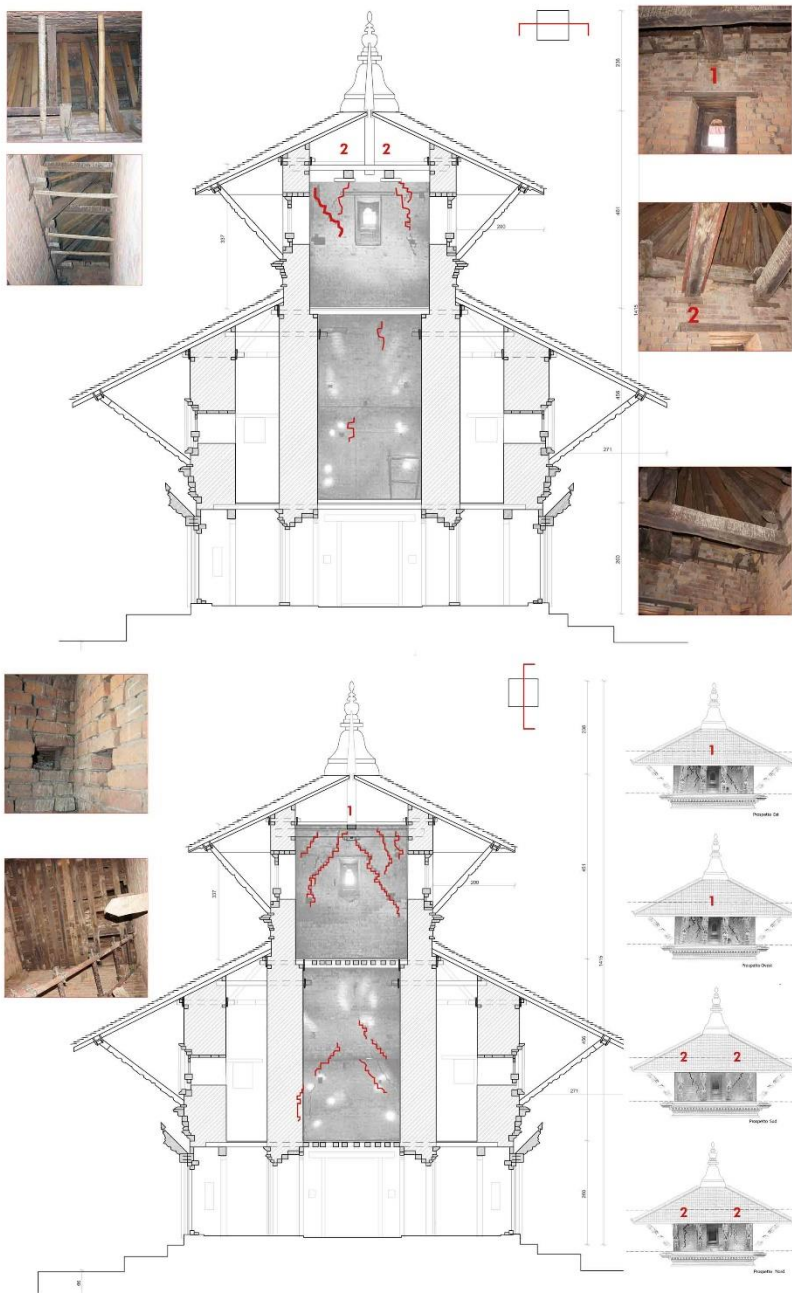


Figura 28 Rilievo del danno nel tempio Jagannath

Il Tempio di Bhimsen è stato leggermente colpito dal terremoto del 2015 rispetto ad altri edifici situati nella Patan Durbar Square (Figura 22). La struttura ha riportato danni limitati e localizzati in piccole porzioni di edificio. I danni più evidenti sono visibili nel punto di ingresso delle travi nella struttura muraria. Questo meccanismo di danno è influenzato dal diverso modo di vibrare di questi materiali e dalle loro caratteristiche elastiche. Dall'ispezione visiva esterna, il tempio presenta fessure angolari e diagonali che terminano nel punto di intersezione con i telai in legno o terminano nel punto di contatto con la copertura. Sono visibili anche scorrimenti laterali dei mattoni accanto alle fessure innescate dal sisma. Altre fessure ad "x" sono visibili accanto alle aperture in legno. Se all'esterno sono visibili sporadiche fessure accanto alle aperture, il livello di danno interno all'edificio è più elevato (Figura 22). Al piano terra sono visibili delle fessure orizzontali situate tra i giunti di malta del muro di spina di spessore considerevole (1.5 m). Va ricordato che nelle costruzioni nepalesi si è soliti utilizzare come rivestimento delle murature uno strato di mattoni a sezione trapezoidale e questo non ci permette di capire se le fessure visibili riguardano la muratura o il rivestimento.

Oltre a questo è stato osservato sullo stesso muro di spina, questa volta al piano primo, un evidente espulsione della muratura con distacco di circa 10 cm della muratura dal telaio in legno (Figura 22, in alto a destra).

Il tempio Krishna, situato a Bhaktapur, è simile per dimensioni e tipologia architettonica al tempio Jagannath. Anche questo edificio risulta fortemente compromesso in seguito alla devastante azione del sisma del 2015. Per ragioni di sicurezza non è stato possibile ispezionare l'intero edificio e le considerazioni riportate in seguito riguardano solo il piano terra del monumento.

Questo presenta esternamente delle fessure diagonali in prossimità degli angoli rivestiti con mattoni a sezione trapezoidale. La cella centrale, ospitante la statua della divinità, presenta delle fessure angolari diagonali che coinvolgono sia i giunti di malta che i mattoni stessi.

6.3 Individuazione dell'unità strutturale tipo

Le murature storiche del patrimonio culturale italiano, e non solo, sono caratterizzate dalla presenza di aperture, siano queste fori porta o finestra, e svolgono la funzione di sostegno per i carichi verticali e orizzontali. Questa considerazione è stata il punto di partenza nella scelta delle sezioni murarie da indagare.

Sono state individuate in tutti gli edifici porzioni di muratura appartenenti a muri di spina o muri perimetrali caratterizzate da una parte piena portante e da un'apertura. La finalità di questa operazione è l'individuazione di una unità tipologica strutturale assimilabile per geometria a situazioni ricorrenti del patrimonio storico e architettonico. I test si sono concentrati prevalentemente al piano terra degli edifici, dove la muratura è maggiormente stressata dal carico; oppure, dove non è stato possibile indagare il piano terreno, i test si sono concentrati sui muri di spina del piano primo caricati dalla presenza di almeno altri due piani.

Gli edifici indagati, come descritto nel paragrafo precedente, presentano un diverso livello di conservazione e di danno, e si è deciso di indagare negli stessi edifici porzioni di muratura visivamente non danneggiate ed altre porzioni di muratura danneggiate.

Per la caratterizzazione architettonica, geometrica e strutturale delle unità sono stati presi in considerazione diversi parametri. Prima di tutto sono state testate solo murature di mattoni pieni cotti con malte di diversa natura con spessori di circa 50 cm.

In secondo luogo è stata calcolata la percentuale di muratura e la percentuale di bucaura in modo tale da parametrizzare, dal punto di vista geometrico, le diverse pareti e rendere confrontabili i risultati tra loro (Tabella 8). Per fare ciò è stata individuata l'area di pertinenza del carico di ogni porzione di parete testata. In pianta è stata isolata la superficie compresa tra due pareti portanti comprensiva dell'apertura (Figura 29, pianta); in sezione invece è stata isolata la superficie compresa tra i solai (Figura 29, sezione). A questa area è stata sottratta l'area dell'apertura per ricavare l'area della porzione di muratura portante e successivamente, attraverso una semplice proporzione, è stata calcolata la percentuale di muratura portante e la percentuale di apertura di ogni singola unità.

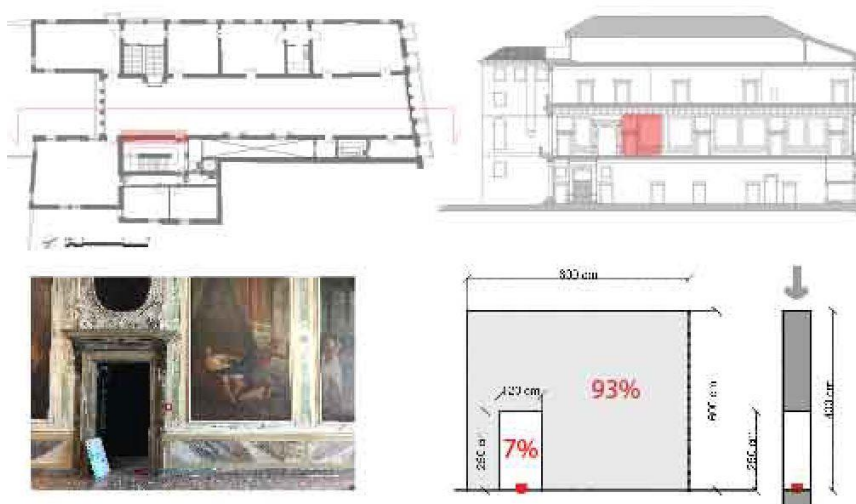


Figura 29 Individuazione del porzione muraria da testare

Sono stati indagati nove edifici per un totale di 14 diverse porzioni murarie, 8 appratenti a murature perimetrali e 6 appartamenti a muri di spina. Delle stesse 7 sono danneggiate e 7 non sono danneggiate (Tabella 8).

Tabella 8: Pramenti meccanici e geometrici delle porzioni di muratura indagate

Venetian historical Bindings		U*	D*	S*	L*	M	ϕ
Cà Tron	CT1	0	1	1	0	90%	10%
	CT2	1	0	1	0	93%	7%
	CT3	1	0	1	0	64%	36%
Tolentini	T1	0	1	0	1	86%	14%
Ex convento delle Terese	ET1	1	0	0	1	57%	43%
	ET2	1	0	0	1	81%	19%
	ET3	1	0	0	1	61%	39%
Malecon 19	M19	0	1	1	0	89%	11%
Malecon 21	M21	1	0	0	1	60%	40%
Malecon 23	M23	1	0	1	0	92%	8%
Jagannath Krishna	JT	0	1	0	1	85%	15%
Bhimsen	KT	0	1	1	0	86%	11%
	B1	0	1	1	0	89%	11%
	B2	0	1	1	0	60%	40%

U* undamaged, D* damaged, S* spine wall, L* Load-bearing wall, M Masonry ratio, ϕ Opening ratio

Nell' edificio Ex Convento delle Terese sono state testate tre porzioni di muratura appartenenti alla muratura del piano terra affacciata sul portico. Il primo caso ET1 è caratterizzato da un'apertura di tipo porta e presenta il 57 % di muratura portante, il secondo caso ET2 presenta un'apertura di tipo finestra ed una percentuale di muratura portante pari a 81%, l'ultimo caso ET3 presenta una doppia apertura di tipo finestra ed una percentuale di muratura portante del 61%. La Figura 30 mostra le caratteristiche geometriche utili al calcolo delle percentuali di apertura e muratura di ogni pannello indagato in questo edificio.

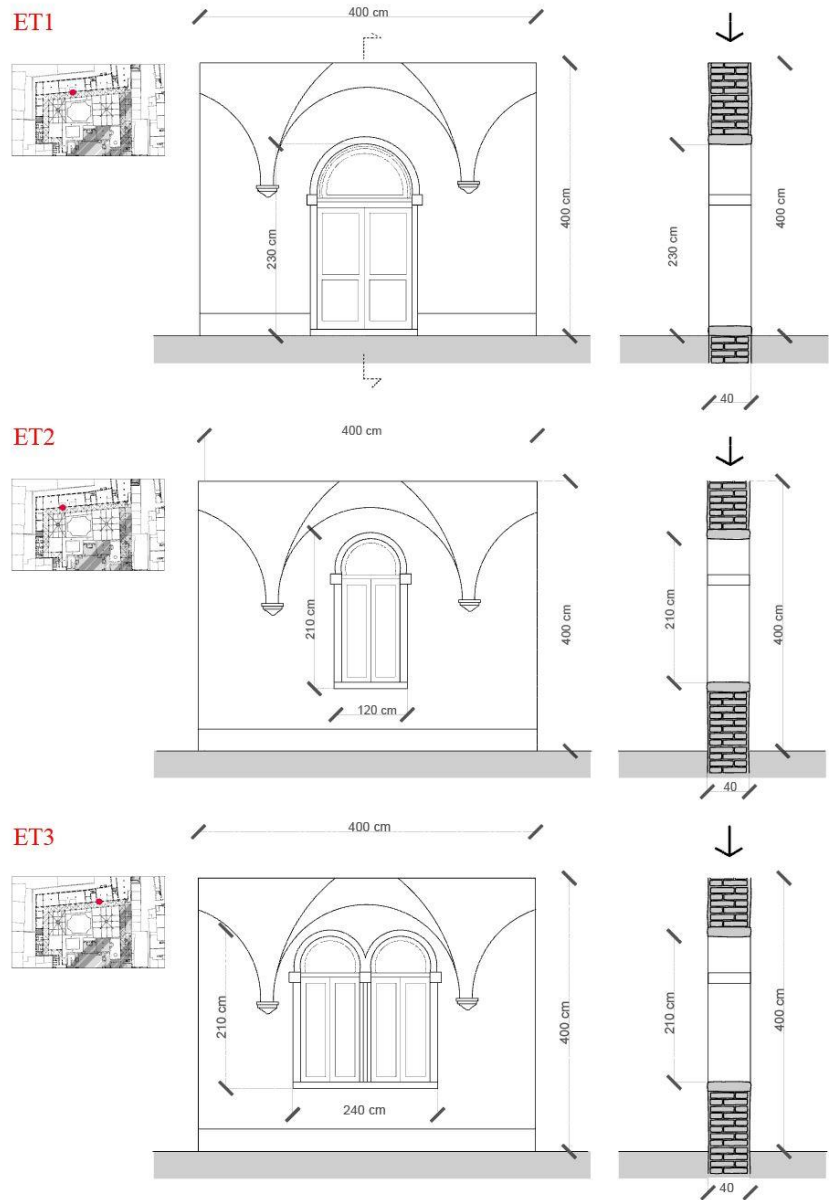


Figura 30 Descrizione geometrica dell'aree testate nell'edificio Ex convento delle Terese

Nell' edificio dei Tolenini è stata indagata un'unica porzione di muratura del tipo foro finestra. La muratura esaminata ha un lato intonacato mentre l'altro non è intonacato ed è possibile vedere la tessitura muraria. Questo è stato utile per individuare delle fessure a lato dell' apertura e per considerare questa porzione di muratura visivamente danneggiata. La muratura è situata al piano terra

dell'edificio e si affaccia sul chiostro interno. In questo caso i parametri geometrici presenti in Figura 31 hanno permesso di ricavare la percentuale di muratura (86%) e la percentuale di apertura (14%).

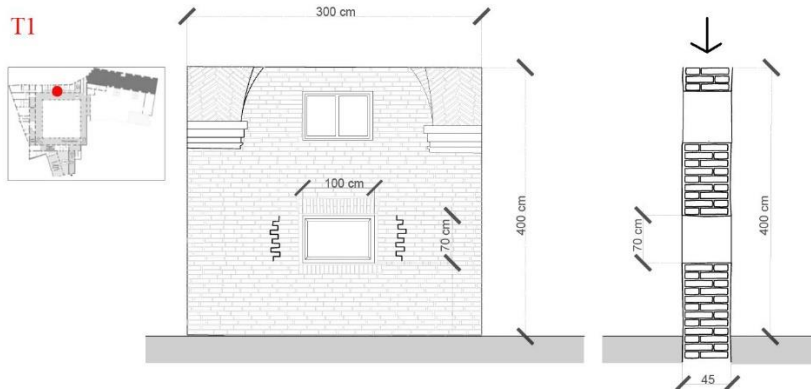


Figura 31. Porzione di muratura indagata nell'edificio dei Tolentini

Nell'edificio Cà Tron sono state testate tre porzioni di muratura, una al piano terra e due al piano primo (Figura 32). Queste murature appartengono tutte a muri di spina. La muratura del piano terra presenta un intervento visibile di "Scuci e Cuci", ma nonostante l'intervento la muratura storica ancora visibile presenta un alto livello di corrosione dato dall'infiltrazione di sali nella tessitura muraria. Questa porzione di muratura (CT1) presenta una muratura "faccia a vista" ed un'apertura di tipo porta. La percentuale di muratura è del 90% mentre la percentuale di apertura è del 10%. La muratura CT2 del piano primo presenta una superficie affrescata ed un'apertura del tipo porta. La muratura CT3 è posizionata di fronte alla muratura precedente ma nel lato dell'edificio che si affaccia sul Canal Grande; anche questa parete è affrescata e presenta un'apertura del tipo porta.

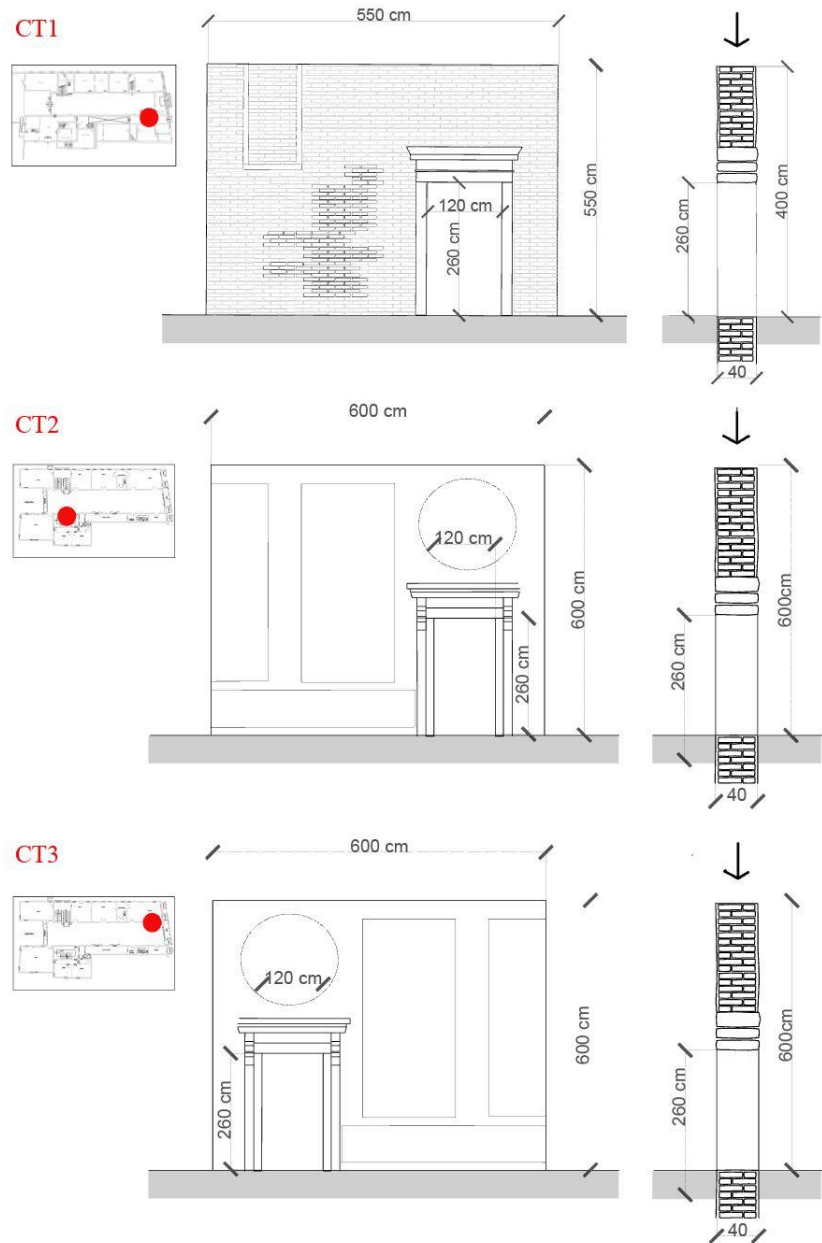


Figura 32 Descrizione geometrica delle aree testate nell'edificio Cà Tron

Gli edifici cubani indagati, come abbia già detto, sono edifici storici dei primi anni del novecento. L'edificio Malecon 19 presenta delle importanti fessure verticali e delle aperture slanciate del tipo foro porta. La porzione di parete testata appartiene ad un muro di spina del piano primo. La percentuale di muratura portante è 89% (Figura 33) ed entrambe le superfici della parete sono intonacate.

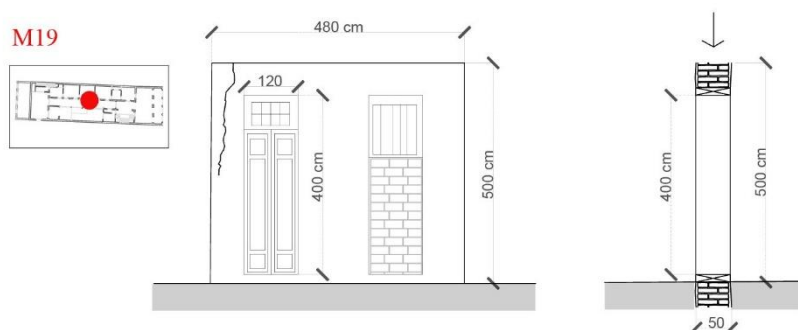


Figura 33 Descrizione geometrica della muratura testata nell'edificio Malecon 19

L'edificio Malecon 21 è meno danneggiato dell'edificio Malecon 19. Anche in questo caso i test si sono concentrati sulla muratura portante. E' stata indagata una muratura del piano terreno, affacciata verso il mare, caratterizzata sia da un'apertura di tipo porta sia da un'apertura di tipo finestra (Figura 34). In questo caso la percentuale di muratura portante è del 60%.

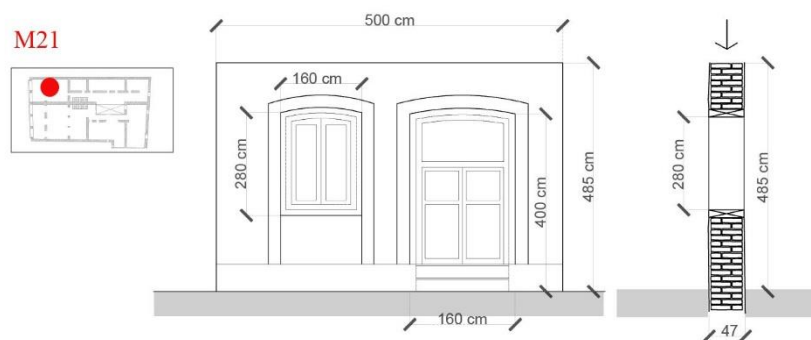


Figura 34 Descrizione geometrica della muratura testata nell'edificio Malecon 21

Nell'edificio Malecon 23 è stata indagata una muratura visivamente non danneggiata, situata al piano primo dell'edificio (Figura 35). La parete è intonacata da entrambi i lati e la percentuale di muratura portante è 89%.

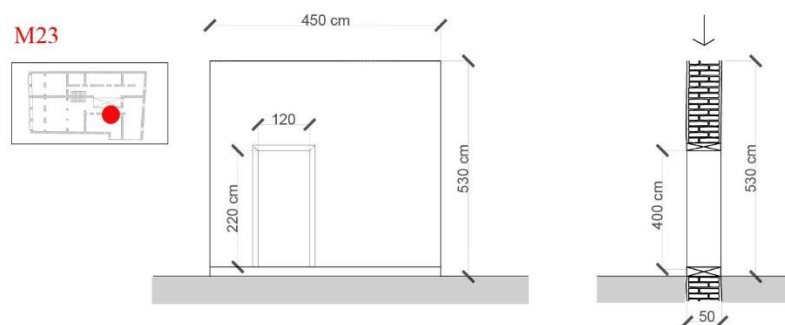


Figura 35 Descrizione geometrica della muratura testata nell'edificio Malecon 23

Il tempio Jagannath presenta un quadro fessurativo elevato. La muratura testata è situata al piano terra nel lato Est dell'edificio. Questa muratura presenta una decorazione in legno intarsiata di dimensioni notevoli (circa 2/3 dell'intera superficie). La muratura presenta una sezione composta da uno strato esterno di mattoni a sezione trapezoidali noti come "Dhaci Appha" che permettono di non avere giunti di malta visibili all'esterno e di limitare le infiltrazioni d'acqua durante il periodo dei monsoni, mentre il cuore della muratura è composta da mattoni in laterizio. La percentuale di muratura portante della porzione indagata è 85% ed è descritta in Figura 36.

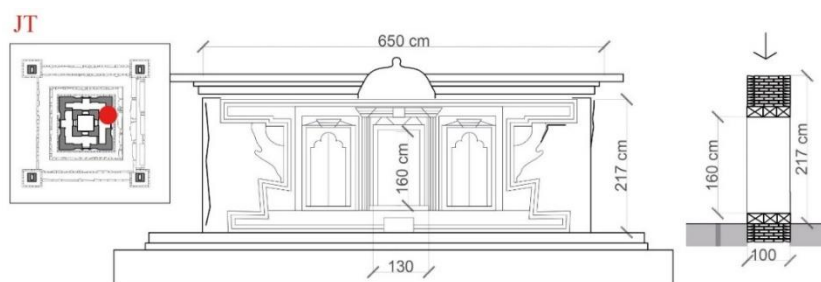


Figura 36 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Jagannath

Nel tempio Krishna situato a Bhaktapur è stata testata una muratura fessurata. Questa muratura è appartenente alla cella interna dell'edificio situata al piano terra. Essendo una muratura interna non a contatto con le intemperie esterne, è composta da una muratura a tre teste senza lo strato esterno di mattoni trapezoidali. La descrizione geometrica del pannello è presentato nella Figura 37.

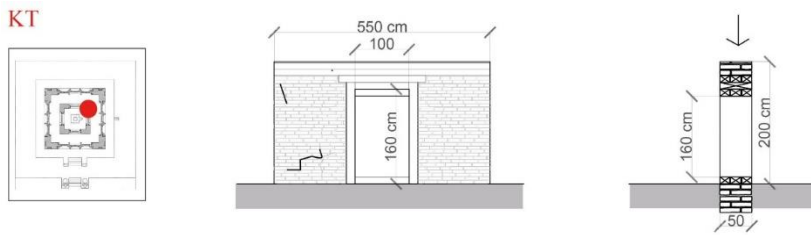


Figura 37 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Krishna

Nel tempio Bhimsen sono state testate due murature, una al piano terra ed un al piano primo. La muratura al piano terra presenta uno spessore considerevole (150 cm) e presenta delle fessure orizzontali probabilmente superficiali. Anche in questo caso la sezione risulta composta da uno strato interno di muratura portante e da un livello esterno di mattoni a sezione trapezoidale.

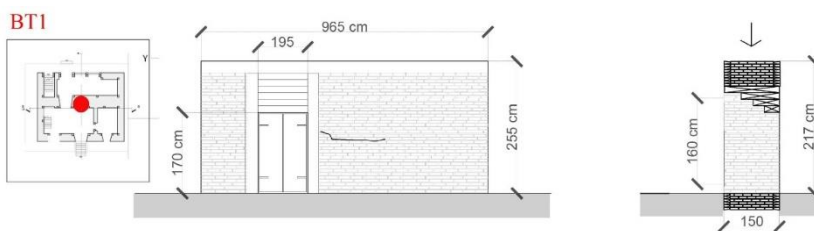


Figura 38 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Bhimsen, piano terra

La muratura al piano primo è composta da muratura portante in mattoni collaborante con un telaio in legno inserito nella stessa. Nella porzione di muratura indagata è visibile una fessura verticale nel punto di contatto tra muratura e telaio in legno. La percentuale di apertura in questo caso è del 40%, mentre la percentuale di muratura è del 60 % (Figura 39).

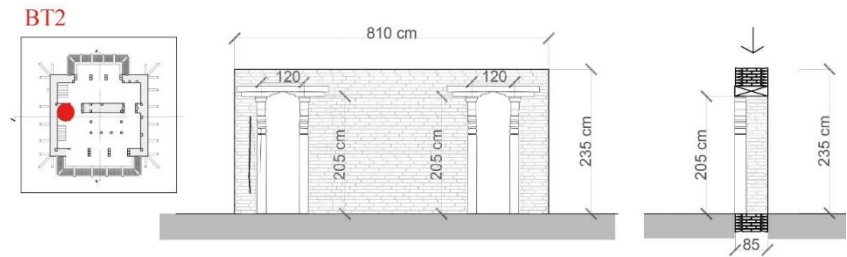


Figura 39 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Bhimsen, piano primo

7. ATTIVITÀ SPERIMENTALE TRADIZIONALE

Il campo di applicazione delle indagini, proposto nella tesi, si concentra su una unità strutturale tipo caratterizzata dalla presenza di muratura portante con un'apertura di tipo porta o finestra. Questa unità strutturale è facilmente identificabile in ogni edificio storico di ogni differente cultura. L'idea è combinare in modo innovativo due tecniche di diagnostica ND consolidate, basate sulla propagazione delle onde elastiche nei solidi e sulle vibrazioni ambientali. La risposta alle vibrazioni in un caso è stata ottenuta attraverso l'ausilio di test sonici, mentre nel secondo caso le vibrazioni naturali sono state studiate con l'ausilio di un tromografo portatile. Per ottenere ciò le prove sono state svolte contemporaneamente come è possibile vedere in

Figura 40. Prima di mostrare la potenziale combinazione di queste due tecniche, i risultati ottenuti vengono presentati separatamente secondo



le applicazioni tradizionali.

Figura 40 Svolgimento simultaneo di prove soniche ed indagini condotte con lo strumento Tromino®

7.1 Prove soniche

Le prove soniche sono state svolte grazie all'ausilio di una centralina, un martello strumentato con cella di carico e degli accelerometri. Per ogni parete è stata disegnata una griglia di punti distanti tra loro 30 cm, in alcuni casi però questa griglia è stata adattata alla geometria della parete subendo alcune variazioni nella dimensione. Nelle pareti che presentano un'apertura del tipo porta è stata indagata la muratura accanto al foro cercando di disporre la griglia a 50 cm da terra e distanziandoci dall'apertura almeno 20 cm. Nelle pareti che presentano un'apertura di tipo finestra è stata indagata la muratura sotto il foro disegnando una griglia che non solo comprende l'area dell'apertura ma anche porzioni di maschio murario posizionato accanto ad essa. I segnali sono stati campionati a 19200 Hz e per ogni punto della griglia sono stati effettuati almeno cinque eccitazioni con il martello.



Figura 41 Fotografia scattata durante l'esecuzione di un test sonico

Acquisizione ed analisi del segnale

Le registrazioni dei test sonici sono state trasferite all'interno del database del software Catmaneasy®, che è il pacchetto software specificatamente sviluppato per il trattamento e l'analisi dei dati sonici. Prima di procedere con l'esecuzione del test è stato necessario collegare un sensore di tipo accelerometrico ed un martello alla centralina di acquisizione. Successivamente sono stati impostati i parametri di acquisizione come la frequenza di campionamento (19200 Hz) ed i canali di registrazione (Figura 42). La centralina possiede 8 possibili collegamenti di sensori, nel nostro caso al ch1 è stato collegato l'accelerometro mentre al ch8 è stato collegato il martello strumentato.

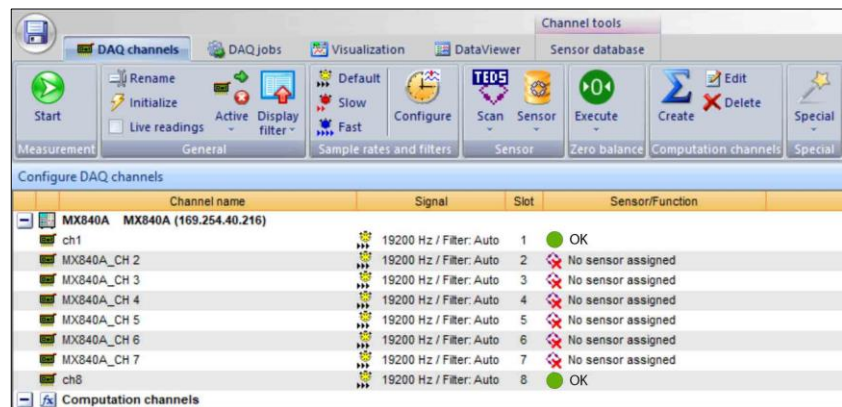


Figura 42 Impostazione dei parametri per l'acquisizione dei test sonici

I sensori sono stati posizionati sull'apposito punto della griglia disegnata sulla muratura e con questo setup è stato possibile eseguire i test sonici. L'operatore che sorregge il martello, per ogni punto della griglia ha effettuato cinque colpi mentre l'operatore che gestisce l'acquisizione del segnale ha verificato a schermo che l'acquisizione del segnale accelerometrico e del martello fosse corretta prima di procedere al salvataggio (Figura 43). Ogni singolo segnale è stato registrato e salvato con un apposito nome durante la fase di campagna.

Successivamente alla raccolta di tutte le misurazioni è stato possibile eseguire l'analisi dei dati. Per ogni misura sono state analizzate tre battute. I due segnali (martello ed accelerometro) sono stati importati e sovrapposti in modo tale da poter identificare la variazione temporale tra il colpo eseguito dal martello e la percezione dello stesso da parte dell'accelerometro (Figura 44). Una volta individuata la variazione temporale del segnale e nota la distanza tra i sensori, è stato possibile ricavare la velocità di attraversamento del test sonico come rapporto tra la distanza dei sensori e l'intervallo temporale.

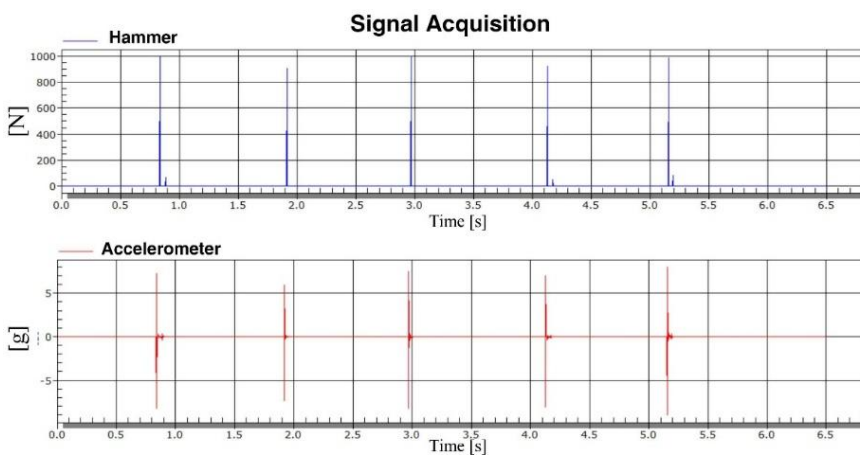


Figura 43 Fase di acquisizione del segnale sonico. In blu sono visibili i colpi eseguiti dal martello mentre in rosso è visibile il segnale percepito dall'accelerometro

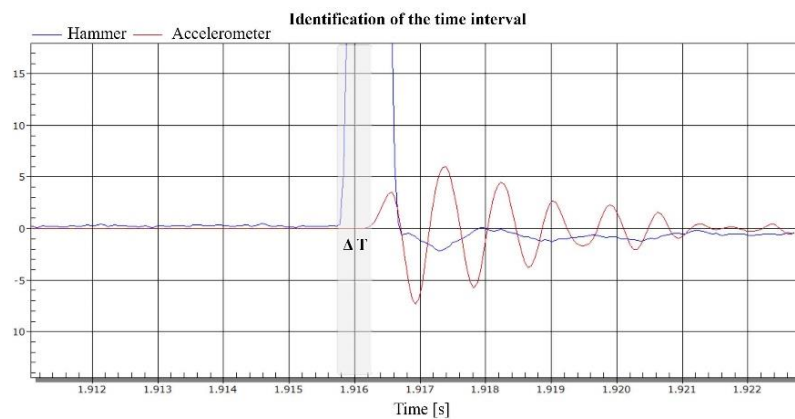


Figura 44 Individuazione della variazione temporale tra il segnale del test sonico registrato dal martello e dall'accelerometro

Prove soniche dirette

Nel seguente paragrafo vengo riportati in forma sintetica i risultati delle prove soniche dirette. Per ogni pannello analizzato viene fornita una fotografia del posizionamento della griglia ed accanto un'immagine della distribuzione delle velocità registrate durante lo svolgimento del test sonico elaborate con il software Surfer11.

Nel test ET1 sono state individuate due sezioni di parete a destra ed a sinistra della porta. Su ogni sezione è stata disegnata una griglia composta da sei punti. Le prove in trasparenza hanno registrato una velocità media di attraversamento dell'onda elastica di 1308 m/s (Figura 45).

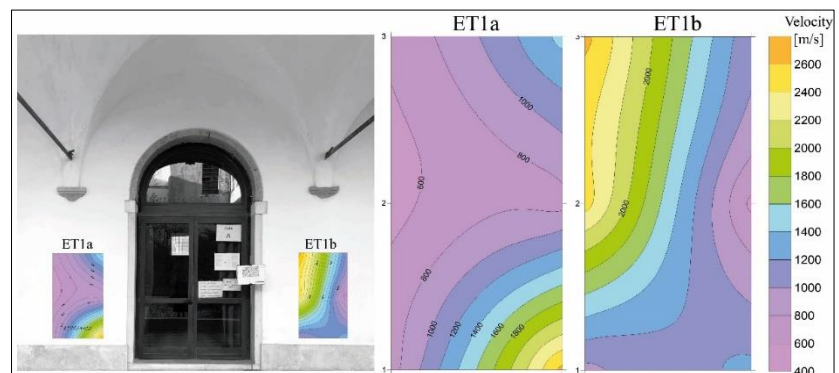


Figura 45 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello ET1

Nel test ET2 sono stati coinvolti i maschi murari che affiancano l'apertura e la porzione di muratura posizionata sotto l'apertura stessa. È stata disegnata una griglia composta da 21 punti riportati su entrambe le superfici della muratura per poter eseguire prove soniche dirette.

La velocità media registrata dal test sonico diretto è di 1232 m/s (Figura 46). Le velocità più basse sono state registrate nella colonna sette (767 m/s) mentre le velocità maggiori sono state registrate nella colonna tre (1890 m/s). Complessivamente la parete non presenta danni visibili ad eccezione del distacco dell'intonaco causato dall'umidità di risalita.

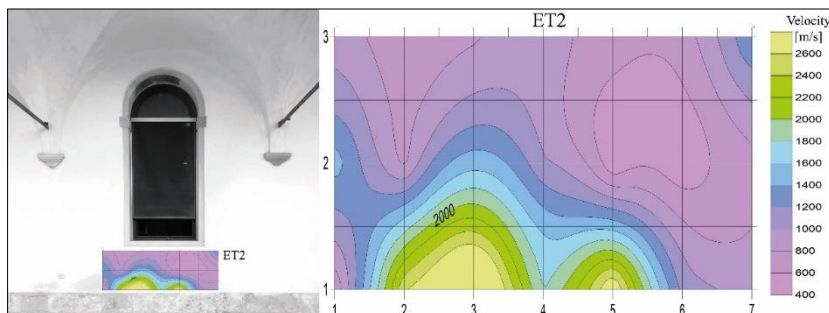


Figura 46 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello ET2

Nel test ET3, come per il test ET2, sono stati coinvolti i maschi murari situati accanto al foro e la porzione di muratura situata sotto l'apertura. In questo caso è stata disegnata una griglia composta da 30 punti (Figura 47).

Anche in questo pannello non sono presenti danni visibili. La velocità media registrata è di 1232 m/s. Le velocità maggiori sono state individuate nelle colonne 8 e 9 (rispettivamente 1530 m/s e 1511 m/s); mentre le velocità medie più basse sono state registrate nella colonna uno (919 m/s).

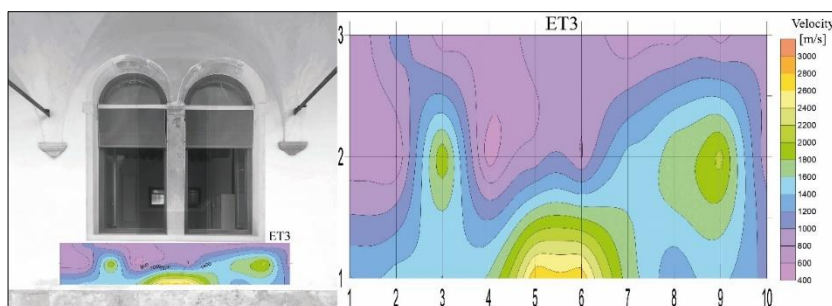


Figura 47 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello ET3

Nel chiostro della biblioteca dei Tolentini i test si sono concentrati nel pannello T1. Il pannello presenta un'apertura di tipo finestra e la superficie che si affaccia sul chiostro non presenta intonaco (Figura 48). Questo ha permesso di osservare delle fessure verticali lungo i giunti di malta accanto alla finestra. I mattoni presentano in parte una patina biancastra causata dall'umidità di risalita. Sulla muratura è stata disegnata una griglia composta da 15 punti. La griglia ha una maglia quadrata di 40 cm per lato. Il test ha coinvolto i maschi murari accanto alla muratura e la porzione di muratura posizionata sotto la finestra stessa. La velocità media del test sonico diretto è di 286 m/s. Questa velocità è un indicatore di una limitata compattezza muraria ed è una conferma dell'elevato livello di danno.

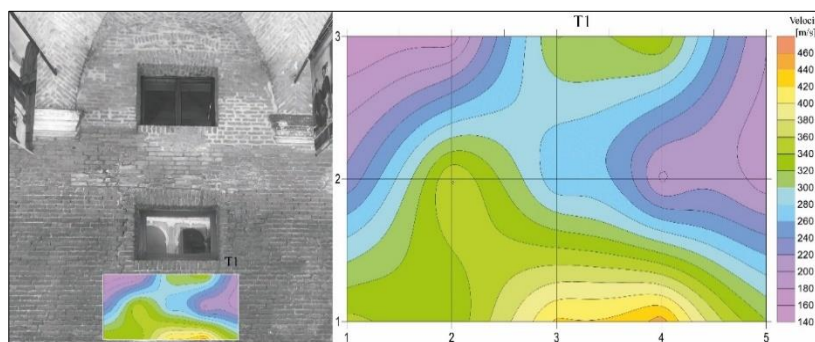


Figura 48 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello T1

Il pannello CT2 situato nell'edificio di Cà Tron, presenta una superficie affrescata (Figura 49). Il muro di spina presenta un'apertura del tipo porta e su questa porzione di parete è stata disegnata una griglia composta da 12 punti su entrambe le superfici. La maglia della griglia ha dimensioni ridotte per non coinvolgere la modanatura dell'affresco che avrebbe potuto influenzare la qualità del segnale. La velocità media registrata dal test sonico diretto è di 867 m/s. Le velocità più basse sono state registrate lungo la colonna uno (518 m/s) mentre le velocità più elevate sono state registrate nella colonna quattro (1336 m/s).

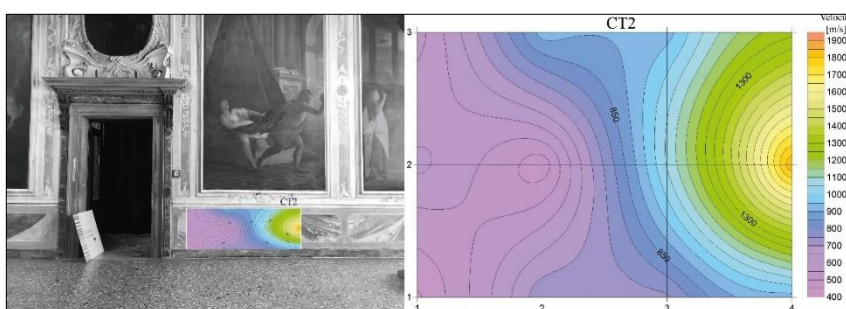


Figura 49 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello CT2

Il test CT3 ha coinvolto un muro di spina del piano primo dell'edificio di Cà Tron caratterizzato da un'apertura del tipo porta (Figura 50). Su questa porzione di parete scelta per l'indagine è stata disegnata una griglia composta da nove punti distribuiti lungo una maglia rettangolare di 30 cm per 40 cm. La velocità registrata durante il test sonico diretto è di 920 m/s. Le velocità minori sono state registrate lungo la colonna due (840 m/s) mentre le velocità più elevate sono state registrate lungo la colonna uno (1040 m/s).

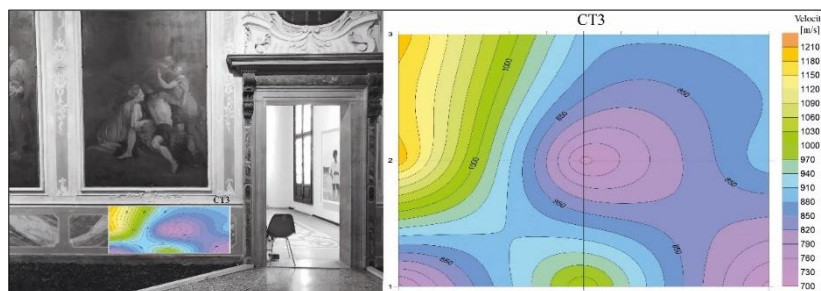


Figura 50 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello CT3

Nell' edificio Malecon 19 è stato indagato un muro di spina situato al piano primo dell'edificio (Figura 51). Questa muratura presenta delle fessure nel punto di contatto tra trave in legno e muratura. Sulla muratura è stata disegnata una griglia composta da venti punti distanti tra loro 40 cm per una superficie totale di 3,2 mq. Entrambe le superfici sono intonacate. La velocità media registrata dal test sonico diretto è di 825 m/s. Le velocità più elevate (> 1000 m/s) sono state registrate nella colonna quattro.

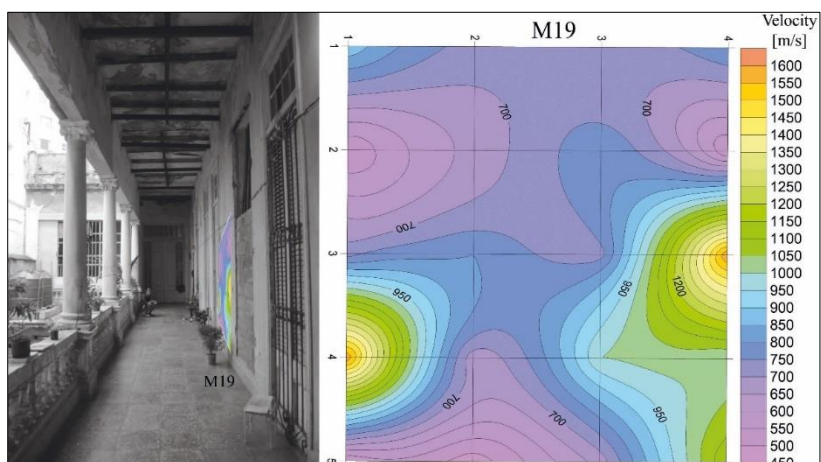


Figura 51 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello M19

Nell' edificio Malecon 21 è stata indagata una muratura portante perimetrale situata al piano terra del prospetto principale dell'edificio. Questa muratura presenta un'apertura di tipo finestra ed un'apertura di tipo porta.

Per il test M21 è stata indagata la muratura posta sotto al foro finestra e la muratura, appartenente ad un maschio murario, posta accanto alla porta (Figura 52). La muratura non presenta danni visibili pur essendo periodicamente coinvolta da allagamenti causati da diversi uragani. La velocità media registrata nel maschio murario è di 738 m/s mentre la velocità media registrata nella muratura posta sotto la finestra è di 1564 m/s.

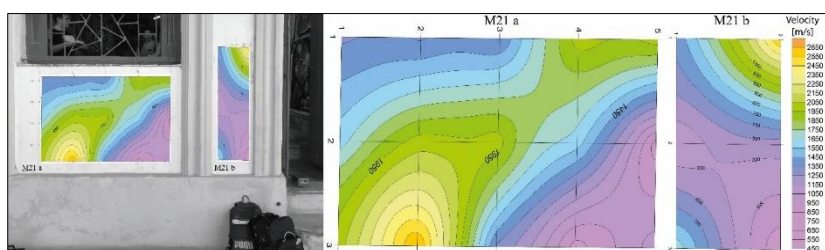


Figura 52 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello M21

Nell' edificio Malecon 23 è stato indagato un muro di spina situato al piano primo dell'edificio. Questa muratura non presenta fessure visibili. Sulla muratura è stata disegnata una griglia composta da dodici punti distanti tra loro 40 cm per una superficie totale di 0.96 mq. La velocità media registrata dalle prove soniche dirette è di 1047 m/s.

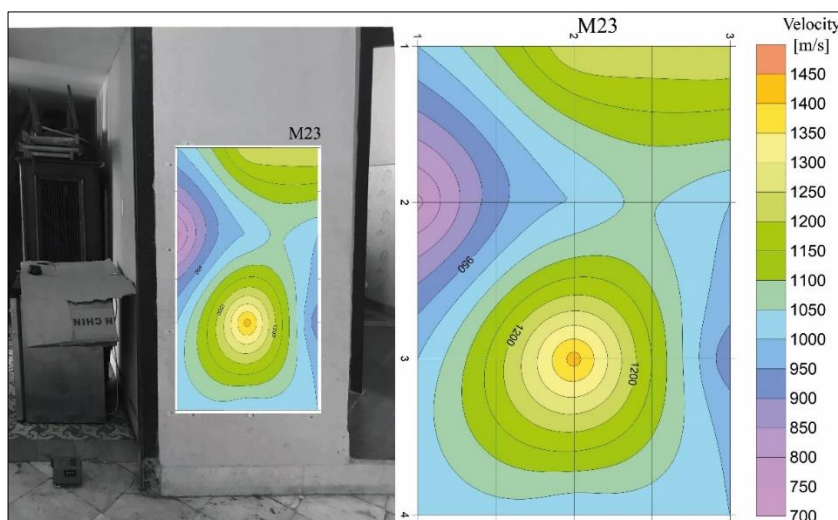


Figura 53 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello M23

Il tempio Jagannath presenta importanti danni a seguito del terremoto Gorkha del 2015. La muratura perimetrale del piano terra, lato est, è stata indagata con test sonici diretti. È stato possibile indagare solo 11 punti poiché la muratura presenta un importante portale in legno modanato (Figura 36 e Figura 54). La muratura indagata presenta una fessura verticale nell'angolo disegnato dall'intersezione di due murature portanti. La velocità media di attraversamento dell'onda sonora diretta è di 1283 m/s.

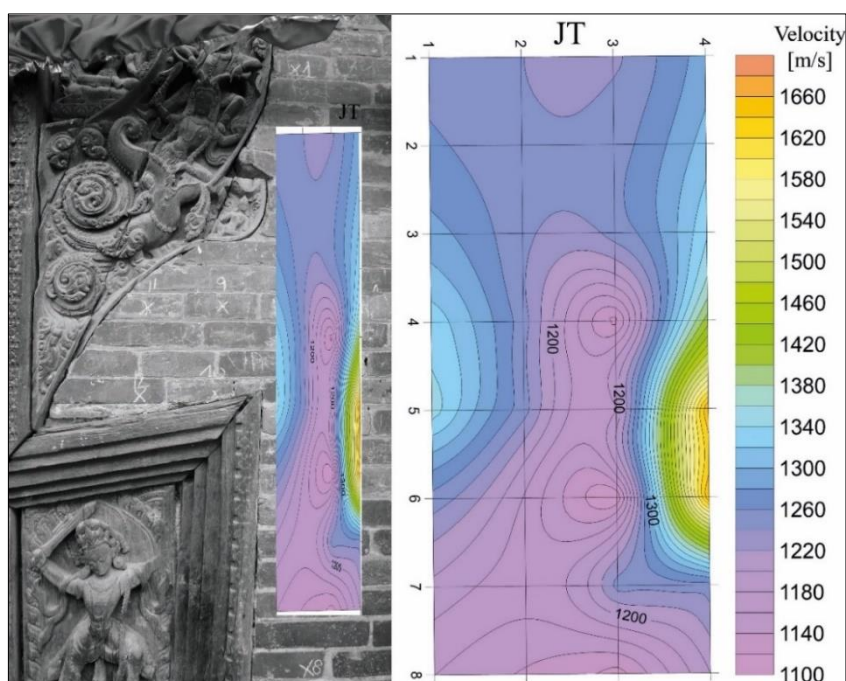


Figura 54 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello JT

Il tempio Bhimsen situato a Patan presenta un livello di danno minore rispetto al tempio Jagannath.

È stato eseguito un test sonico diretto nel pannello B1 appartenente ad un muro di spina del piano primo caratterizzato da un'apertura di tipo porta (Figura 55). Le prove si sono concentrate sullo stipite della porta poiché era l'unica porzione di muratura accessibile da entrambi i lati per l'esecuzione di test sonici diretti. È stata disegnata una colonna di 5 punti distanti tra loro 30 cm.

La velocità media registrata dalle prove soniche dirette è di 280 m/s.

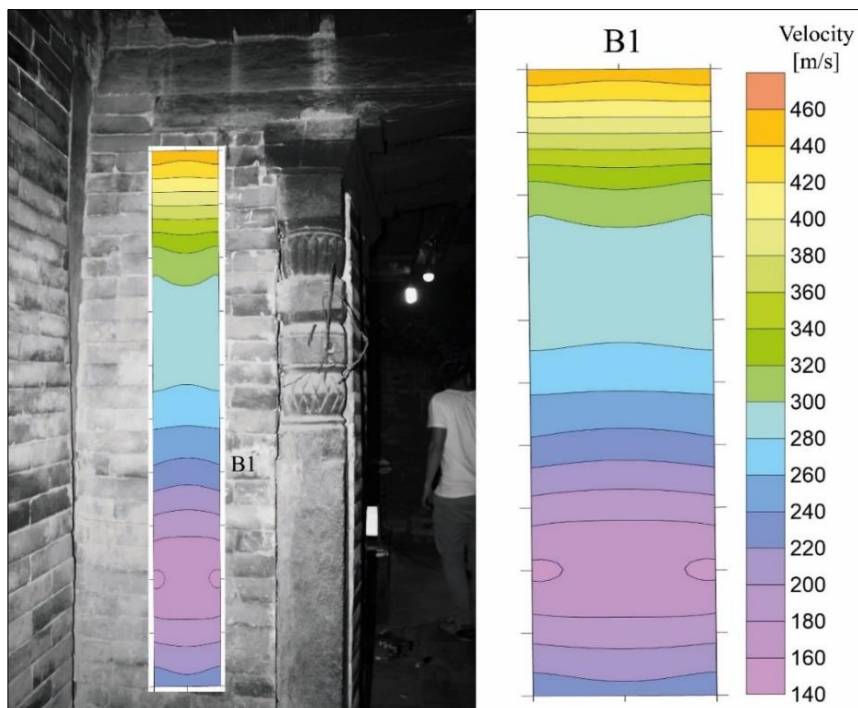


Figura 55 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello B1

Prove soniche indirette

Le prove soniche indirette sono state svolte utilizzando le stesse griglie disegnate per le prove soniche dirette. I test sono stati svolti posizionando le sonde perpendicolari e parallele ai giunti di malta.

In alcuni test per mancanza di tempo non è stato possibile testare l'intera griglia, per questo motivo le immagini di accompagnamento ai commenti dei risultati mostrano l'effettiva superficie indagata.

Nel test ET2, indiretto, è stata indagata la superficie della muratura rivolta verso il chiostro. La velocità media del test sonico indiretto registrata è di 976 m/s. Il martello è stato posizionato nel punto (1;3) mentre l'accelerometro è stato spostato nei vari punti della griglia ().

Figura 56).

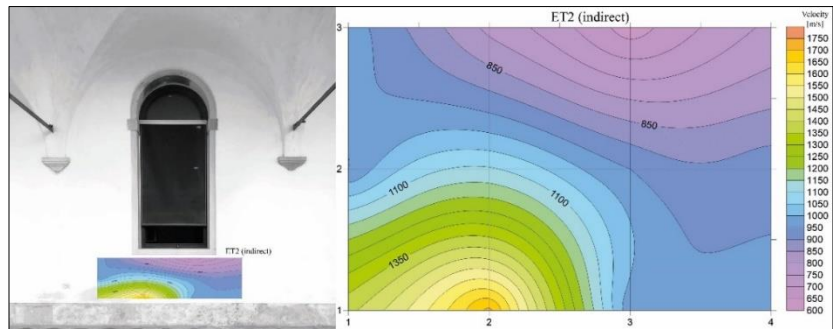


Figura 56 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello ET2indirect

Il pannello T1 situato nel complesso dei Tolentini si presenta fortemente danneggiato. Per ampliare il numero di punti indagati in questo caso i sensori sono stati posizionati paralleli ai giunti di malta (Figura 57 indirect, horizontal) e perpendicolari ai giunti di malta (Figura 57 indirect, vertical). Per le prove indirette orizzontali sono stati indagati 12 punti mentre per le prove indirette verticali sono stati indagati 10 punti. La velocità media registrata nel pannello T1 (indirect, horizontal) è di 1373 m/s mentre nel test T1 (indirect, vertical) la velocità media registrata è di 840 m/s.

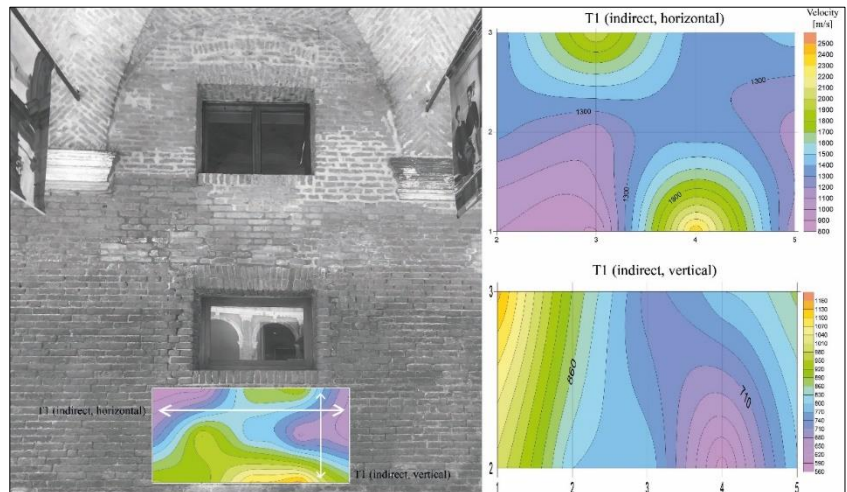


Figura 57 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello T1indirect

Il test CT1 è stato eseguito su un muro di spina del piano terra dell'edificio di Cà Tron caratterizzato da un'apertura di tipo porta. In questo caso la muratura è stata coinvolta da un intervento di consolidamento strutturale. Anche in questo caso per ampliare il numero di punti indagati, i test si sono concentrati posizionando gli strumenti paralleli ai giunti di malta e perpendicolare agli stessi. Per svolgere il test sonico indiretto è stata creata una griglia a maglia quadrata composta da quattro righe e quattro colonne per un totale di sedici punti. La griglia è stata disegnata in modo tale da coinvolgere l'intervento di consolidamento.

Le prove soniche indirette orizzontali svolte hanno registrato una velocità media di 1041 m/s. Le velocità più elevate sono state registrate nei punti che hanno coinvolto la muratura di ripristino (1379 m/s) mentre le velocità più basse sono state registrate nella muratura storica (666 m/s). Le prove soniche indirette verticali svolte direttamente sulla muratura hanno presentato una velocità media di 1131 m/s. Come nel caso precedente le velocità più elevate sono state registrate sulla muratura di ripristino (1454 m/s) mentre le velocità inferiori sono state registrate nella muratura storica (665 m/s). La distribuzione delle velocità dei singoli test è descritta in Figura 58.

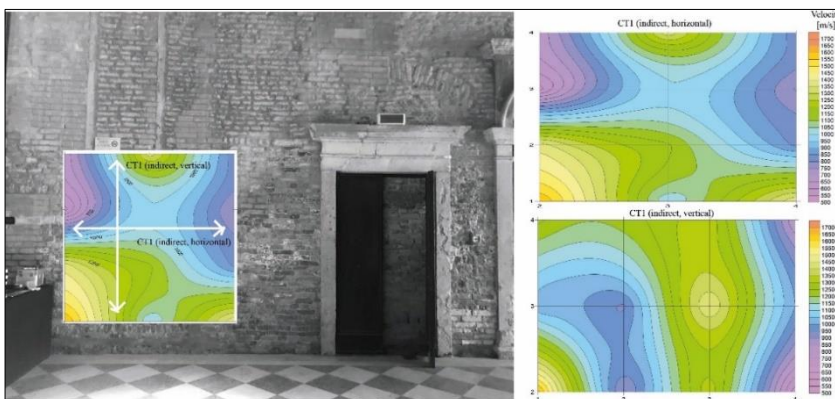


Figura 58 Distribuzione delle velocità dei test sonici indiretti nel pannello CT1 indirect

Anche negli edifici cubani sono state svolte prove soniche indirette. In particolare nel test M19 indirect è stato indagato il muro di spina del piano primo dell'edificio Malecon 19, sulla superficie danneggiata della muratura rivolta verso l'esterno. In questo caso il martello è stato posizionato nel punto (1;5) mentre l'accelerometro è stato spostato in più punti della griglia. La velocità media registrata dal test sonico indiretto è di 828 m/s (Figura 59).

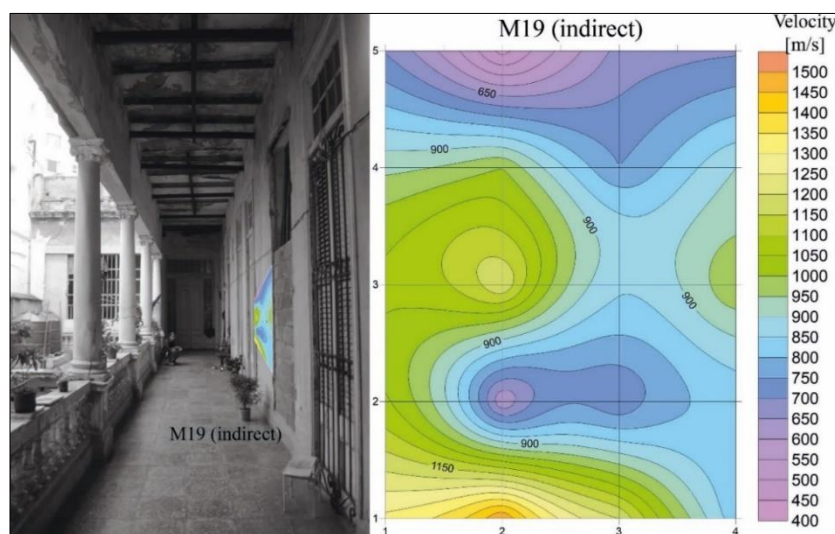


Figura 59 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello M19 indirect

Nel pannello M21 indirect dell'edificio Malecon 21 è stata indagata solo la muratura posizionata sotto al foro finestra. In questo caso il martello è stato posizionato nel punto (1;4) mentre l'accelerometro è stato posizionato in più punti della griglia. La muratura non presenta danni visibili pur essendo periodicamente colpita dalle intemperie provocate dagli uragani. La velocità media registrata dal test sonico indiretto è di 1020 m/s (Figura 60).

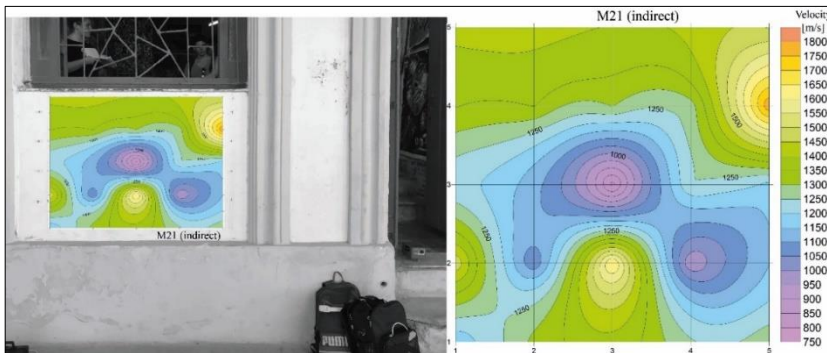


Figura 60 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello M21indirect

Le prove soniche indirette svolte nell'edificio Malecon 23 hanno riguardato lo stesso muro di spina testato per le prove soniche dirette; in questo caso il test è stato svolto sulla superficie della muratura che si affaccia sul corridoio del piano primo. La velocità media registrata dal test è di 1020 m/s.

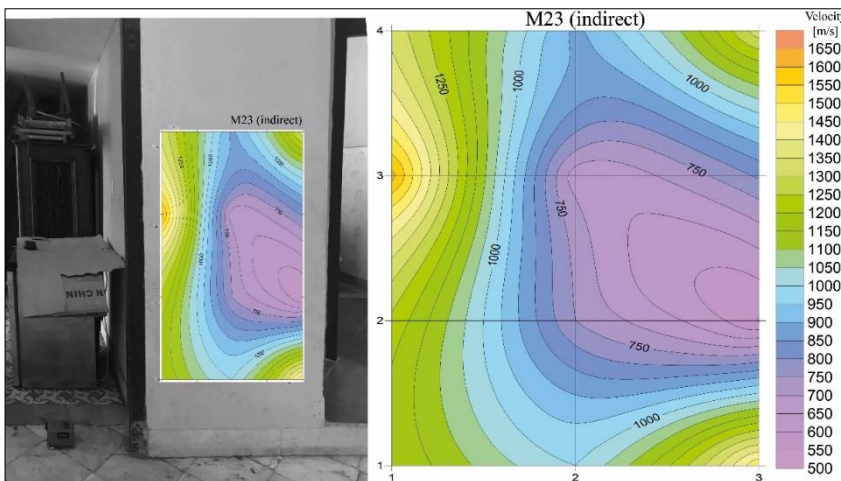


Figura 61 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello M23 indirect

I test sonici indiretti svolti negli edifici nepalesi hanno coinvolto il tempio Krishna ed il tempio Bhimsen.

Nel primo tempio sono state eseguite prove soniche indirette sulla muratura fessurata della cella centrale del tempio. Non è stato possibile entrare nella cella del tempio e per questa ragione è stato impossibile eseguire prove soniche dirette. Sulla muratura è stata disegnata una griglia composta da otto punti. La velocità media delle prove soniche indirette è di 1300 m/s ma a cavallo della fessura sono state registrate velocità di 250 m/s – 400 m/s.

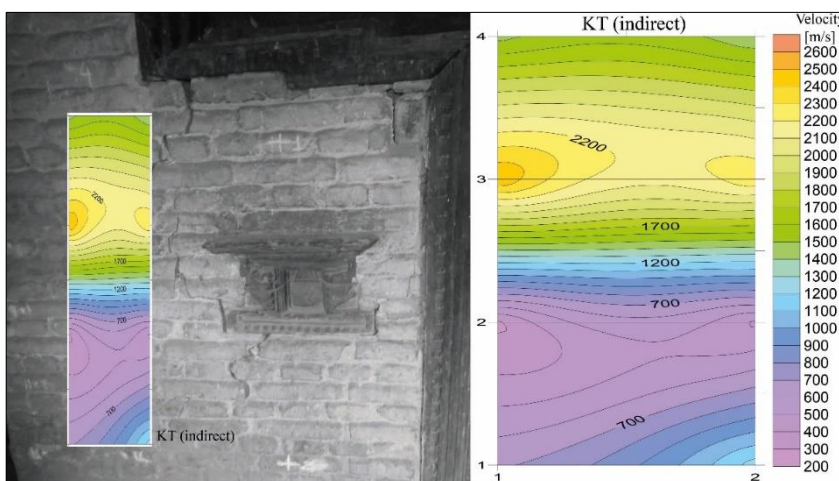


Figura 62 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello KT indirect

Nel tempio Bhimsen è stata indagata una muratura di spina danneggiata situata al piano terra. In questo caso non sono state svolte prove soniche dirette perché lo spessore della muratura (1.5 m) avrebbe potuto influire sui risultati dei test. Le prove soniche indirette si sono svolte sulla superficie rivolta ad ovest della muratura che presenta una fessura orizzontale tra i giunti di malta e sulla superficie est della stessa muratura. Questa presenta al piano primo un rigonfiamento importante di 10 cm causato dall'azione del sisma del 2015.

La velocità registrata delle prove soniche indirette svolte nel pannello B1 (indirect, West) è di 665 m/s (Figura 63), mentre quella registrata nel pannello B1 (indirect, East) è di 595 m/s (Figura 64).

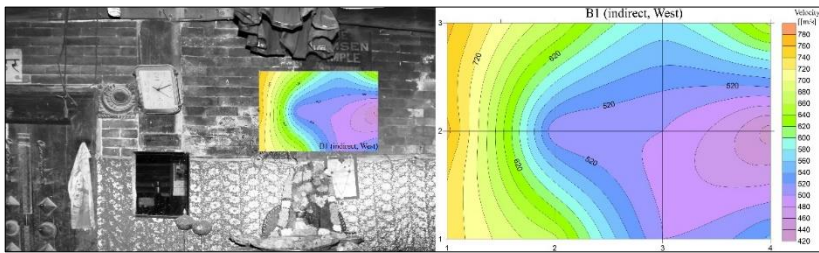


Figura 63 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello B1 indirect West

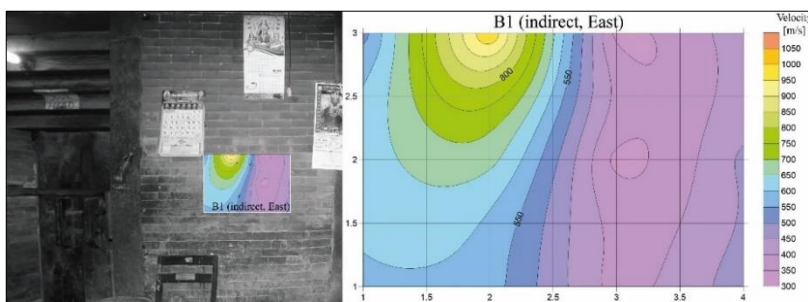


Figura 64 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello B1 indirect East

7.2 Indagini condotte per mezzo dello strumento Tromino®

Per le acquisizioni di sismica passiva, è stato utilizzato un tomografo digitale portatile a tre componenti, noto commercialmente come Tromino®. Le indagini sono state svolte contemporaneamente allo svolgimento dei test sonici. Sono state effettuate diverse campagne di indagine comprensive di 20 misurazioni, ognuna da sedici minuti, con frequenze di campionamento di 128 Hz. Durante le registrazioni sono stati attivati i sei canali velocimetri ed i tre canali accelerometrici. I sensori sono stati disposti in modo tale da orientare i canali di registrazione parallelamente e perpendicolarmente alla traiettoria dei test sonici. Il Tromino® è stato posizionato nella soglia delle porte e sul davanzale delle finestre.

Acquisizione ed analisi del segnale

Le registrazioni di noise (microtremore ambientale) acquisite, sono state trasferite all'interno del database del software *Grilla*, che è il pacchetto software specificatamente sviluppato per il trattamento e l'analisi dei dati acquisiti. Il software permette tra l'altro, l'esportazione dei dati acquisiti in TRC, in formato ASCII o SAF. Le venti registrazioni acquisite sono state trasferite al database del software *Grilla* per poterle successivamente elaborare. Nel database di *Grilla* per ciascun segnale registrato (Figura 65) viene visualizzato: nome della traccia, giorno e ora di inizio e fine acquisizione, durata della registrazione, presenza o meno di un report della traccia, frequenza di campionamento e eventuale coordinata GPS.

Site	Trace	Seriale	Day	Start	End	Length	In [Hz]
Bienno_Palati	Wlet (19)_Second Floor	TE30166/01-16	18/11/17	17:00:32	17:16:32	16'0"	128
Bienno_Palati	Wlet (19)_Window_Second Floor	TE30166/01-16	25/10/16	10:26:11	10:52:11	14'0"	128
Cuba_Malecon 19	Centro storico PT	TE30166/01-16	06/12/19	16:14:07	16:28:07	14'0"	512
Cuba_Malecon 19	PP ballatoio	TE30166/01-16	06/12/19	17:22:50	17:46:50	14'0"	512
Cuba_Malecon 19	PP portico TE30166-01-16	TE30166/01-16	06/12/19	17:16:55	17:30:55	14'0"	512
Cuba_Malecon 19	PP salone nobile	TE30166/01-16	06/12/19	16:56:35	17:09:35	14'0"	512
Cuba_Malecon 19	PP ultimo vano	TE30166/01-16	06/12/19	21:32:12	21:46:12	14'0"	512
Cuba_Malecon 19	PP Vano porta	TE30166/01-16	06/12/19	22:43:06	22:59:06	16'0"	512
Cuba_Malecon 19	PP Vano porta	TE30166/01-16	06/12/19	22:43:06	22:59:06	16'0"	128
Cuba_Malecon 19	PS terrazza d'alto	TE30166/01-16	06/12/19	21:11:51	21:25:51	14'0"	512
Cuba_Malecon 19	PT sottobalcone TE30166-01-16	TE30166/01-16	06/12/19	23:23:14	23:37:14	14'0"	512
Cuba_Malecon 19	PT vano davanti camera 1	TE30166/01-16	06/12/19	16:32:35	16:46:35	14'0"	512

Figura 65 Schermata del database del software Grilla

Una volta selezionata la specifica acquisizione, il software mostra le tracce relative alle componenti del segnale analizzato (Figura 66). Si procede quindi con l'analisi, impostando i parametri relativi a: la lunghezza della traccia da analizzare, la dimensione della finestra temporale in cui suddividere la registrazione, la percentuale di smoothing e il tipo di finestra da applicare al segnale, l'intervallo di frequenza all'interno del quale calcolare lo spettro.

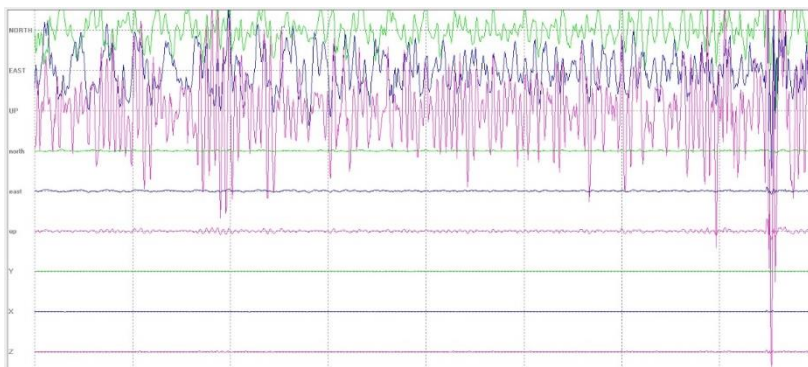


Figura 66 Segnale acquisito con lo strumento Tromino® e relative componenti. Si è scelto di analizzare gli interi segnali della durata di 16 minuti suddividendoli in finestre di 20 secondi, assegnando uno smoothing del 1%, utilizzando una finestra triangolare. Lo spettro è stato calcolato all'interno del range di frequenza 0,1 a 64 Hz, pari alla metà della frequenza di campionamento utilizzata per acquisire il segnale (128 Hz) (Figura 67).

Il segnale quindi è stato pulito, selezionando le porzioni stazionarie in modo da eliminare i transienti, legati a disturbi antropici riferibili a sorgenti esterne vicine al sito di misura.

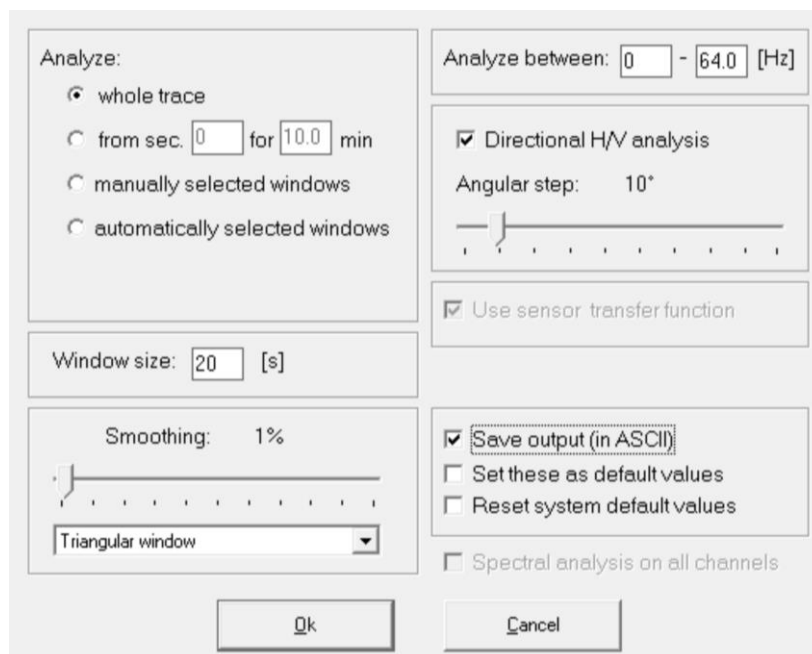


Figura 67 Finestra delle impostazioni per l'analisi del segnale

Il grafico di Figura 68, mostra l'elaborazione di una tipica registrazione di segnale HVSR; il risultato è uno spettro di frequenza (linea rossa) che rappresenta il rapporto tra la media delle componenti del moto orizzontale (N-S ed E-W) e quella del moto verticale.

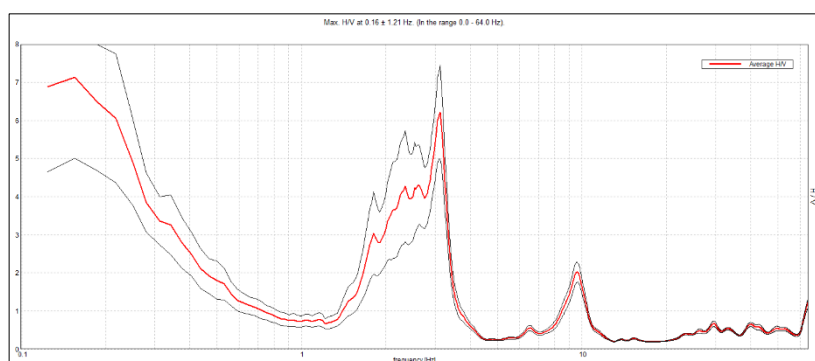


Figura 68 Spettro di frequenza (rosso) e la deviazione standard (nero)

Tale rapporto, in realtà, raffigura la media dei rapporti spettrali ottenuti per ogni valida finestra di registrazione di 20 secondi; le linee nere mostrano la deviazione standard dell'intero spettro ottenuto.

Insieme al grafico relativo allo spettro H/V, il software fornisce una rappresentazione grafica degli spettri di Fourier delle singole componenti del moto del suolo (Figura 69). Il loro andamento è significativo nel discernere i contrasti d'impedenza sismostratigrafica da qualsivoglia segnale artefatto di origine antropica. Nel picco stratigrafico la componente verticale (Z) si sposta verso il basso, generando una forma ad "occhio", mentre, in un picco antropico tutte le componenti si spostano contemporaneamente verso l'alto (Castellaro, 2010).

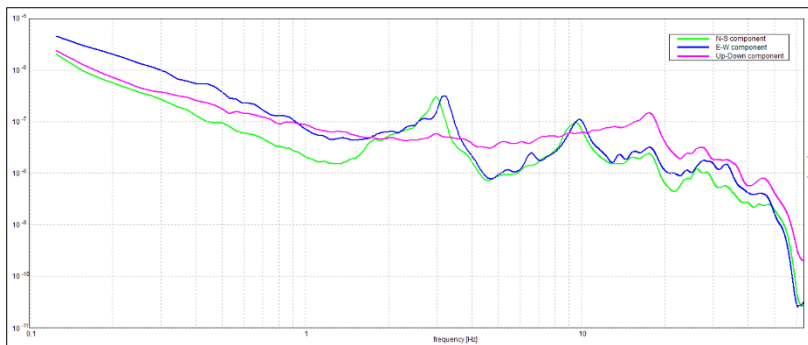


Figura 69 Spettro di Fourier delle singole componenti della registrazione

Risultati ed interpretazione

Come descritto nel paragrafo precedente dalle registrazioni effettuate è stato possibile ricavare lo spettro di ampiezza di Fourier per ogni singola misura. Le registrazioni sono state importate nel software Grilla e sono state esportate come file ASCII. Infine i dati sono stati importati in un codice scritto con l'ausilio del software Matlab per adattare gli spettri alla scala semilogaritmica adeguata. Le immagini che seguono mostrano nella fotografia il posizionamento dello strumento, mentre negli spettri è stata evidenziata la frequenza naturale emersa dalle registrazioni.

Nell'edificio Ex convento delle Terese lo strumento è stato posizionato in un foro porta (Figura 70) ed in due diversi fori finestra (Figura 71 e Figura 72).

L'edificio è composto da diversi volumi di altezza variabile compresa tra due e tre piani. La porzione di edificio indagata si presenta come un blocco a pianta rettangolare con sviluppo principale longitudinale (65 m) composta da tre piani fuori terra. L'edificio storico seicentesco è stato realizzato in muratura.

La frequenza naturale ricavata dalle tre diverse misurazioni è compresa tra 1.96 e 2 Hz, con componente ad ampiezza maggiore longitudinale.

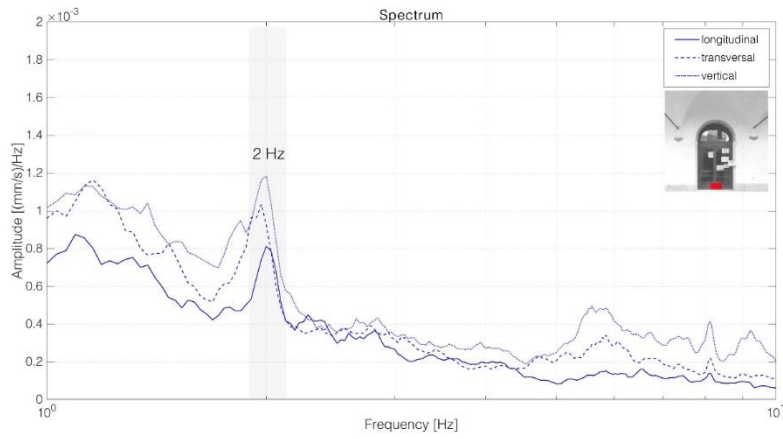


Figura 70 Spettro di Fourier della test ET1, foro porta dell'ex convento delle Terese

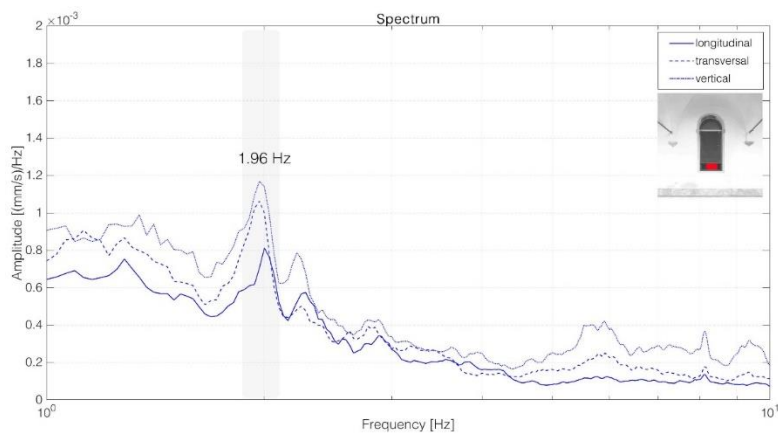


Figura 71 Spettro di Fourier della test ET2, foro finestra dell'ex convento delle Terese

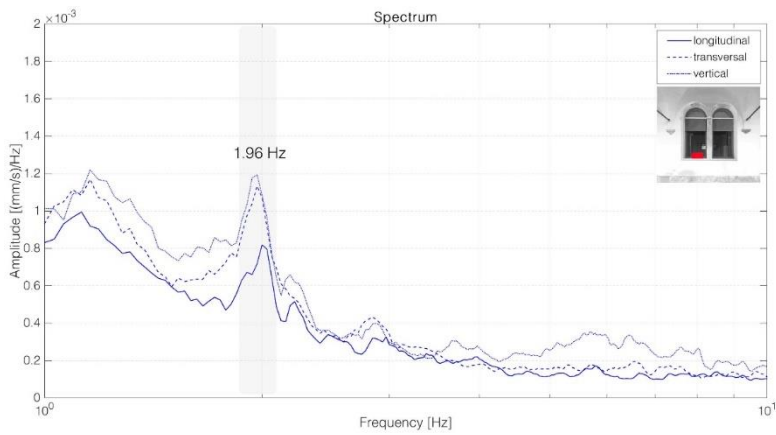


Figura 72 Spettro di Fourier della test ET3, foro finestra dell'ex convento delle Terese

L'edificio dei Tolentini è anche esso un edificio storico veneziano realizzato in muratura. L'edificio ha una pianta quadrata che si articola intorno ad un grande vuoto centrale, il chiostro. L'edificio è composto da cinque piani e la misurazione effettuata è stata svolta in un foro finestra al piano terra dell'edificio. Anche in questo caso la frequenza naturale ricavata è di 2 Hz con componente ad ampiezza maggiore longitudinale (Figura 73).

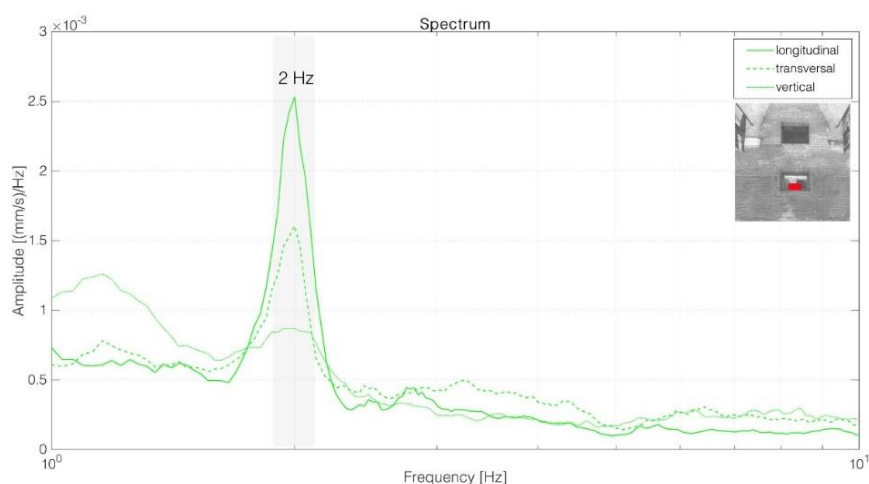


Figura 73 Spettro di Fourier della test T1, foro finestra dell'edificio dei Tolentini

L'edificio di Cà Tron rispecchia la tipologia architettonica dei palazzi nobiliari veneziani. L'edificio, la cui pianta è a "U", consta del piano terra, di un mezzanino e di due piani nobili, si sviluppa per quattro piani fuori terra completamente in muratura.

In questo edificio sono state condotte tre diverse misurazioni con lo strumento Tromino®. La prima effettuata al piano terra dell'edificio, posizionando lo strumento nel foro porta della porzione di muratura indagata, ha evidenziato una prima frequenza naturale a 1.96 Hz con componente di ampiezza maggiore trasversale (Figura 74).

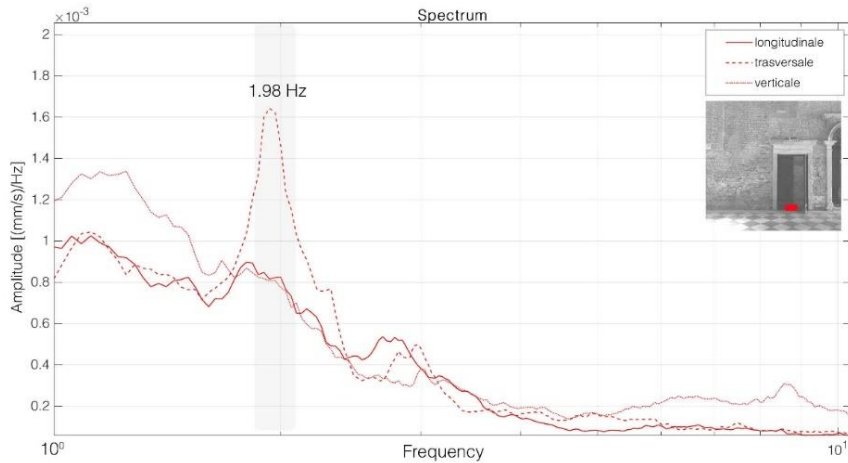


Figura 74 Spettro di Fourier della test CT1, foro porta dell'edificio Cà Tron

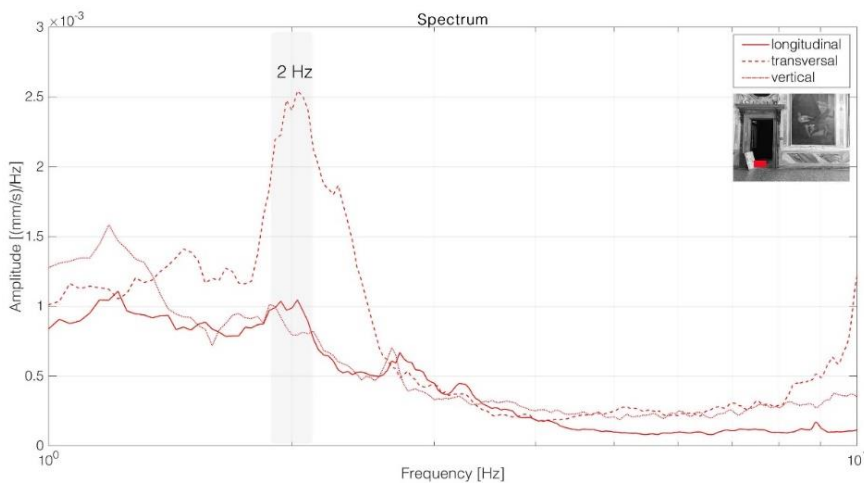


Figura 75 Spettro di Fourier della test CT2, foro porta dell'edificio Cà Tron

Le altre due misure sono state condotte al piano primo dell'edificio, in questo caso lo strumento è stato posizionato nella soglia di due diverse porte appartenenti a muri di spina paralleli. La prima misura è stata condotta nella porzione di edificio che si affaccia sul cortile interno e mostra una prima frequenza naturale a 2 Hz con componente di ampiezza maggiore trasversale allo sviluppo della pianta dell'edificio (Figura 75).

La seconda misura è stata condotta nella porzione di edificio che si affaccia sul Canal Grande. Anche in questo caso la prima frequenza naturale registrata è di 1.99 Hz con componente di ampiezza maggiore trasversale (Figura 76).

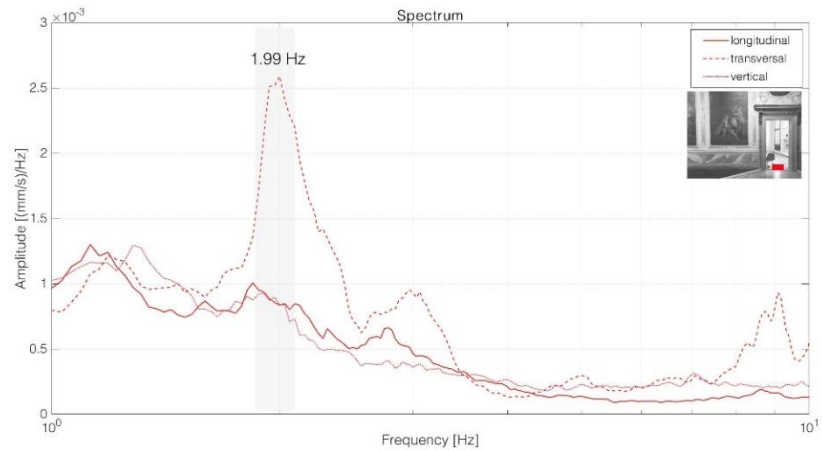


Figura 76 Spettro di Fourier della test CT3, foro porta dell'edificio Cà Tron

Anche negli edifici cubani sono state condotte misurazioni della durata di 16 minuti con frequenza di campionamento a 128 Hz. Nell'edificio Malecon 19 lo strumento è stato posizionato nella soglia della porta accanto alla muratura indagata con i test sonici.

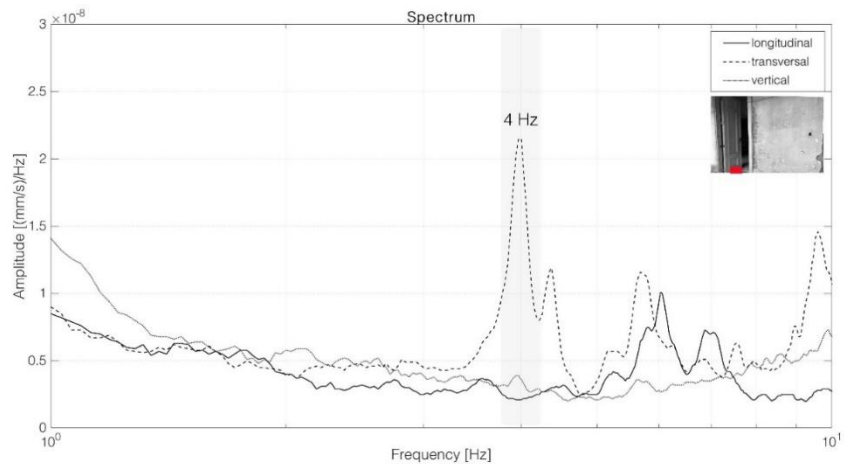


Figura 77 Spettro di Fourier della test M19, foro porta dell'edificio Malecon 19

L'edificio ha una pianta rettangolare, il lato lungo misura 43 metri mentre il lato corto 12 e l'edificio si sviluppa in altezza con tre piani. La frequenza naturale sperimentale dell'edificio è 4 Hz, con componente ad ampiezza maggiore trasversale (Figura 77). L'edificio Malecon 21 è situato accanto all'edificio Malecon 19 ed ha anche esso una pianta rettangolare di dimensioni 30 m per 7 metri con tre piani fuori terra. In questo caso lo strumento è stato posizionato al piano terra nella soglia della porta di ingresso all'edificio stesso. Diversamente dal caso precedente lo spettro ricavato presenta due picchi di ampiezza importante. Questo potrebbe essere causato dall'interazione con l'edificio Malecon 19 poiché i due edifici sono a contatto tra loro. In qualunque caso la differenza dei risultati è di 0.6 Hz valore che non influisce particolarmente sulla scelta del picco da considerare come frequenza naturale (Figura 78). Dall'interpretazione dei risultati possiamo affermare che la frequenza naturale dell'edificio è rappresentata dal secondo picco visibile nello spettro perché questo picco è in grado di coinvolgere tutte le componenti spaziali del moto ed è un tipico picco rappresentativo di un primo modo flessionale in direzione trasversale.

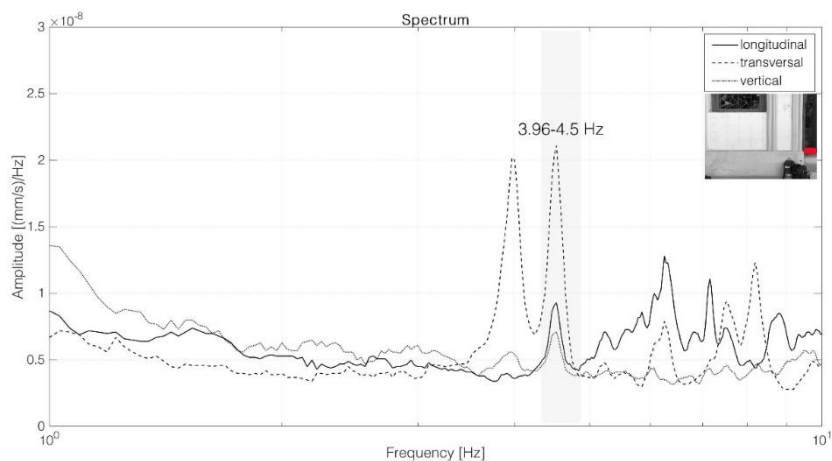


Figura 78 Spettro di Fourier della test M21, foro porta e finestra dell'edificio Malecon 21

Le considerazioni fatte per l'edificio Malecon 21 valgono anche per l'edificio Malecon 23. In realtà questi edifici sono identificati da due numeri civici differenti ma in realtà appartengono allo stesso edificio. Anche in questo caso la prima frequenza naturale sperimentale è compresa tra 4 e 4.5 Hz con componente di ampiezza maggiore trasversale (Figura 79).

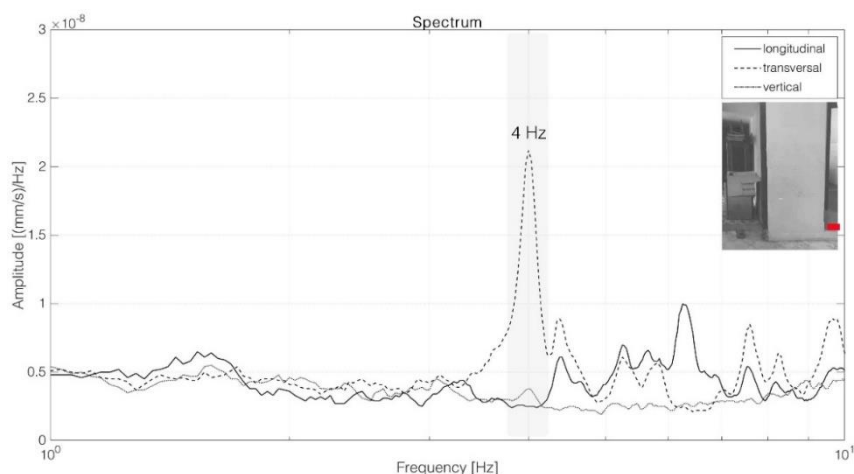


Figura 79 Spettro di Fourier della test M23, foro porta dell'edificio Malecon 23

Le misure condotte negli edifici Nepalesi sono state effettuate nell'ottobre 2016 e nel periodo compreso tra ottobre-dicembre 2017. Questo per ricordare che le misure sono state effettuate su strutture danneggiate e compromesse a seguito del sisma avvenuto nel aprile 2015.

Il tempio Jagannath presenta una pianta quadrata simmetrica composta da due nuclei di muratura baricentrici e da tre piani fuori terra. Il test condotto con lo strumento Tromino® ha coinvolto il livello più esterno della muratura. Infatti lo strumento è stato posizionato nella soglia della porta d'ingresso del piano terra, nel lato est dell'edificio stesso. La registrazione ha avuto una durata di 16 minuti ed è stata campionata a 128 Hz.

La frequenza naturale sperimentale registrata è a 2.34 Hz con componente maggiore longitudinale (Figura 80).

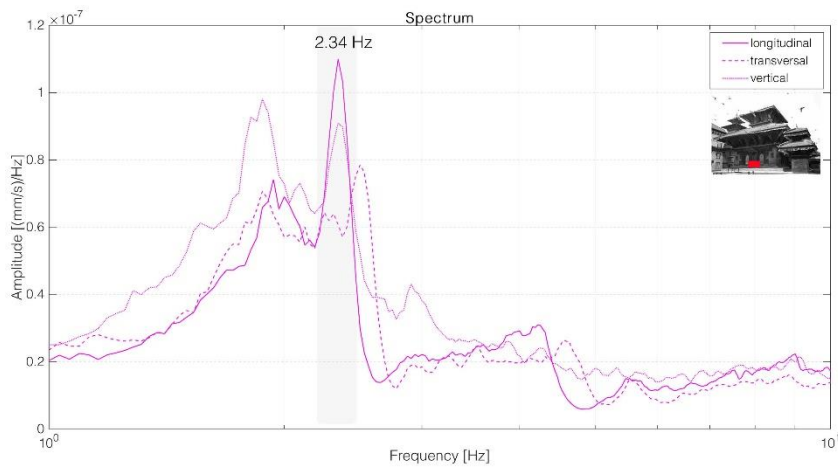


Figura 80 Spettro di Fourier della test JT1, foro porta del tempio Jagannath

Il tempio Krishna è stato costruito con una tipologia architettonica e dimensioni molto simili al tempio Jagannath. Anche questo edificio presenta una pianta simmetrica composta da due nuclei di muratura baricentrici e da tre piani fuori terra. In questo caso però lo strumento è stato posizionato nella soglia della porta di ingresso alla cella centrale. La frequenza naturale sperimentale ricavata è 2.37 Hz (Figura 81).

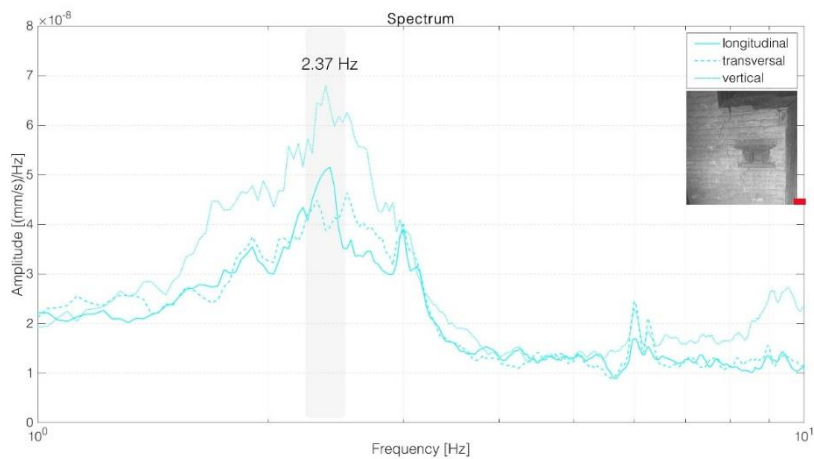


Figura 81 Spettro di Fourier della test K1, foro porta del tempio Krishna

Il tempio Bhimsen è sempre un tempio a pagoda induista. Questo edificio però non presenta le tipiche caratteristiche dei templi a pagoda induisti (pianta quadrata simmetrica, struttura muraria in elevazione continua, cella votiva centrale). Infatti l'edificio ha una pianta rettangolare e si sviluppa in alzato mediante tre livelli fuori terra di cui l'ultimo è una tripla altezza.

In questo edificio lo strumento è stato posizionato al piano terra nella soglia della porta situata accanto alla muratura indagata con i test sonici.

La registrazione ha avuto una durata di sedici minuti ed è stata campionata a 128 Hz. La frequenza naturale sperimentale di questo edificio, snello e alto 19 metri, è di 1.9 Hz (Figura 82).

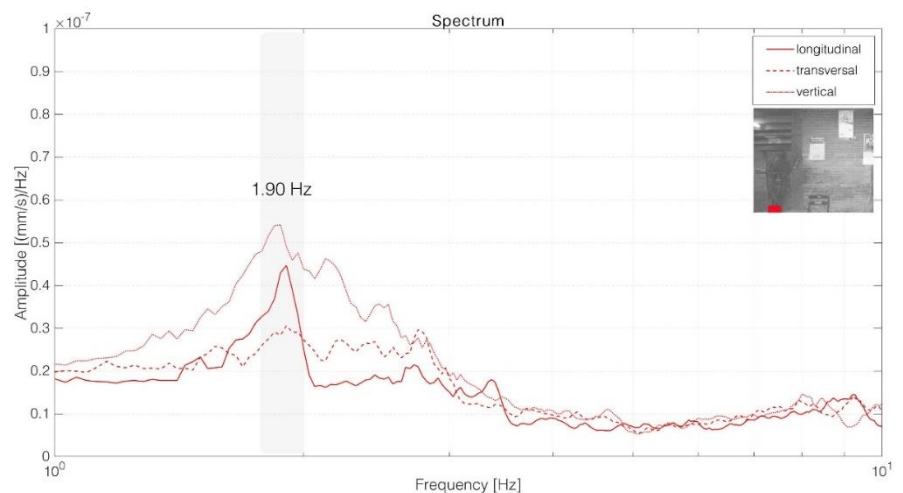


Figura 82 Spettro di Fourier della test B2, foro porta del tempio Bhimsen

Commento ai primi risultati

In questo ultimo paragrafo vengono riportati in forma sintetica i risultati delle prime indagini condotte. Nella stessa tabella vengono messi a confronto pannelli danneggiati e non danneggiati, prove soniche dirette ed indirette, indagini condotte per mezzo dello strumento Tromino® ed infine la percentuale di muratura portante e di apertura di ogni singola porzione di edificio indagata (Tabella 9).

Tabella 9 Sintesi dei risultati delle prove soniche e delle indagini condotte con il Tromino®

		U*	D*	SD*	SI*	T*	M	ϕ
Cà Tron	CT1	0	1	-	1041-1131 m/s	1.98 Hz	90%	10%
	CT2	1	0	867 m/s	764 m/s	2 Hz	93%	7%
	CT3	1	0	920 m/s	876 m/s	1.99 Hz	64%	36%
Tolentini	T1	0	1	286 m/s	1373-840 m/s	2 Hz	86%	14%
Ex convento delle Terese	ET1	1	0	1380 m/s	793 m/s	2 Hz	57%	43%
	ET2	1	0	1232 m/s	976 m/s	1.96 Hz	81%	19%
	ET3	1	0	1232 m/s	844 m/s	1.96 Hz	61%	39%
Malecon 19	M19	0	1	825 m/s	827 m/s	4 Hz	89%	11%
Malecon 21	M21	1	0	738-1564 m/s	1020 m/s	3.96 Hz	60%	40%
Malecon 23	M23	1	0	1047 m/s	1020 m/s	4 Hz	89%	11%
Jagannath	JT	0	1	1238 m/s	-	2.34 Hz	85%	15%
Krishna	KT	0	1	-	1300 m/s	2.37 Hz	86%	11%
Bhimsen	B1	0	1	280 m/s	-	1.9 Hz	89%	11%
	B2	0	1	-	645-595 m/s	1.9 Hz	60%	40%

U* undamaged, D* damaged, SD* direct sonic test, SI* indirect sonic test, T*experimental natural frequency, M Masonry ratio, ϕ Opening ratio

Le prove soniche dirette e indirette non presentano differenze significative nei risultati ottenuti se non ad eccezione del test T1. In questo caso il test sonico diretto ha evidenziato una velocità di attraversamento dell'onda sonora di 280 m/s, valore indicativo di una limitata compattezza muraria, mentre il test sonico indiretto condotto sulla stessa porzione di muratura ha mostrato una velocità superficiale di 1373 m/s, indice di un buon livello di compattezza muraria.

Le indagini condotte con il Tromino® presentano risultati simili in termini di frequenze in edifici con dimensioni e forme comparabili, come ad esempio gli edifici veneziani. Questi risultati non presentano differenze tra test condotti in porzioni di edificio danneggiate ed in porzioni di edificio non danneggiate.

Queste considerazioni saranno la base delle analisi e delle riflessioni presentate nei paragrafi successivi in cui si cercherà di combinare le due tecniche non distruttive applicate.

8. INNOVATIVO VAS TEST (VIBRAZIONI AMBIENTALI E TEST SONICI)

La tesi proposta vuole indagare la possibile interazione di due tecniche ND consolidate. Il campo di ricerca è stato limitato ad unità strutturali in muratura dotati di un foro porta, o foro finestra, oppure una combinazione di porta e finestra. Ciò per racchiudere all'interno dell'indagine un variegato panorama significativo di unità strutturali e storiche. Si è scelto di indagare, con prove soniche ed indagini dinamiche a stazione singola – per mezzo esclusivo di vibrazioni ambientali- alcune murature che presentassero danneggiamenti (fessure, umidità di risalita, interventi di ripristino) e altre non danneggiate. Gli edifici indagati appartengono al patrimonio storico e culturale veneziano, cubano e nepalese.

L'idea è combinare in modo innovativo due tecniche di diagnostica ND basate sulla propagazione delle onde elastiche nei solidi e sulle vibrazioni ambientali. La risposta alle vibrazioni in un caso è stata ottenuta attraverso l'ausilio di test sonici, mentre nel secondo caso le vibrazioni naturali sono state studiate con l'ausilio di un tromografo portatile. Non solo, l'eccitazione in un caso è indotta dal colpo di un martello mentre nel secondo caso la sorgente del rumore è il microtremore ambientale o il rumore antropico.

Generalmente la potenziale integrazione di queste due tecniche può risultare difficoltosa perché le prove soniche forniscono risultati locali mentre le vibrazioni ambientali risultati globali ma ciò è particolarmente utile in presenza di beni culturali.

Un punto comune di queste tecniche è dato dall'identificazione dei danni poiché entrambi gli strumenti misurano indirettamente la rigidità dei sistemi indagati.

Più specificamente, le frequenze naturali e le forme modali lungo una direzione principale, fornite dalle AVMs, possono essere messe in relazione con la velocità dell'onda sonora di attraversamento in porzioni di edificio danneggiate e non danneggiate lungo la stessa direzione.

Entrambi questi strumenti di diagnostica sono dotati di accelerometri ed il loro principio di funzionamento si basa sull'acquisizioni di segnali in velocità o accelerazione.

Pur funzionando grazie all'elaborazione di segnali, gli strumenti vengono utilizzati con finalità diverse. Nel caso dei test sonici l'impiego consiste nel valutare la velocità di attraversamento dell'onda sonora e ricavare informazioni qualitative sulla compattezza muraria. Nel secondo caso i segnali vengono elaborati attraverso la trasformata veloce di Fourier per ottenere la frequenza ed i modi naturali di vibrazione delle strutture.

La tesi si pone l'obiettivo di mettere in dialogo queste strumentazioni che sembrerebbero avere un diverso principio di funzionamento.

Ai fini di validare la tesi iniziale, i segnali dei test sonici sono stati processati con le medesime modalità tipicamente adottate nell'analisi dei segnali ottenuti mediante lo strumento Tromino®.

Nello specifico, questi segnali registrati nel dominio del tempo, sono stati elaborati attraverso la trasformata veloce di Fourier per ottenere analisi spettrali in dominio di frequenza.

Con riferimento specifico al test sonico, esso è stato impiegato sia su segnali in stato di quiete, quando la struttura non è eccitata dal colpo del martello, sia in stato di eccitazione, quando la trasmissione dell'onda elastica è generata dall'impatto del martello sulla muratura. Così facendo i risultati ottenuti dalle due strumentazioni sono stati uniformati e processati per ottenere in entrambi i casi spettri nel dominio delle frequenze.

8.1 Elaborazione del segnale sonico

Attraverso il software Matlab18 è stato elaborato un programma in grado di importare i segnali registrati con l'apparecchiatura sonica e grazie all'applicazione della trasformata veloce di Fourier (FFT) elabora uno spettro nel dominio delle frequenze (allegato 1).

In dettaglio, il codice importa i segnali registrati dai test sonici e restituisce il segnale in accelerazione acquisito dagli accelerometri (Figura 83a). In questi segnali i picchi di ampiezza massima corrispondono all'eccitazione generata dal colpo del martello (Figura 83 a).

In ogni segnale sono state individuate porzioni non eccitate e porzioni di segnale eccitate; da ognuno di questi intervalli sono stati ricavati spettri nel dominio delle frequenze. Questo ha permesso di isolare il rumore di fondo del segnale stesso e di individuare invece la risposta in frequenze dell'eccitazione.

Nell'esempio riportato in (Figura 83 a) sono facilmente riconoscibili all'interno del segnale sette picchi di ampiezza massima. La stessa figura racchiude inoltre tutti i passaggi fondamentali eseguiti dal codice per restituire gli spettri nel dominio delle frequenze.

Un esempio di segnale completo registrato durante una misurazione sonica è visibile nel grafico Figura 83a) entire signal, mentre la porzione di segnale isolata, corrispondente all'intervallo 2.3-2.7s, è presente nel punto b della stessa figura. Nell'è visibile anche l'ultimo passaggio eseguito dal programma che consiste nell'applicazione della Trasformata veloce di Fourier sulla porzione di segnale isolata, scelta dall'operatore, restituendo uno spettro nel dominio delle frequenze (Figura 83 c).

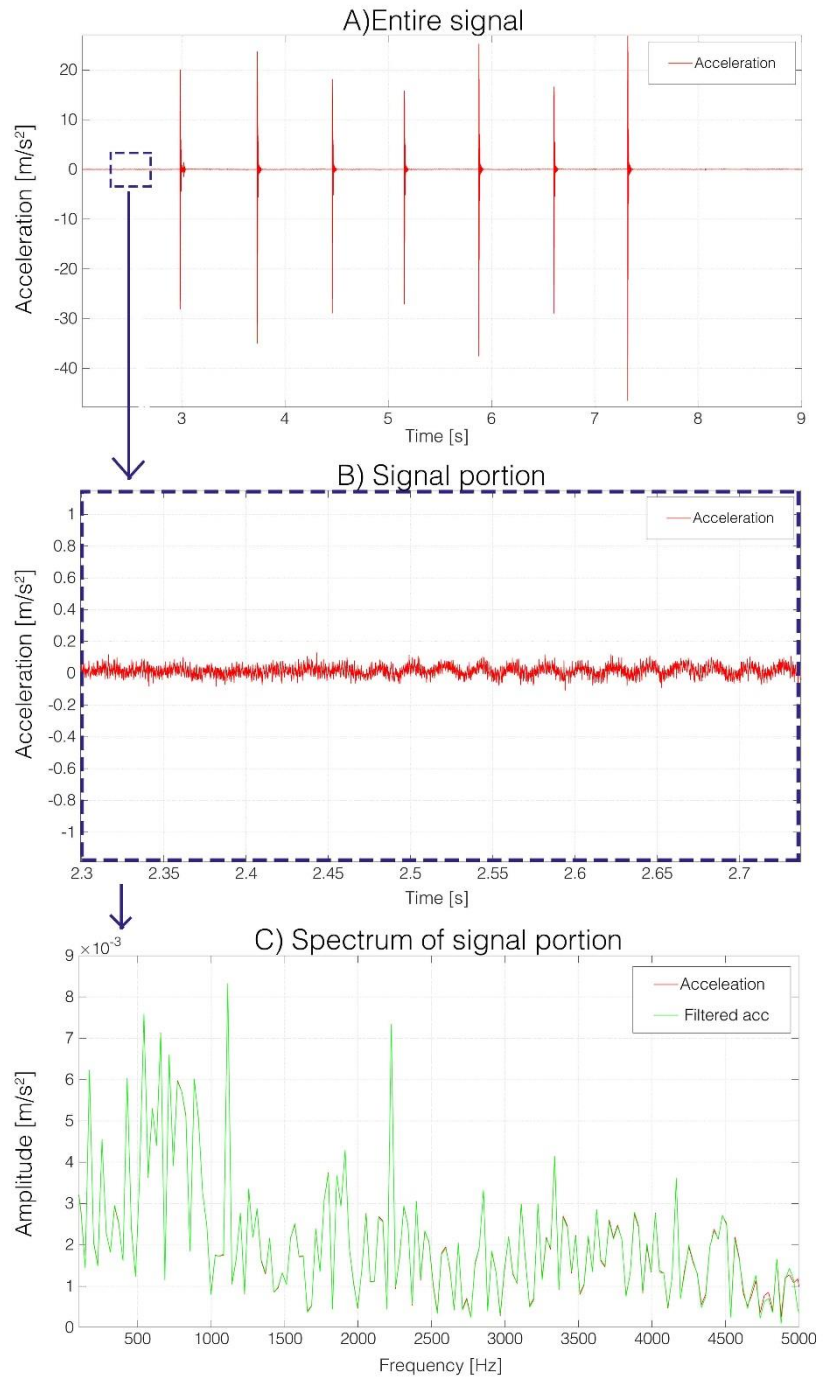


Figura 83 Passaggi fondamentali eseguiti dal codice per ricavare informazioni sul rumore di fondo dei segnali

Una volta individuate le frequenze del rumore di fondo, il codice analizza una porzione di segnale eccitato. Avvia un ciclo in grado di isolare tale intervallo eccitato e di eseguire la FFT sulla stessa.

Per l'avvio del ciclo è stato necessario identificare l'inizio dell'eccitazione (t_1) ed il ritorno allo stato di quiete del segnale (t_2). Si è scelto di considerare come t_1 la prima variazione della forma del segnale e t_2 come fine dell'eccitazione con ritorno allo stato di quiete (Figura 84 ,b- signal portion).

Il codice poi applica all'intervallo scelto la FFT e successivamente restituisce uno spettro in cui sono visibili in ascissa le frequenze ed in ordinata le ampiezze del segnale in accelerazione (m/s^2).

I segnali sono stati campionati a 19200 Hz e la trasformata di Fourier è stata applicata ricorrendo alla Nyquist frequency (Dal Moro 2012), corrispondente alla metà della frequenza di campionamento. Per l'applicazione delle FFT è stato inoltre utilizzato un filtro passa banda con frequenze di taglio comprese tra 0.001 – 5000 Hz.

Nell'allegato 1 è stato riportato l'intero codice elaborato in Matlab in cui sono visibili tutti i passaggi per ottenere gli spettri.

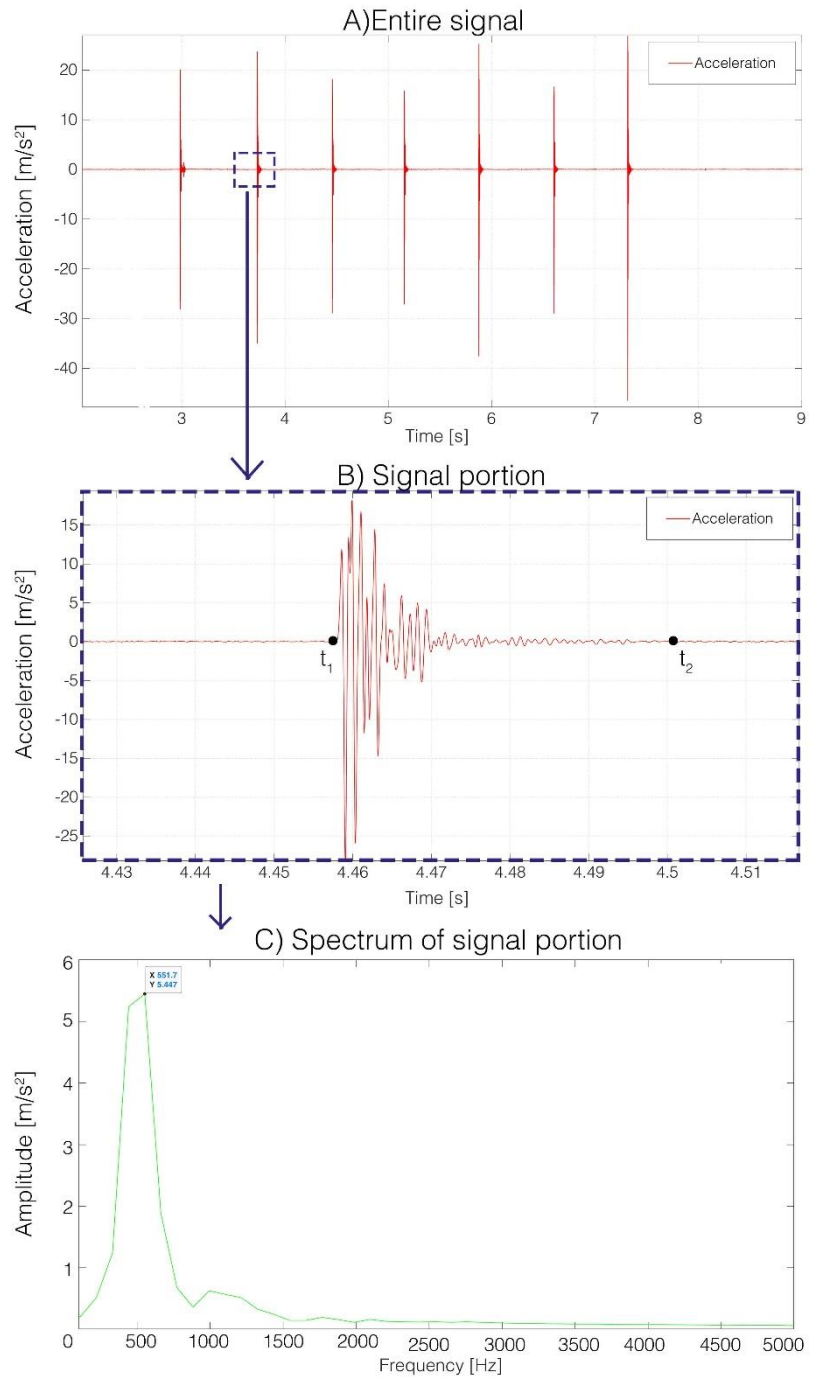


Figura 84 Passaggi fondamentali eseguiti dal codice per ricavare informazioni su porzioni di segnale eccitato

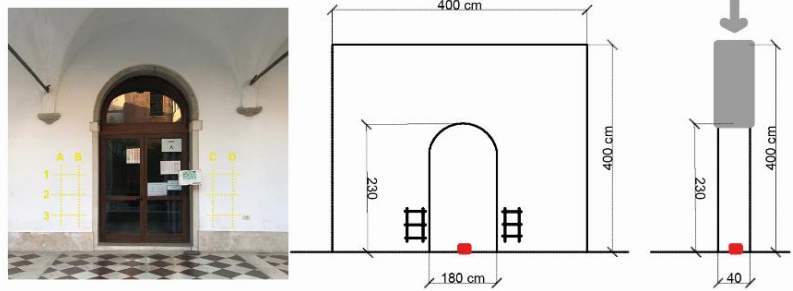
Durante le campagne sperimentali sono stati indagati 14 pannelli murari portanti, di cui 7 appartengono ad edifici veneziani, 3 ad edifici cubani e 4 ad edifici nepalesi. Di questi pannelli sette sono visivamente danneggiati e 7 non lo sono. Sono state effettuate più di 1500 eccitazioni derivanti dall'urto del martello dei test sonici per un totale di 1500 risposte in accelerazione.

Tra queste 420 porzioni sono state analizzate ottenendo spettri nel dominio delle frequenze. Nelle stesse campagne sperimentali sono state eseguite più di 40 misurazioni con lo strumento Tromino®, tra queste 14 sono state presentate nella tesi.

Per comprendere l'estensione della popolazione dei dati sperimentali si rimanda agli allegati 2-15. Queste schede sintetiche sono state pensate per mettere a disposizione del lettore tutti i dati che sono stati successivamente interpretati. Gli allegati per ogni misura condotta riportano una descrizione sintetica del pannello indagato e del relativo stato di conservazione, informazioni su dove il test è stato eseguito, la velocità della singola misurazione sonica e le frequenze ottenute dalle analisi spettrali.

Si riporta a titolo esemplificativo parte della scheda dell'allegato ET1 realizzata per i test eseguiti nell'Ex Convento delle Terese, accanto ad un foro porta situato al piano terra (Figura 85 e Figura 86).

Ex Convento delle Terese - ET1



Nel test ET1 sono state individuate due sezioni di parete a destra ed a sinistra della porta. Su ogni sezione è stata disegnata una griglia composta da sei punti. Le prove in trasparenza hanno registrato una velocità media di attraversamento dell'onda elastica di 1308 m/s.

57 % Masonry
43 % Opening

Ex Convento delle Terese - ET1

Rumore di fondo dei segnali

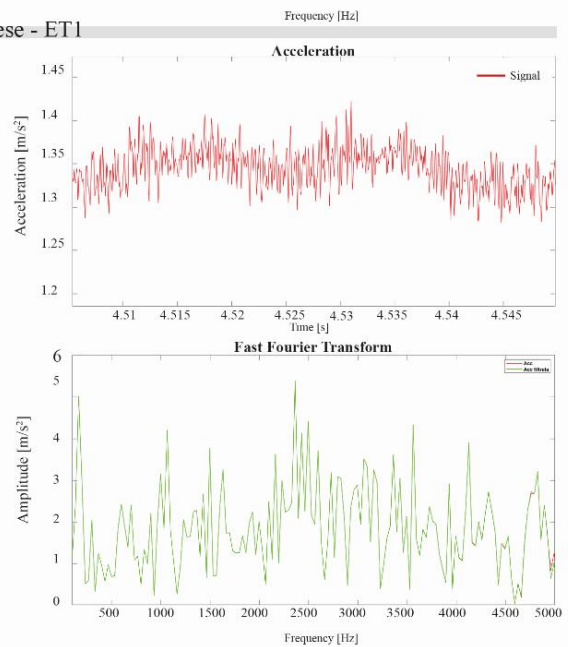
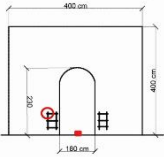


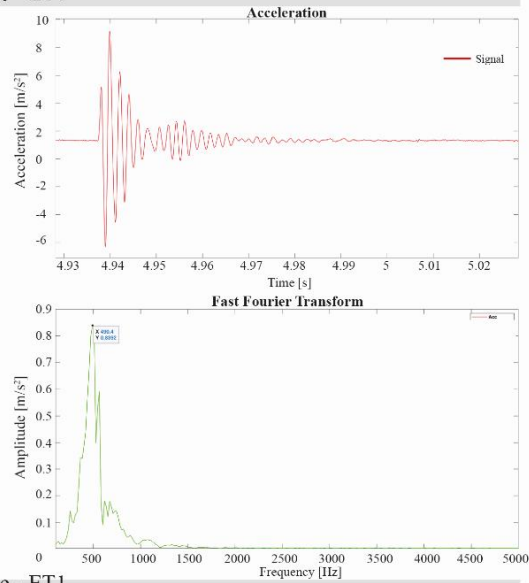
Figura 85 Allegato ET1, rumore di fondo

Ex Convento delle Terese - ET1

A1

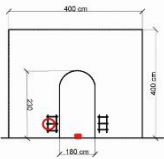


Velocity: 770 m/s
 Frequency: 490 Hz
 Time range: 4.93-4.99 s



Ex Convento delle Terese - ET1

A2



Velocity: 533 m/s
 Frequency: 506 Hz
 Time range: 3.47-3.54 s

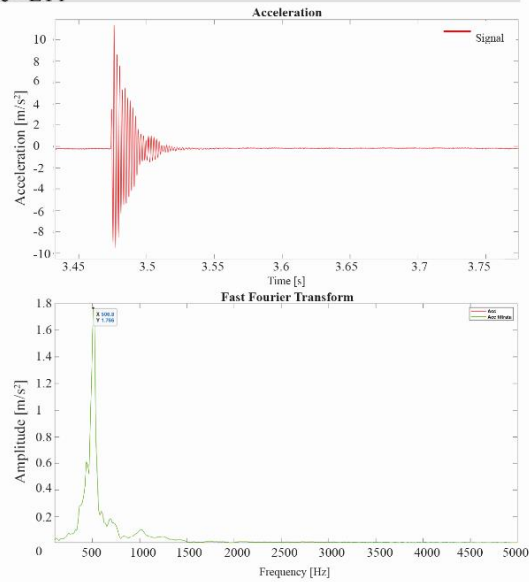


Figura 86 Allegato ET1 punti A1 e A2

8.2 Spettri ricavati dalle prove soniche dirette

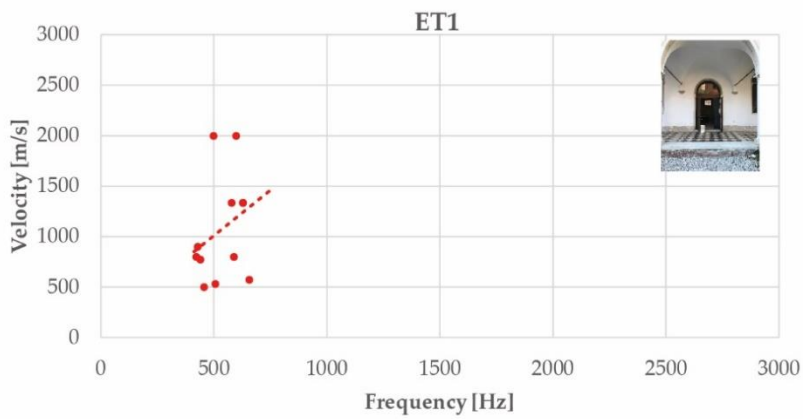
Per ogni pannello indagato è stato realizzato un grafico che presenta in ordinata le velocità ricavate dall'impiego tradizionale dell'apparecchiatura sonica, mentre in ascissa vengono presentate le risposte in frequenza ottenute da porzioni di segnale eccitate.

Nel pannello ET1 (Ex Convento delle Terese) i test sono stati eseguiti sui maschi murati posti accanto all'apertura di tipo porta e le prove soniche dirette hanno restituito una velocità media pari a 1308 m/s.

La forma del segnale eccitato tende a presentare un'ampiezza decrescente e gli spettri ottenuti mostrano tendenzialmente un unico picco evidente (ad eccezione dei punti C1 e D3, allegato 2).

Le frequenze ricavate dai segnali in accelerazione e visibili negli spettri di ampiezza sono comprese nel range 440-656 Hz (Figura 87).

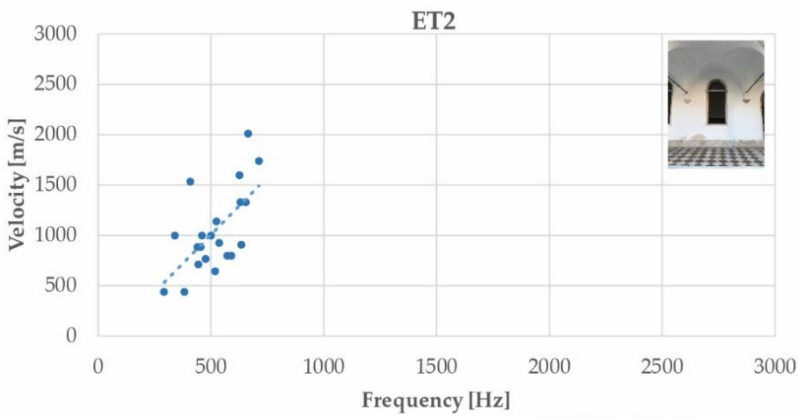
Nel pannello ET2 (Ex Convento delle Terese) i test sono stati condotti posizionando i sensori sotto l'apertura del tipo finestra coinvolgendo i maschi murati posti accanto alla finestra e la muratura posta sotto il foro. I test sonici diretti hanno restituito una velocità media di 1232 m/s.



Linear regression line

$$y = 1.7971x + 111$$

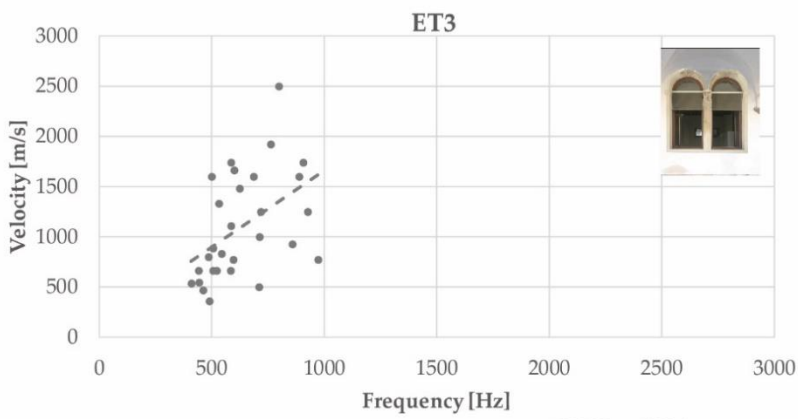
$$R^2 = 0.0864$$



Linear regression line

$$y = 2.2948x - 141.42$$

$$R^2 = 0.3994$$



Linear regression line

$$y = 1.5283x + 132.6$$

$$R^2 = 0.2193$$

Figura 87 Distribuzione delle frequenze e delle velocità nei pannelli murari ET1,ET2,ET2

Le indagini condotte sui maschi murari hanno restituito spettri con un solo picco mentre nelle misure che hanno coinvolto la muratura posta sotto il foro finestra sono stati ottenuti spettri che presentano più picchi (Allegato 3). Le frequenze ricavate dall'analisi sono comprese tra 292Hz - 713 Hz.

Nel pannello ET3, tipologia foro doppia finestra, la velocità media registrata è di 1232 m/s (Allegato 4). In prossimità del maschio murario sono stati ottenuti, come nel pannello ET1, spettri che presentano un solo picco, mentre sotto alla finestra sono stati ottenuti spettri che presentano più picchi come ad esempio il punto B2 descritto nell'allegato 2.

Nel pannello T1, tipologia foro finestra, è stata registrata una velocità media di 286 m/s, la parete è visivamente danneggiata e presenta due fessure poste ai lati dell'apertura (Allegato 5).

I segnali registrati presentano ampiezze non decrescenti (Allegato 2, punto D3 acceleration) e gli spettri ricavati dagli stessi segnali presentano picchi molto ravvicinati. Anche il rumore di fondo sollecita diverse frequenze tra le quali 150 Hz, 1107 Hz, 2217 Hz e 3320 Hz.

L'elevato livello di danno è confermato anche dalle prove soniche che oltre a presentare velocità molto basse presentano una trasmissione dell'urto all'interno della sezione muraria di 0.1-0.19 s. Questo intervallo temporale è più elevato rispetto ai casi precedenti a testimonianza della difficoltà di trasmissione del segnale correlata all'elevato livello di disomogeneità muraria.

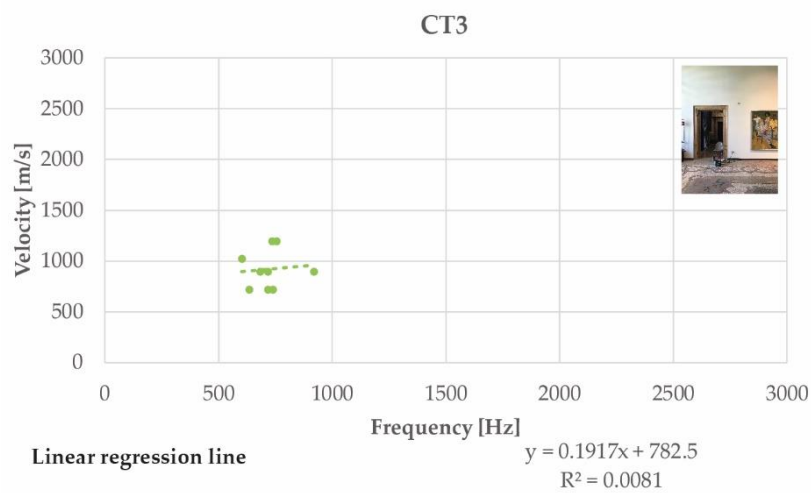
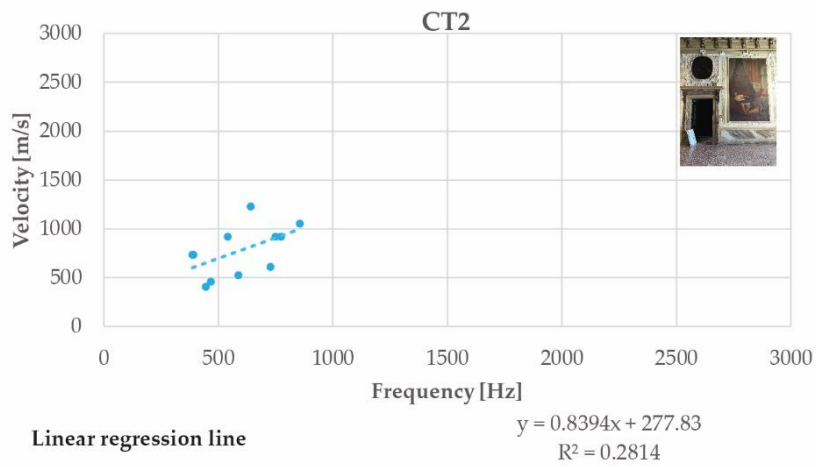
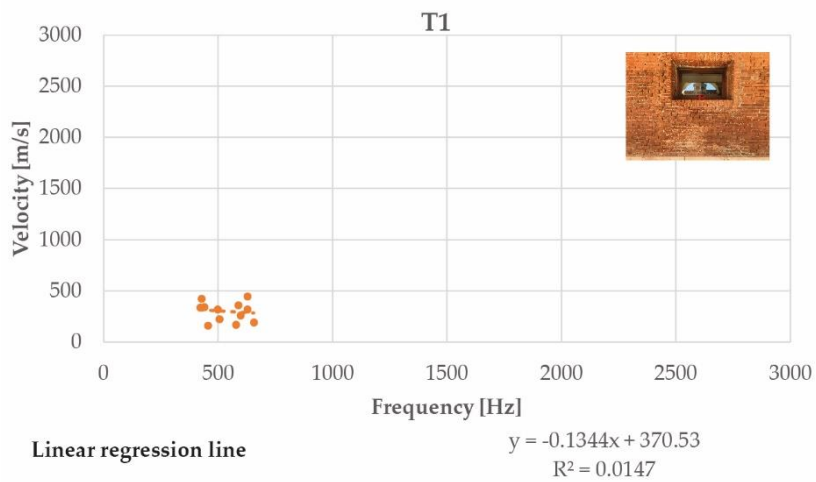


Figura 88 Distribuzione delle velocità e delle frequenze nei pannelli murari T1,CT2,CT3

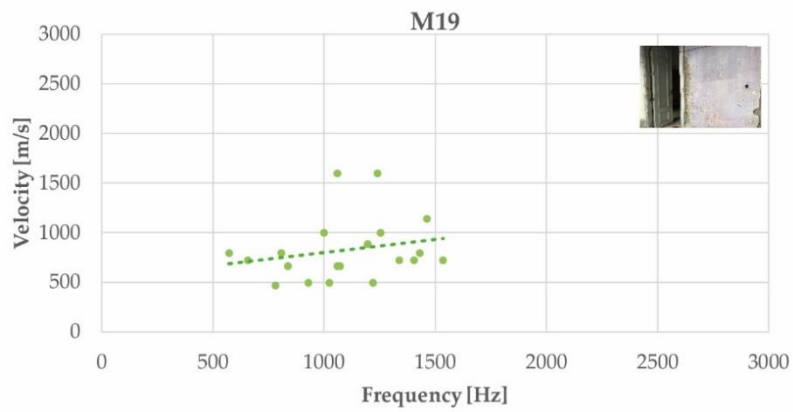
Nell'edificio di Cà Tron sono stati indagati con prove soniche dirette due muri di spina paralleli. Il pannello CT2 presenta una velocità media di 920 m/s ed un'apertura di tipo porta (Allegato 7). La parete è affrescata e non sono visibili lesioni. Gli spettri ricavati dai segnali sonici presentano generalmente più di un picco ma le frequenze rispetto ai casi precedenti (ET1, ET2, ET3, T1) sono leggermente più alte e sono comprese nel range 602 Hz - 1080 Hz (Figura 88).

Rispetto al pannello CT2 che ha coinvolto prove eseguite sul muro di spina dello stesso edificio, la velocità media del pannello CT3 è inferiore. Anche le frequenze ottenute dai segnali degli accelerometri eccitati sono più basse e meno uniformi (121 Hz-856 Hz) e gli spettri presentano diversi picchi.

Il pannello M19 appartiene ad un muro di spina situato al piano primo con un'apertura di tipo porta nell'edificio Malecon 19. La parete presenta delle fessure verticali nel punto di contatto tra muratura e travi in legno. La velocità media registrata dal test sonico è di 825 m/s. I segnali non presentano ampiezze decrescenti e gli spettri presentano diversi picchi.

Il pannello M21 è situato al piano terra dell'edificio Malecon 21 e presenta sia un'apertura di tipo porta che un'apertura di tipo finestra. La velocità media registrata nel maschio murario accanto alla finestra è di 738 m/s. I segnali non presentano ampiezze decrescenti e gli spettri presentano diversi picchi.

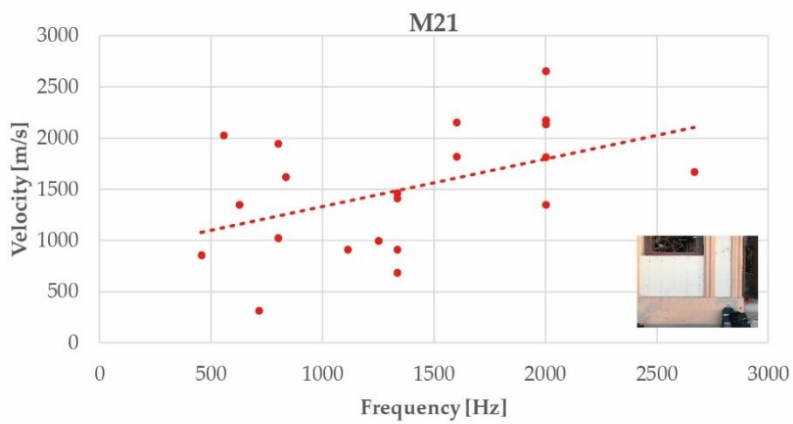
Sempre nel pannello M21 è stata indagata anche la porzione di muratura situata sotto l'apertura di tipo finestra, la velocità media del test sonico diretto ricavata in questo caso è 1594 m/s.



Linear regression line

$$y = 0.2623x + 538.68$$

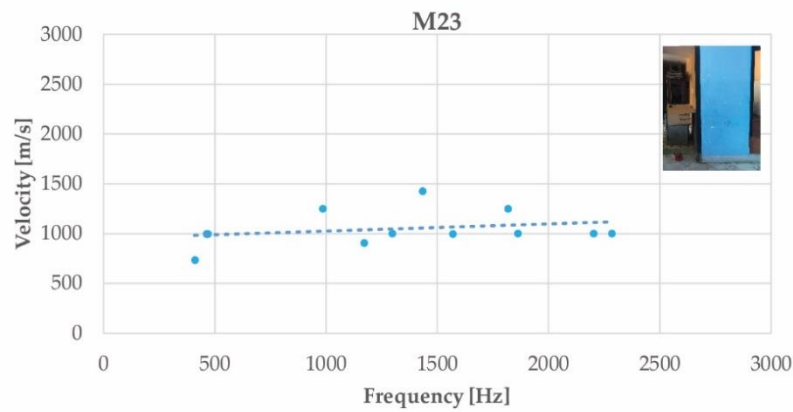
$$R^2 = 0.0509$$



Linear regression line

$$y = 0.4633x + 867.6$$

$$R^2 = 0.2215$$



Linear regression line

$$y = 0.0728x + 951.95$$

$$R^2 = 0.0702$$

Figura 89 Distribuzione delle velocità e delle frequenze nei pannelli murari M19,M21,M23

Il pannello M23, appartiene al un maschio murario non danneggiato situato al piano primo dell'edificio Malecon 23, è caratterizzato dalla presenza di un'apertura di tipo porta. La velocità media registrata dal test sonico diretto è di 1047 m/s. Il range di frequenze ottenuto dall'analisi spettrale è compreso tra 250 e 2400 Hz.

Nel tempio nepalese Jagannath è stato indagato il pannello JT1 caratterizzato da un'apertura di tipo porta. La velocità media registrata dal test sonico diretto è di 1283 m/s. Le velocità registrate sono tutte superiori ai 1100 m/s ed inferiori ai 1700 m/s, mentre le frequenze ottenute si concentrano attorno al valore di 500 Hz.

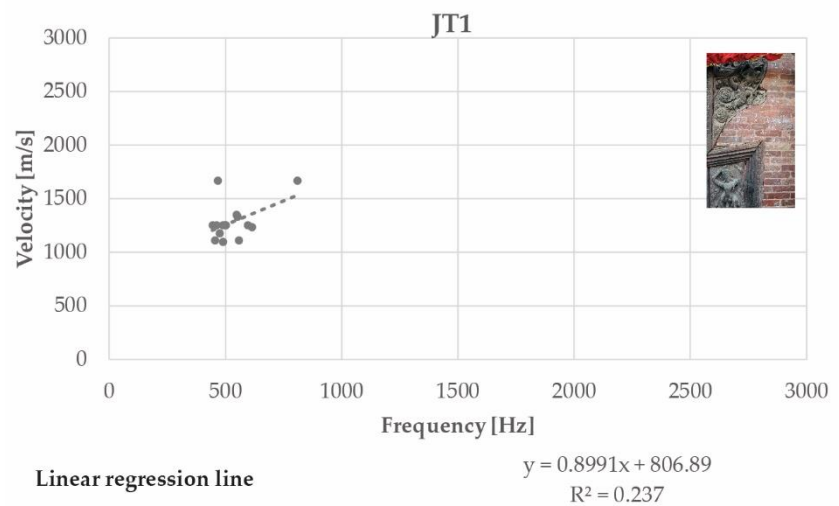


Figura 90 Distribuzione delle velocità e delle frequenze nel pannello murario JT1

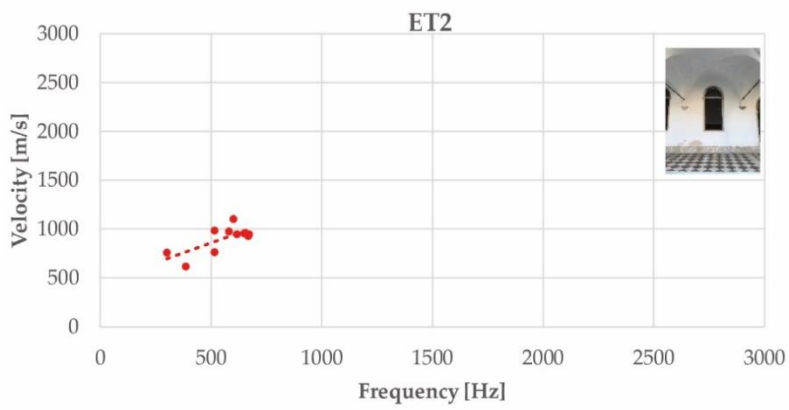
8.3 Spettri ricavati dalle prove soniche indirette

Per ampliare la popolazione di dati e valutare in modo più attendibile e critico l'uso combinato delle due tecniche ND, si è scelto di eseguire l'analisi spettrale anche su alcuni pannelli coinvolti nei test sonici indiretti. In questo caso però i risultati riguardano solo i pannelli murari che presentano differenze significative tra i risultati delle prove soniche dirette ed indirette. Anche per questi test, per ogni pannello, è stato isolato il rumore di fondo e l'analisi spettrale è stata condotta su porzioni di segnale in accelerazione eccitata.

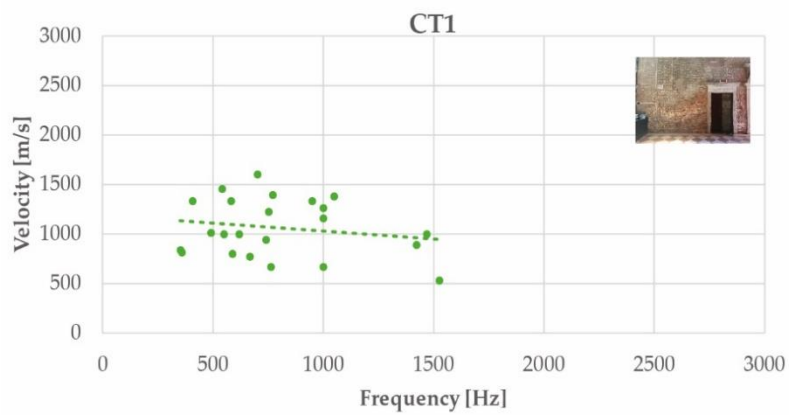
Il test sonico indiretto eseguito nel test ET2 non presenta una differenza di frequenze rispetto al test sonico diretto eseguito sulla stessa parete; infatti le frequenze risultano anche questa volta comprese tra 300Hz e 700 Hz. Si è riscontrata invece una differenza tra le velocità registrate dai due test ed il test indiretto che ha presentato una velocità inferiore del 18% rispetto al test sonico diretto (Figura 91).

Nel pannello CT1 situato nel palazzo Cà Tron sono state svolte prove soniche indirette su un muro di spina al piano terra dell'edificio. Il test è stato condotto posizionando i sensori paralleli e perpendicolari ai giunti di malta ed ha permesso di indagare una muratura ripristinata da un intervento di "Scuci e cucì" e della muratura storica danneggiata.

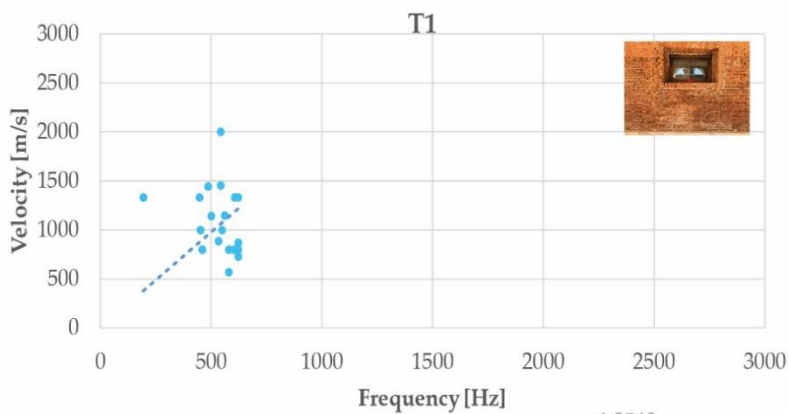
Non si è riscontrata una differenza significativa sia in termini di frequenze che di velocità tra il diverso posizionamento dei sensori. Il test sonico indiretto condotto parallelamente ai giunti di malta ha mostrato una velocità media di 1041 m/s e frequenze comprese tra 400 Hz e 1000 Hz, mentre le prove soniche indirette condotte posizionando i sensori perpendicolari ai giunti di malta hanno mostrato una velocità media di 1131 m/s e frequenze comprese tra 400 Hz e 1500 Hz (Figura 91).



Linear regression line $y = 0.8249x + 448.25$
 $R^2 = 0.5208$



Linear regression line $y = -0.1622x + 1190.5$
 $R^2 = 0.0352$



Linear regression line $y = 1.9549x$
 $R^2 = -0.669$

Figura 91 Distribuzione delle velocità e delle frequenze (TS indiretti) nei pannelli murari ET2,CT1,T1

Le analisi appena commentate (CT1) hanno presentato spettri con diversi picchi probabilmente a causa della differenza di omogeneità tra la muratura storica e la muratura ripristinata.

Anche per il pannello T1 situato al piano terra dell'edificio dei Tolentini sono state svolte prove soniche indirette posizionando i sensori paralleli e perpendicolari ai giunti di malta. In questo caso è stata riscontrata una differenza significativa tra le prove soniche dirette ed indirette. Nel primo caso la velocità media registrata è inferiore ai 300 m/s mentre nel secondo caso la velocità media è maggiore di 1000 m/s, mentre le frequenze ottenute nel primo caso sono comprese tra 250 Hz e 750 Hz e nel test indiretto sono comprese tra 500 Hz e 1250 Hz. È stato osservato che la maggior parte delle frequenze, in entrambi i test, si sviluppa attorno ai 500 Hz (Figura 91).

Nell'edificio Malecon 19 sono state eseguite prove soniche indirette nella stessa porzione muraria indagata per le prove soniche dirette. La velocità media registrata in questo caso è di 828 m/s mentre la velocità delle prove soniche dirette è di 1141 m/s. Anche in questo caso nonostante la differenza tra i risultati in velocità delle due prove, le frequenze ottenute dall'analisi spettrale condotta sui segnali eccitati sono per entrambi i test comprese tra 500 Hz e 1750 Hz e la maggior parte dei dati si distribuisce attorno alla frequenza di 1000 Hz (Figura 92).

Nell'edificio Malecon 23 sono state eseguite prove soniche indirette nella stessa porzione muraria indagata per le prove soniche dirette. La velocità media registrata in questo caso è di 1020 m/s mentre nel test sonico diretto è stata registrata una velocità media di 1047 m/s. In questo caso nonostante l'intervallo di velocità non sia molto ampio (600-1500 m/s) le frequenze registrano per entrambi i test un ventaglio di risultati ampio compresi tra 400 Hz e 1750 Hz (Figura 92).

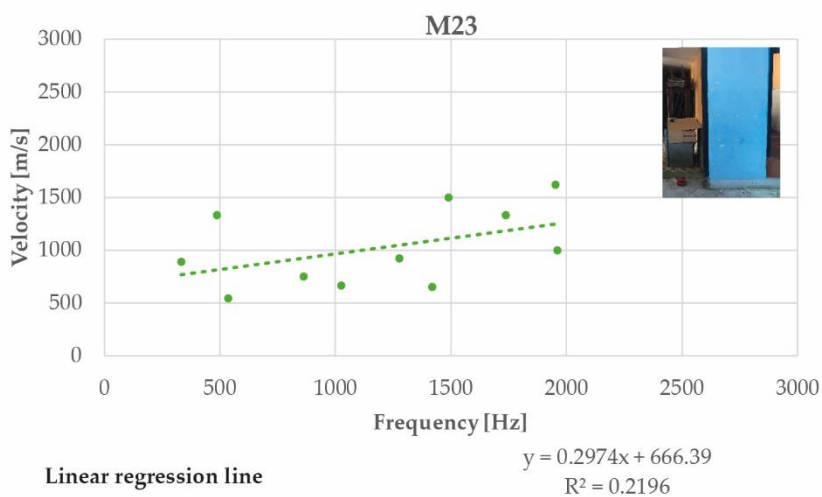
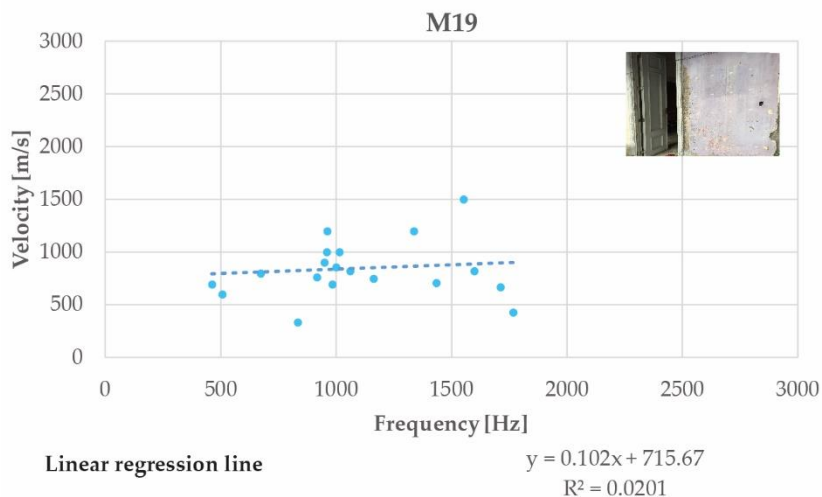


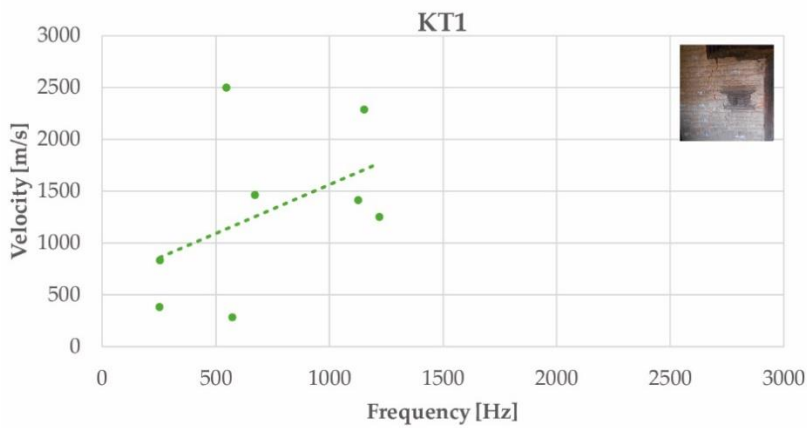
Figura 92 Distribuzione delle frequenze e delle velocità (TS indiretti) nei pannelli M19 ed M23

Nel tempio Krishna sono state eseguite prove soniche indirette parallele e perpendicolari ai giunti di malta. Questi test sono stati eseguiti su una tipologia muraria di tipo porta e presentano una velocità media di 1301 m/s.

La parete presenta una fessura ed è stato osservato che le velocità in prossimità della fessura si attestano inferiori ai 500 m/s, mentre dove la muratura non presenta fessure le velocità ricavate sono superiori ai 1000 m/s (Figura 93).

In questo caso è stato possibile osservare come a velocità inferiori a 600 m/s corrispondano frequenze inferiori ai 1000 Hz mentre a velocità superiori a 600 m/s corrispondano frequenze inferiori ai 1250 Hz.

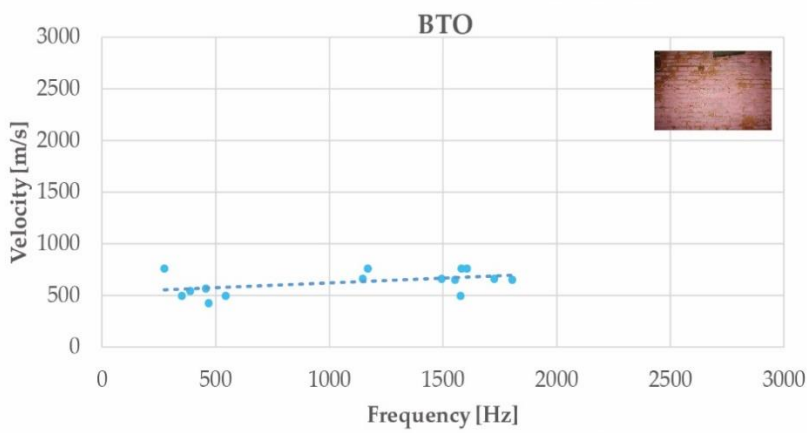
Nel tempio Bhimsen è stata eseguita una prova sonica di tipo indiretto su un muro di spina con porta, situato al piano terra, che presenta un importante rigonfiamento al piano primo. Sul lato ovest, del pannello indagato, è visibile una fessura orizzontale tra i giunti di malta e la velocità media registrata dal test sonico indiretto è di 645 m/s mentre sulla stessa parete ma sulla superficie opposta la velocità media registrata è di 594 m/s. In entrambi i test le velocità registrate sono comprese nell'intervallo 500 m/s-1000 m/s mentre la distribuzione delle frequenze è molto più ampia ed è compresa tra 250Hz e 2500 Hz (Figura 93).



Linear regression line

$$y = 0.9412x + 620.27$$

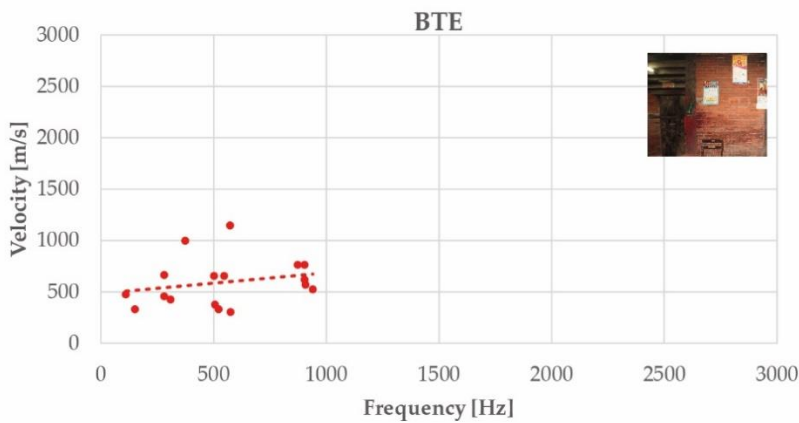
$$R^2 = 0.2126$$



Linear regression line

$$y = 0.0898x + 531.8$$

$$R^2 = 0.214$$



Linear regression line

$$y = 0.2053x + 483.13$$

$$R^2 = 0.0591$$

Figura 93. Distribuzione delle frequenze e delle velocità (TS indiretti) nei pannelli KT1,BTO,BTE

8.4 Rette di correlazione

Grazie ai test sonici condotti è stato possibile ricavare per ogni misura puntuale un valore in velocità (m/s) ed un valore di frequenza (Hz). Dalle combinazioni di questi valori puntuali sono state ottenute delle curve di correlazione del tipo:

$$y = a + bx$$

Equazione 54

Dove a è l'intercetta e b è il rapporto tra le deviazioni standard moltiplicate per il coefficiente di relazione P_{XY} (indice di correlazione di Pearson). Date due variabili X e Y l'indice di correlazione di Pearson (nella tabella successiva indicato con R) è definito come la loro covarianza divisa per il prodotto delle deviazioni standard delle due variabili.

$$P_{XY} = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_X \sigma_Y}$$

Equazione 55

Dove σ_{XY} è la covarianza tra X e Y e σ_X , σ_Y sono le due deviazioni standard.

Questo coefficiente assume sempre i valori compresi tra -1 e 1; valori compresi tra 0-0.3 indicano una correlazione tra le variabili debole, un indice compreso tra 0.3-0.7 indica una correlazione moderata ed un valore superiore a 0.7 indica una correlazione forte.

In Tabella 10 sono riportate le curve di correlazione ricavate per ogni pannello murario e gli indici di correlazione ottenuti. Sono inoltre riportate il numero di combinazioni di velocità e frequenza ricavate per ogni pannello e l'equazione lineare di correlazione.

La maggior parte dei risultati ottenuti esprimono una correlazione moderata tra le variabili velocità e frequenza. In particolare le prove dirette presentano indici di correlazione compresi tra 0.12 e 0.63 mentre le prove indirette tra 0.18-0.81. E' stato osservato che non è presente una diretta corrispondenza, in termini di dato, tra velocità e frequenze, non è detto quindi che a velocità maggiori corrispondano frequenze maggiori; come non è detto che nei pannelli maggiormente danneggiati l'indice di correlazione tra le variabili sia inferiore a quello ricavato nei pannelli non danneggiati (Tabella 10).

Pannello	Tipo di prova	Numero di Combinazioni	Equazione della retta	Coefficiente di correlazione (R)	Coefficiente di determinazione (R ²)
JT1	Diretta	14	$y = 0.8991x + 806.89$	R= 0.48	R ² = 0.237
KT1	Indiretta	6	$y = 0.9412x + 620.27$	R = 0.46	R ² = 0.2126
BT2O	Indiretta	16	$y = 0.0898x + 531.8$	R= 0.46	R ² = 0.214
BT2E	Indiretta	15	$y = 0.2053x + 483.13$	R= 0.24	R ² = 0.0591
M19	Diretta	20	$y = 0.2623x + 538.68$	R= 0.3	R ² = 0.0941
M19	Indiretta	19	$y = 0.102x + 715.67$	R= 0.14	R ² = 0.0201
M21	Diretta	22	$y = 0.4633x + 867.6$	R= 0.47	R ² = 0.2215
M23	Indiretta	23	$y = 0.2974x + 666.39$	R= 0.46	R ² = 0.2196
M23	Diretta	12	$y = 0.0728x + 951.95$	R = 0.26	R ² = 0.0702
ET1	Diretta	12	$y = 1.7971x + 111$	R = 0.29	R ² = 0.0864
ET2	Diretta	21	$y = 2.2948x - 141.42$	R = 0.63	R ² = 0.3994
ET3	Diretta	29	$y = 1.5283x + 132.6$	R = 0.46	R ² = 0.2193
T1	Diretta	15	$y = -0.1344x + 370.53$	R = 0.12	R ² = 0.0147
CT3	Diretta	9	$y = 0.1917x + 782.5$	R = 0.09	R ² = 0.0081
CT2	Diretta	13	$y = 0.8394x + 277.83$	R = 0.53	R ² = 0.2814
CT1	Indiretta	24	$y = -0.1622x + 1190.5$	R = 0.18	R ² = 0.0352
ET2	Indiretta	11	$y = 0.8249x + 448.25$	R = 0.72	R ² = 0.5208
T1	Indiretta	22	$y = 1.9549x$	R = 0.81	R ² = 0.669

Tabella 10 Rette di correlazione ed indici di Pearson

Rappresentando le rette di correlazione in un unico grafico, dividendole in linee tratteggiate per i pannelli danneggiati ed in linee continue per i pannelli non danneggiati; possiamo condurre alcune considerazioni (Figura 94).

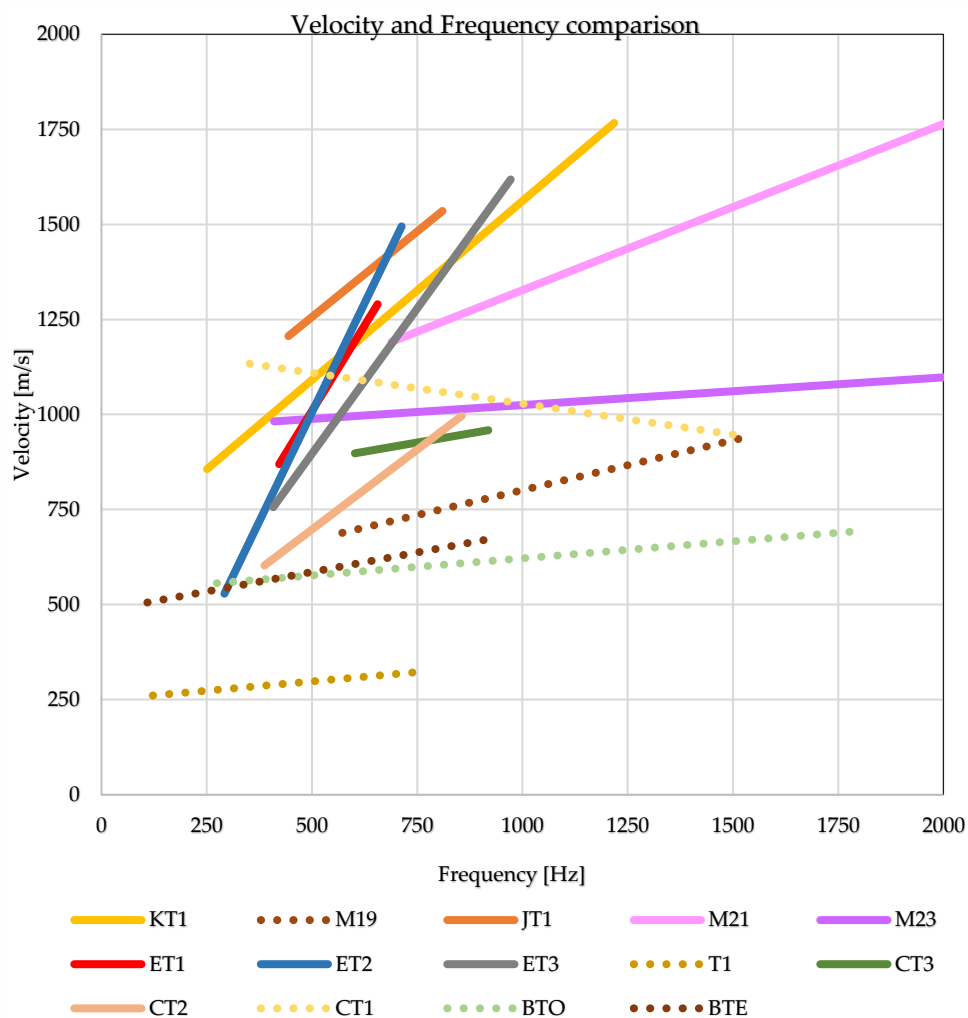


Figura 94 Rette di correlazione tra velocità e frequenze. Con le linee tratteggiate sono stati rappresentati i pannelli danneggiati, con linee continue i non danneggiati

Le rette di correlazione rappresentative dei pannelli danneggiati (linee tratteggiate) presentano un andamento quasi orizzontale espresso attraverso un coefficiente angolare inferiore a 0.2; mentre le rette di correlazione dei pannelli non danneggiati (linee continue) presentano un'inclinazione maggiore, espressa attraverso un coefficiente angolare superiore a 0.3. Le rette tratteggiate sono nella parte più bassa del grafico rispetto alle linee continue.

Per le velocità inferiori ai 1000 m/s sono stati ricavati range di frequenza compresi tra 250 Hz e 1250 Hz.

Questo permette di affermare che i risultati ottenuti nei pannelli danneggiati si concentrano in un range minore di velocità associato ad un range maggiore di frequenza; al contrario nei pannelli integri è stato osservato che i dati si distribuiscono in un intervallo limitato di frequenze abbinato ad un ampio intervallo di velocità.

9. VALUTAZIONI SULLA DISTRIBUZIONE DELLE FREQUENZE

Dopo aver uniformato i dati ricavati dalle indagini sperimentali ed aver ottenuto delle frequenze di riferimento, il capitolo seguente si concentra sulle possibili relazioni e divergenze nell'uso combinato di test sonici ed indagini dinamiche passive basate sul rumore ambientale.

In particolare vengono indagate: le differenze di comportamento tra le pareti danneggiate e non danneggiate, l'influenza della dimensione e della tipologia del foro e l'età della muratura.

9.1 Tendenze di comportamento e distribuzione delle frequenze

Come è noto in letteratura, le prove soniche risentono della compattezza muraria e la presenza di cavità o fessure può influire sui risultati. Si è osservato infatti che le pareti maggiormente danneggiate presentano velocità inferiori ai 1000 m/s, come descritto per i paragrafi precedenti per le prove T1 (Figura 48), M19 (Figura 51) e BT1 (Figura 55).

Dalle analisi spettrali condotte è stato possibile osservare come non vi sia una diretta corrispondenza tra velocità e frequenze. Infatti a velocità maggiori non necessariamente corrisponde una risposta in alte frequenze. Per esempio, a velocità pari a 700 m/s e velocità pari a 1200 m/s è stata ricavata una frequenza di 716 Hz (prova diretta eseguita sul pannello CT2) (Figura 88).

Nel pannello ET3 a velocità registrata di 2500 m/s è stata ricavata una frequenza di 797 Hz; mentre nello stesso pannello a velocità registrata di 500 m/s è stata ottenuta una frequenza di 710 Hz.

Ciò che influisce sulla risposta in frequenza è la forma del segnale. Infatti nei segnali eccitati che presentano uno sviluppo delle sinusoidi decrescenti (Figura 95) è stato osservato che lo spettro ricavato presenta un solo picco con frequenze inferiori ai 1000 Hz. Dove invece il segnale presenta sinusoidi con ampiezza non linearmente decrescente sono stati ricavati spettri che presentano più picchi anche in alte frequenze (Figura 95). Ciò che si deduce è una elevata difficoltà nell'interpretazione dello spettro.

La complessità del segnale è direttamente correlata all'omogeneità della muratura. Dove è presente un cambio di materiale - differenti caratteristiche meccaniche - l'onda elastica trasmessa viene rallentata o riflessa. Ciò ha dirette ripercussioni sulla forma del segnale stesso. Possiamo così ipotizzare che nelle murature meno compatte, ovvero che presentano velocità soniche inferiori ai 1000 m/s, siano stati ricavati spettri in basse ed alte frequenze con più di un picco di considerevole ampiezza.

Un'altra osservazione rilevante riguarda il rumore di fondo del segnale.

Il rumore di fondo corrispondente allo stato di quiete del segnale cambia per ogni tipologia di caso studio indagato. Al contrario, il rumore di fondo si ripete invariato sui punti della griglia appartenenti alla stessa sezione muraria.

È stato fondamentale isolare il rumore di fondo per sottrarre agli spettri dei segnali eccitati l'influenza in frequenze del sito. Nella tesi vengono presentate così solo le frequenze appartenenti all'eccitazione stessa del segnale.

Per osservare una panoramica complessiva dei risultati dei vari test in termini di segnale e forme del segnale, spettri e forme spettrali si rimanda agli allegati 2-15 presenti alla fine dell'elaborato.

Le indagini condotte con il Tromino® risentono della rigidità complessiva della struttura e non presentano particolare differenze nel primo modo di vibrare tra edifici con geometrie e dimensioni paragonabili.

Infatti gli edifici veneziani di tre piani hanno mostrato un primo modo di vibrare intorno ai 2 Hz, mentre gli edifici cubani di due piani e con un importante sviluppo in pianta longitudinale hanno presentato un primo modo di vibrare intorno ai 4 Hz. Gli edifici nepalesi a pianta quadrata e con due piani fuori terra presentano un primo modo di vibrare intorno ai 2 Hz.

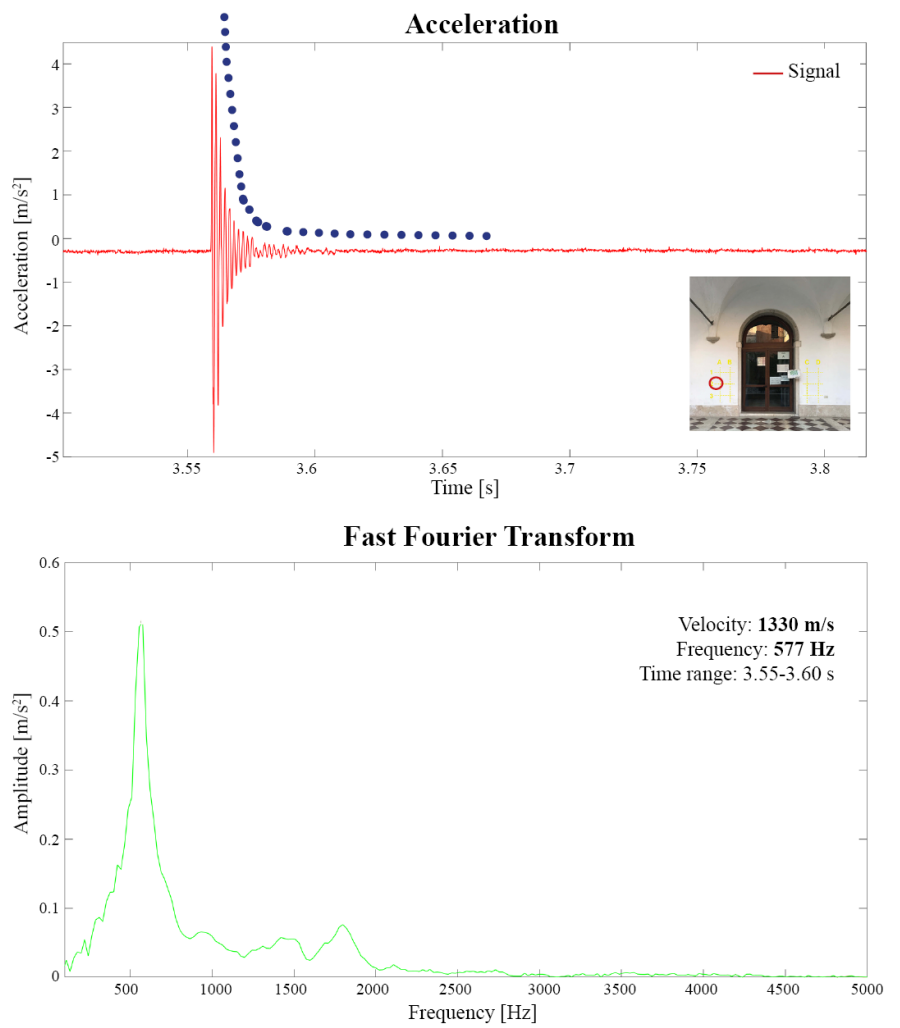


Figura 95 Segnale e spettro del punto B3, pannello ET1. La linea blu puntinata evidenzia l'andamento decrescente delle sinusoidi contenute nel segnale.

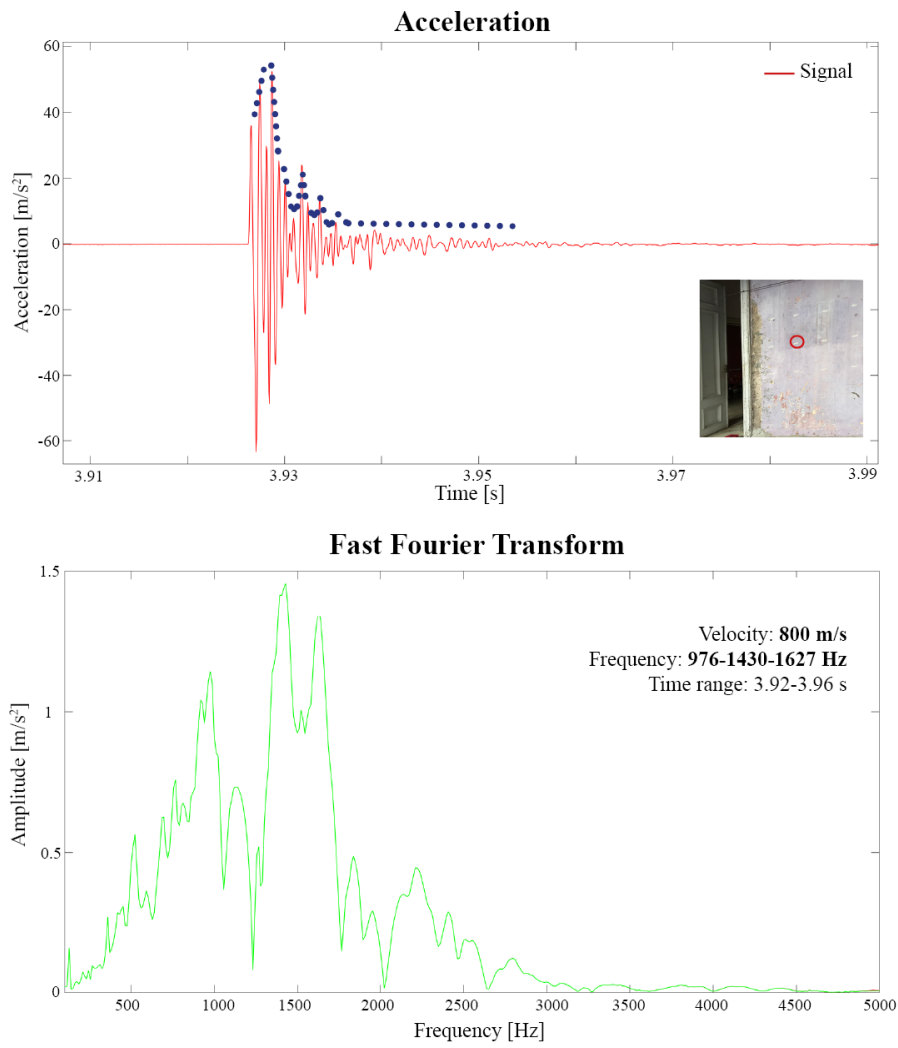


Figura 96 Segnale e spettro del punto B2, pannello M19. La linea blu puntinata evidenzia l'andamento non decrescente delle sinusoidi contenute nel segnale.

9.2 Influenza dei parametri geometrici

Un altro parametro considerato nelle nostre indagini è la percentuale di muratura portante rispetto alla dimensione del foro. In nove pannelli, la percentuale di muratura portante è superiore all' 85% mentre nei restanti cinque pannelli la percentuale di muratura portante è maggiore del 57%.

Tra le tipologie di foro, abbiamo invece quattro pannelli con aperture di tipo finestra e undici pannelli con aperture di tipo porta. Il pannello M21 presenta sia un'apertura di tipo porta che un'apertura di tipo finestra.

Per questo motivo nelle immagini seguenti, in alcuni casi, il pannello è citato in entrambi i grafici di confronto. Gli spettri ottenuti dalle indagini dirette e indirette, condotte nei pannelli con foro porta, hanno mostrato una forma spettrale tendenzialmente diversa dalle indagini condotte nei fori finestra. Infatti nei primi è possibile osservare un solo picco predominante mentre nei secondi è possibile vedere spettri con più picchi.

Nelle indagini condotte nei fori finestra è inoltre possibile osservare una differenza nella forma spettrale tra la porzione di griglia appartenente al maschio murario e quella posta sotto la finestra (Allegati 2-15).

Le indagini condotte sui maschi murari hanno restituito spettri con una forma simile a quella osservata nei fori porta, mentre le indagini condotte nei pannelli posti sotto il foro finestra hanno restituito spettri che esaltano diverse frequenze presentando diversi picchi (Allegato 3, 6 e 10).

In Figura 97 è possibile osservare diversi grafici di confronto tra i risultati dei test condotti nei pannelli con foro porta e quelli condotti nei pannelli con foro finestra.

Il primo grafico a dispersione mostra la relazione esistente tra le velocità ricavate dai test sonici e le frequenze ottenute attraverso l'algoritmo di Fourier.

Il secondo grafico è una distribuzione normale dei valori in frequenza, mentre il terzo grafico è un grafico di Pareto che permette di vedere la percentuale di distribuzione dei risultati. Infine a completamento del confronto vengono presentati gli spettri in frequenza frutto delle indagini condotte con il Tromino®.

Il 60% delle frequenze registrate nei pannelli con foro finestra si distribuiscono nell'intervallo 482-842 Hz, con valori di deviazione standard inferiori rispetto a quelli registrati nei fori porta. Osservando invece le velocità registrate in questi pannelli è possibile osservare come il 60% dei risultati si distribuisca nel range 318-918 m/s.

Esaminando invece i risultati ottenuti nelle indagini condotte nei pannelli con foro porta è possibile osservare una maggiore dispersione dei dati. Il 70% delle frequenze ottenute dalle indagini condotte in questi pannelli è compresa nel range 409-1029 Hz mentre il 60% delle velocità ricavate dai test sonici si distribuisce nell'intervallo 695-1235 m/s.

Le indagini condotte con lo strumento Tromino® mostrano una prima frequenza naturale per gli edifici veneziani e nepalesi, di forme e dimensioni differenti, intorno ai 2 Hz, mentre la prima frequenza naturale registrata per gli edifici cubani è intorno ai 4 HZ.

Possiamo affermare che questo confronto non mostra una differenza di risultati nelle indagini condotte con lo strumento Tromino®. Infatti è stato osservato che nell'edificio delle Terese, nel quale sono state testate porzioni di muratura con foro porta e foro finestra non sono stati riscontrati differenti risultati. Questa considerazione è valida anche per la dimensione del pannello. Infatti nell'edificio di Cà Tron sono state testate due porzioni murarie con un'apertura inferiore al 35% (CT1, CT2) ed una porzione con un'apertura superiore al 35%; i risultati ottenuti sono gli stessi per tutte e tre i pannelli (2 Hz)

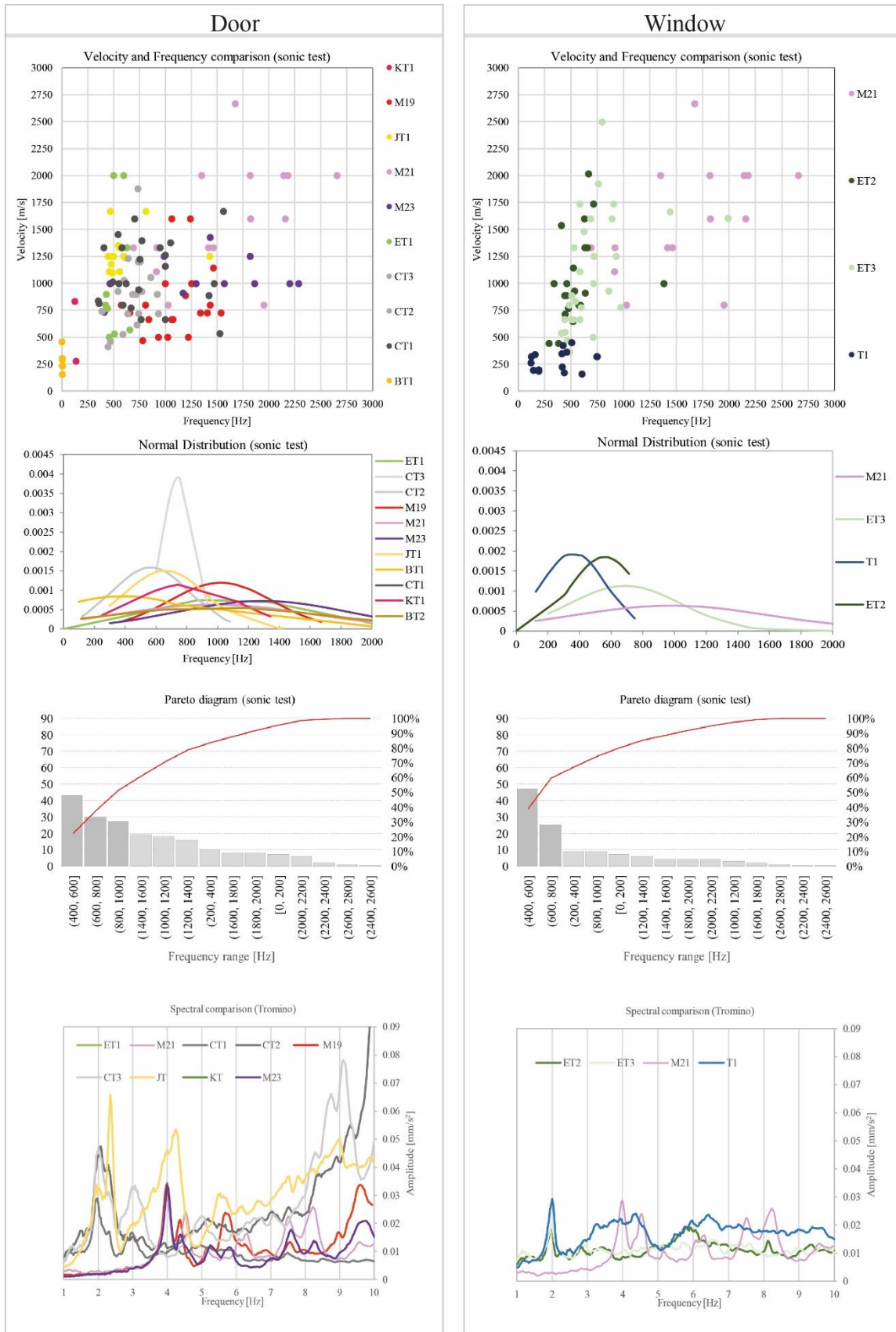


Figura 97 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli con foro porta e foro finestra

Riflettendo sempre sulle variabili geometriche, un altro confronto possibile si basa sulla dimensione dell'apertura. In questo caso la discriminante non è più la tipologia di foro (porta o finestra) ma la dimensione del foro stesso. Si è scelto di dividere i risultati tra i pannelli con una dimensione del foro minore del 35% rispetto alla dimensione della muratura portante e quelli con un'apertura superiore al 35%.

Nella prima categoria rientrano i test eseguiti sui pannelli: KT1, M19, JT1, M23, ET2, T1, CT2, CT1, BT1; mentre nella seconda categoria rientrano i test eseguiti nei pannelli: M21, ET1, ET3, CT3.

I pannelli che presentano una percentuale di apertura inferiore al 35% presentano il 60% delle velocità ricavate comprese nei seguenti intervalli 658-928 m/s e 1198-1468 mentre il 60% delle frequenze sono comprese nel range 389-969 Hz.

I pannelli che presentano una dimensione dell'apertura superiore al 35% presentano una distribuzione delle velocità in un intervallo più limitato, nello specifico il 50% delle velocità è compreso nel range 563-936 Hz. Il 60% delle frequenze ricavate in questi test presenta una distribuzione del 60% dei risultati nell'intervallo 402-802 Hz.

Le indagini condotte con il Tromino® non risentono della dimensione dell'apertura locale perché la dimensione di un singolo foro non influenza probabilmente la rigidità complessiva del sistema. A supporto di ciò è possibile confrontare in Figura 98 gli spettri ottenuti dalle indagini condotte con lo strumento Tromino®. In particolare nell'edificio delle Terese sono state condotte indagini appratenti alla prima e seconda categoria di variabile ma il risultato visibile nello spettro è invariato. Lo stesso ragionamento è applicabile all'edificio di Cà Tron.



Figura 98 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli con diversa dimensione dell'apertura

9.3 Considerazioni sullo stato di conservazione e di danno delle pareti indagate

Un ulteriore confronto proposto consiste nel suddividere i risultati tra le pareti visivamente danneggiate e quelle non danneggiate.

Il pannello visivamente più compromesso è il pannello T1, foro finestra dell'edificio dei Tolentini. Gli spettri ricavati dai test sonici presentano forme spettrali con molti picchi e frequenze più basse rispetto agli altri casi esaminati. È stato possibile ricavare, per questo test, velocità soniche inferiori ai 500 m/s e frequenze inferiori ai 750 Hz.

Questi ragionamenti sono applicabili anche per il caso Bhimsen Temple che presenta un importante rigonfiamento del muro di spina su cui è stato eseguito il test. In questo caso i risultati presentano velocità inferiori ai 500 m/s e frequenze inferiori ai 600 Hz (Figura 99).

Il caso studio che presenta le velocità maggiori, tutte superiori ai 800 m/s, è il caso del pannello M23, appartenetene all'edificio cubano Malecon 23. Questo pannello presenta anche frequenze maggiori, tendenzialmente superiori ai 400 Hz (Figura 99).

Queste considerazioni sono di carattere generale e forniscono una prima interpretazione superficiale dell'analisi dei risultati.

Entrando nello specifico, possiamo affermare che il 50% delle frequenze ricavate nei pannelli danneggiati, si distribuisce nell'intervallo 369-639 Hz, mentre il 60% delle velocità si distribuisce in due intervalli: 318-518 m/s, 718-9018 m/s. Questo permette di affermare che per velocità inferiori ai 1000 m/s, indicative di una bassa qualità muraria, la metà delle frequenze si distribuisce in valori inferiori ai 700 Hz ma l'intero intervallo di distribuzione delle frequenze si articola tra 60 e 1600 Hz.

Il 50% delle frequenze ricavate dai test sonici eseguiti in pannelli non danneggiati si distribuisce nell'intervallo 562-922 Hz, mentre il 70% delle velocità si distribuisce nel range 563-963 m/s e nell'intervallo 1163-1363 m/s (Figura 99) .

Confrontato invece i pannelli visivamente danneggiati ed i pannelli visivamente non danneggiati è possibile osservare come nel primo caso il range di frequenze ricavato sia molto più ampio (Figura 99), mentre nel secondo caso la maggior parte dei dati si distribuisce attorno alle frequenze di 500-700 HZ.

Questo permette di ipotizzare che lo strumento Tromino® non risenta delle caratteristiche geometriche locali o del livello di danno locale ma ciò che lo strumento è in grado di ricavare è il comportamento complessivo dell'edificio. Per commentare i risultati ottenuti con lo strumento Tromino® si pone l'attenzione sui risultati ottenuti negli edifici cubani e nell'edificio di Cà Tron.

Gli edifici cubani sono edifici di pari dimensioni, coevi e realizzati con le medesime tecnologie costruttive, ciò che li differenzia è che l'edificio M19 è visivamente molto danneggiato rispetto agli altri due edifici.

I risultati ottenuti però sono i medesimi, e tutti e tre gli edifici vibrano a 4 Hz.

Nell'edificio di Cà Tron invece è stata testata una porzione di muratura danneggiata e due non danneggiate; anche in questo caso i risultati ottenuti sono i medesimi. Le tre misure hanno presentato lo stesso risultato, individuando per questo edificio, un primo modo di vibrare intorno ai 2 Hz (Figura 99).

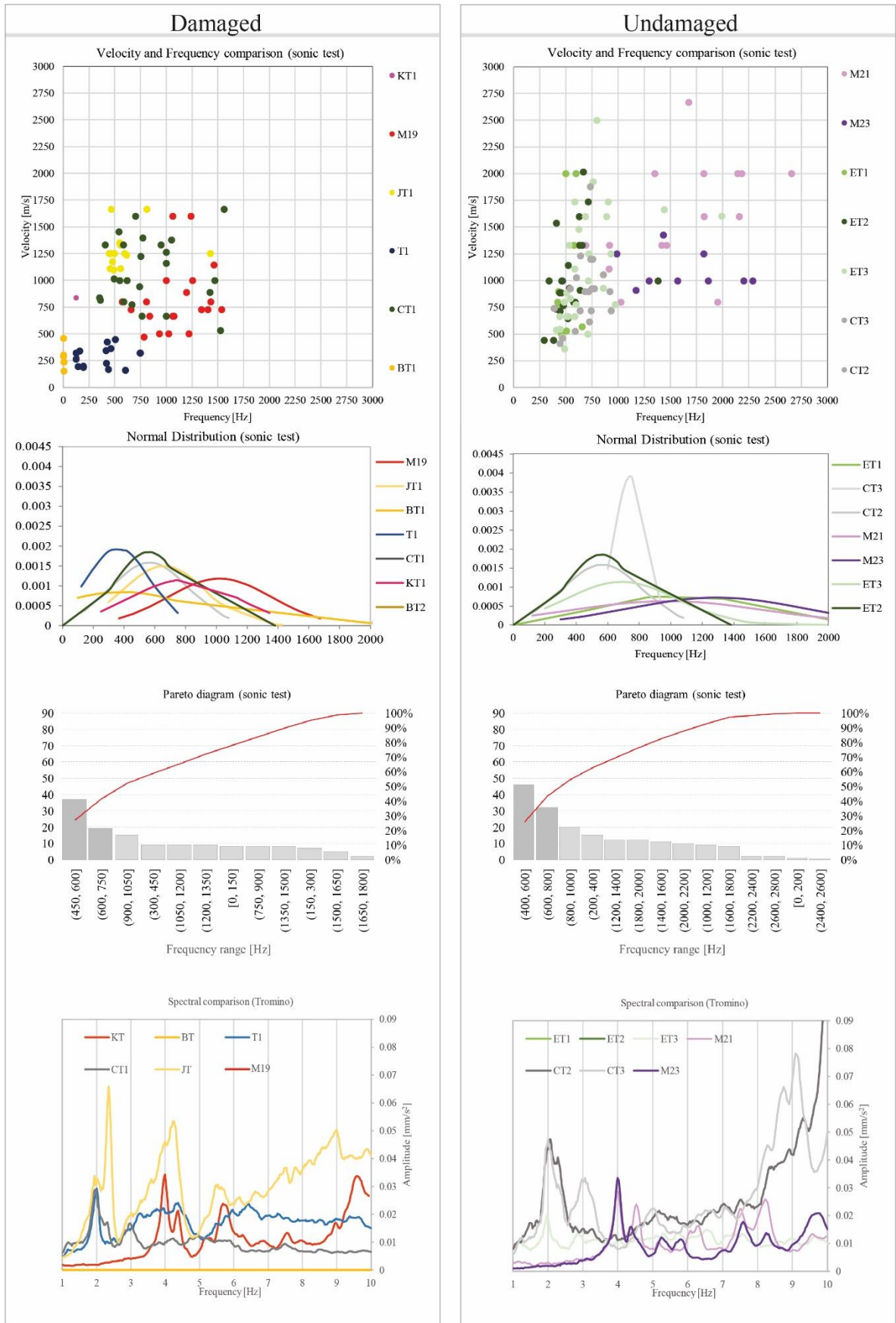


Figura 99 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli visivamente danneggiati e non danneggiati

9.4 Età della muratura

L'ultimo confronto che si propone consiste nella suddivisione dei dati in murature realizzate prima del XIX secolo e murature realizzate nel XIX secolo (Figura 100).

È stato possibile osservare come i dati ricavati dai test eseguiti sulle murature realizzate prima del XIX secolo presentino il 50 % delle frequenze comprese nell'intervallo 479-669 Hz, mentre il 60% delle corrispondenti velocità sono comprese nell'intervallo 738-1358 m/s.

I test eseguiti sulle murature realizzate nel XIX secolo, presentano una distribuzione del 50% delle frequenze comprese negli intervalli 901-1101 Hz e 1301-1501 Hz, mentre il 70% delle velocità corrispondenti sono comprese nell'intervallo 663-1323 m/s.

Ciò permette di ipotizzare come l'età della muratura sia una variabile importante nella risposta spettrale di segnali ricavati dai test sonici.

Le indagini condotte con lo strumento Tromino® mostrano come gli edifici realizzati prima del XIX presentino un primo modo di vibrare intorno ai 2 Hz, mentre gli edifici realizzati nel corso del XIX secolo presentino un primo modo di vibrare intorno ai 4 Hz.

È importante sottolineare che gli edifici appartenenti alla prima categoria hanno uno sviluppo in pianta più compatto, mentre gli edifici della seconda categoria hanno uno sviluppo in pianta longitudinale e si presentano in alzato come edifici bassi e tozzi. Questo potrebbe essere un altro parametro importante che influisce sui risultati ottenuti con lo strumento Tromino®, non semplicemente l'età della muratura.



Figura 100 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli appertanti a murature realizzate prima del XIX secolo e dopo il XIX secolo

10. MODELLAZIONE NUMERICA

La tesi, come descritto precedentemente, si pone l'obiettivo di indagare i punti di contatto e di divergenza tra due tecniche ND consolidate. A supporto di ciò sono stati realizzati due modelli ad elementi finiti per proporre un confronto con l'approccio sperimentale.

I due modelli ricorrono ad un metodo semplificato perché si è scelto di modellare specifiche porzioni murarie e non gli interi edifici per essere coerenti con le unità strutturali tipo individuate nella tesi a pagina 142.

I modelli realizzati rappresentano un pannello danneggiato ed un pannello non danneggiato di due edifici confrontabili per geometria e tecnologie costruttive. Questi sono stati calibrati con i risultati sperimentali e sono state condotte analisi modali.

Il confronto tra l'approccio sperimentale e quello numerico ha permesso di conseguire alcune considerazioni rilevanti tra i risultati delle analisi modali numeriche e dei dati sperimentali.

10.1 Calibrazione del modello ed analisi modale

L'approccio semplificato adottato consiste nel modellare una singola porzione di struttura e non l'intero edificio, rispettando i criteri dimensionali e strutturali individuati nel capitolo "dimensionamento dell'unità strutturale tipo" presente a pagina 142. Un'ulteriore semplificazione si basa sulla scelta dei pannelli da modellare, si è deciso di ricorrere, in via esemplificativa, ad una coppia di pannelli paragonabili. Questi due pannelli hanno dimensioni confrontabili ed appartengono ad edifici con caratteristiche tipologiche, costruttive e geometriche simili; ciò che li distingue però è il loro livello di conservazione.

Il pannello M19 appartiene ad un edificio cubano fortemente danneggiato e presenta un'importante fessura verticale in prossimità del punto di contratto tra il solaio in legno e la muratura portante; mentre il pannello M23, anche esso appartenente ad un edificio cubano, non presenta importanti danneggiamenti strutturali.

Il modello M19 ha una lunghezza di 4.8 m, uno spessore di 50 cm ed un'altezza pari a 5 metri (pag. 148). Per modellarlo si è ricorso all'uso di 924 bricks dalle dimensioni 20x20x25 cm per un totale di 1635 Nodi.

Nel modello è stato rappresentato anche il tamponamento della seconda porta presente che, in seguito a delle modificazioni della destinazione d'uso dell'edificio, è stata riempita con blocchi di cemento alleggeriti posizionati senza leganti tra i vari blocchi (Figura 101a).

Il pannello M23 presenta una lunghezza di 4.6 metri, uno spessore di 50 cm ed una altezza pari 5.4 metri (pag. 149). In questo caso per modellarlo si è ricorso all'uso di 1164 bricks dalle dimensioni 20x20x25 per un totale di 1935 Nodi (Figura 101 b).

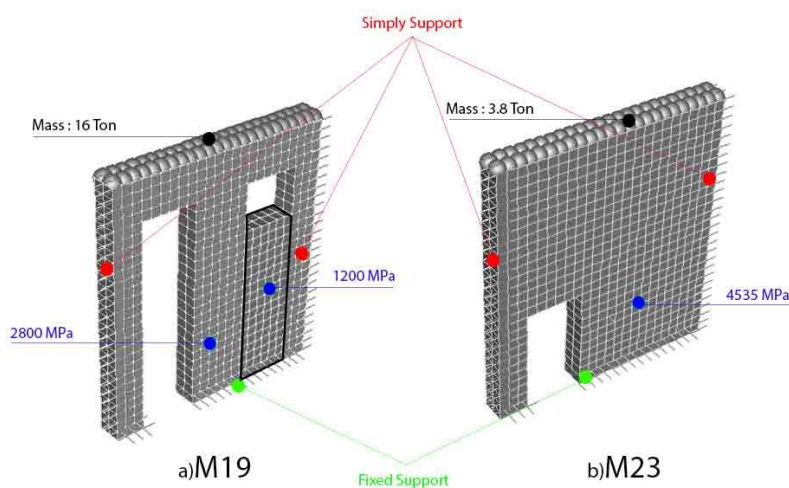


Figura 101 Modello Numerico dei pannelli M19 e M23

Ad entrambi i pannelli murari sono stati applicati degli incastri alla base, mentre per impedire lo spostamento longitudinale (Z) sono stati posizionati dei semplici supporti ai lati verticali del modello. Infine sono state applicate in sommità dei pannelli delle masse che simulano la presenza dei piani superiori.

In particolare, per il pannello M19 è stata applicato un carico pari a 16 tonnellate comprensivo dell'azione del piano abusivo posto sopra al pannello e dei relativi solai e coperture di pertinenza; mentre al pannello M23 è stato applicato un carico pari a 3.8 tonnellate corrispondente al peso copertura.

I moduli elastici dinamici applicati ai materiali dei modelli sono stati ricavati dai test sonici secondo l'Equazione 41 (pag. 91).

In particolare per la muratura fessurata del pannello M19 è stato applicato un modulo elastico dinamico pari a 2800 MPa; mentre per la muratura del pannello M23 è stato applicato un modulo elastico pari a 4535 MPa, ad entrambe le murature è stata applicata una densità di 1800 kg/m³ ed un modulo di Poisson pari a 0.21 (Tabella 6).

Al materiale di riempimento presente nel pannello M19 è stato applicato un modulo elastico di 1200 MPa ed una densità di 1000 kg/m².

Tabella 11. Proprietà dei materiali usate nei modelli numerici

Elemento	Materiale	E [MPa]	ν [-]	ρ [kg/m ³]
M19	Muratura	2800	0.21	1800
M23	Muratura	4535	0.21	1800
M19 Riempimento	Blocchi cls	1200	0.21	1000

L'analisi modale condotta nel pannello M19 mostra un primo modo flessionale a 3.29 Hz ed un secondo modo torsionale a 12.6 Hz (Figura 102), la maggior parte della massa è attivata in direzione trasversale (Z) con importanti effetti torsionali nel modello (Tabella 12).

La dimensione elevata della foratura mostra come le deformate siano accentuate e sensibili alla geometria del pannello. La snellezza del pannello combinata all'elevato carico agente sul pannello possono essere la causa dell'elevato quadro fessurativo presente.

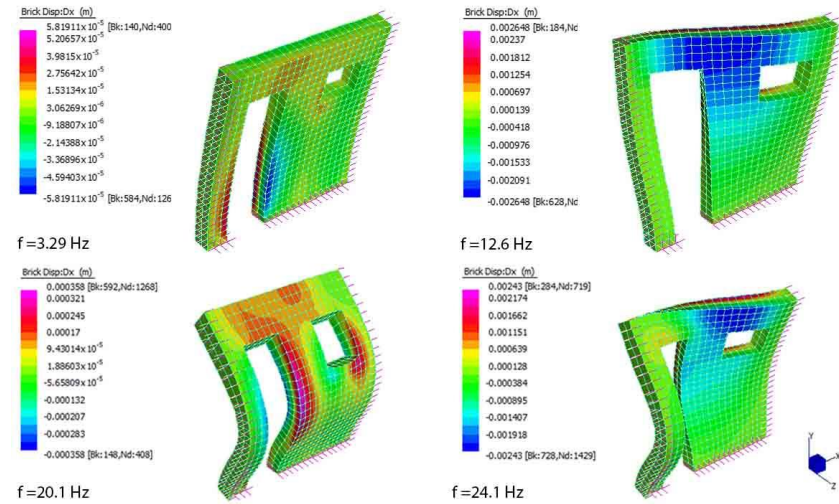


Figura 102 Analisi modale condotta nel pannello M19

Tabella 12. Modi caratteristici di vibrare del pannello M19

Mode	f	PF - Trasl. (Long)	PF - Trasl. (Vert)	PF - Trasl. (Trasv)	PF - Rot. (Long)	PF - Rot. (Vert)	PF - Rot. (Trasv)
[-]	[Hz]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	3.29	0.000	0.000	62.418	96.499	43.474	0.000
2	12.6	0.000	0.000	0.127	0.030	20.023	0.000
3	20.1	0.000	0.000	19.200	2.430	13.882	0.000
4	24.1	0.000	0.000	0.039	0.007	0.774	0.000

L'analisi modale condotta invece nel pannello M23 mostra un primo modo flessionale a 3.85 Hz ed un secondo modo torsionale a 18.6 Hz (Figura 103). Anche in questo caso la maggior parte della massa è stata attivata in direzione trasversale (Z) ma la ridotta dimensione dell'apertura ha limitato l'ampiezza dello spostamento indotto dalla deformata. Il pannello inoltre presenta un carico distribuito applicato inferiore del 75% rispetto al pannello precedente oltre ad aver un modulo elastico dinamico applicato superiore del +38%.

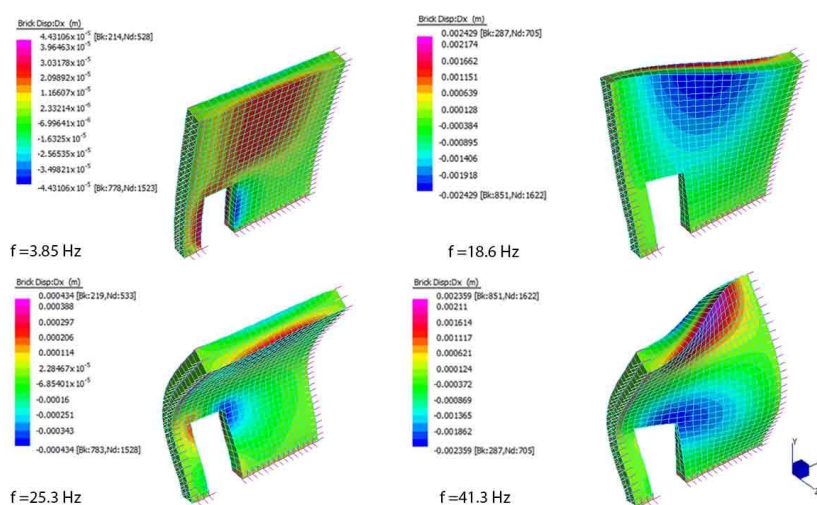


Figura 103 Analisi modale condotta nel pannello

Tabella 13 Modi caratteristici di vibrare del pannello M23

Mode	f	PF - Trasl. (Long)	PF - Trasl. (Vert)	PF - Trasl. (Trasv)	PF - Rot. (Long)	PF - Rot. (Vert)	PF - Rot. (Trasv)
[-]	[Hz]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	3.85	0.000	0.000	66.87	97.069	45.966	0.000
2	18.6	0.000	0.000	0.000	0.005	17.353	0.000
3	25.3	0.000	0.000	17.768	1.998	14.499	0.000
4	41.3	0.000	0.000	0.364	0.032	4.396	0.000

Confrontando i modelli numerici con i risultati sperimentali possiamo affermare che la geometria del pannello in entrambi i casi influisca sui risultati ottenuti. Più il pannello è snello maggiori sono le deformate indotte.

La differenza dei moduli elastici applicati nel modello combinata al diverso dimensionamento delle aperture presenti nei pannelli ha permesso di restituire frequenze numeriche diverse tra i due casi studio affrontati. Questa operazione è coerente con i dati sperimentali sonici.

Confrontando invece il primo modo di vibrare sperimentale e numerico possiamo affermare che in entrambe le misure la componente eccitata maggiormente comprende lo spostamento trasversale. Nel caso del pannello danneggiato la differenza tra sperimentale e numerico è di 0.71 Hz mentre tra il pannello non danneggiato e numerico è di 0.15 Hz.

La calibrazione dei modelli con i dati sperimentali, grazie all'adozione del modulo elastico dinamico ricavato dai test sonici, ha influito sui risultati dell'analisi modale mostrando per il pannello danneggiato frequenze del primo modo di vibrare inferiori del 15% rispetto al modello non danneggiato e comunque inferiori del 18% rispetto ai dati sperimentali. Nel caso del pannello danneggiato i test sonici hanno fornito valori di velocità medi inferiori ai 1000 m/s indicando una ridotta compattezza muraria, in particolare in corrispondenza della zona danneggiata.

Al contrario delle aspettative le frequenze del Tromino® hanno fornito le stesse frequenze del pannello testato nell'edificio non danneggiato, rappresentative di una struttura rigida e compatta. Questo effetto nasce dalla complessità delle strutture e dalla difficoltà di assimilare il comportamento di un singolo pannello al comportamento complessivo dinamico di strutture storiche, con condizioni di vincolo difficili da rappresentare nei modelli numerici.

Inoltre mostra come sia limitante l'utilizzo di una sola tecnica (es. simulando la perdita di rigidità locale attraverso il modulo elastico equivalente ricavato dai test sonici) ipotizzando di trovare una correlazione con la riduzione delle frequenze del primo modo di vibrare. In strutture molto complesse la correlazione dei risultati di queste due tipologie di test è debole, in quanto risente dell'influenza di molti fattori aggiuntivi, come ad esempio le condizioni di vincolo e la geometria della struttura.

Pertanto in tali casi, non è consigliato usare solo una delle due tecniche e fare deduzioni (o calibrare modelli) sui risultati dell'altra in quanto si rischierebbe di sbagliare. In questi casi potrebbe essere necessario ricorrere ad entrambe le tipologie di test per avere una visione corretta della rigidità e dello stato di conservazione della struttura.

11. COMMENTI E CONSIDERAZIONI SULL'USO DEL VAS TEST

Per comprendere ed analizzare la vasta mole di dati acquisiti nelle campagne sperimentali si è scelto di rappresentare in forma tabellare (Tabella 14) i risultati ottenuti, confrontando anche i diversi parametri analizzati, quali la tipologia di apertura, il livello di conservazione e la dimensione del foro. Le prime colonne della tabella descrivono la percentuale di muratura portante rispetto alla percentuale di parete forata. La terza colonna indica se sono presenti fessure o danneggiamenti visibili nei pannelli indagati. La quarta e la quinta colonna presentano i risultati in velocità dei test sonici diretti con la relativa deviazione standard. Sempre nella stessa tabella sono presenti anche i risultati delle prove soniche indirette e le frequenze ottenute dalle analisi spettrali con relative deviazioni standard. Infine vengono elencati i risultati ottenuti dalle indagini condotte con lo strumento Tromino®, riportando il valore in frequenza del primo modo di vibrare.

L'idea di combinare due tecniche ND consolidate proponendone una nuova interpretazione è complessa e richiede alcune considerazioni finali.

L'obiettivo iniziale delle tesi era proporre un uso combinato delle due strumentazioni con la possibilità di ottenere delle curve di correlazione grazie alle quali, partendo da un dato, fosse possibile ricavare il secondo.

Tabella 14 Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti

Confronto	% di muratura	% di apertura	Livello di conservazione	Velocità Media TSD	Dev. standard TSD	Velocità Media TSI	Dev. standard TSI	Frequenza media TSD	Dev. standard TSD	Frequenza media TSI	Deviazione standard TSI	Frequenza primo modo naturale
ET1	57%	43%	ND	952 m/s	±344 Hz	-	-	535 Hz	±344 Hz	-	-	2 Hz
ET2	81%	19%	ND	987 m/s	±334 m/s	910 m/s	± 137 m/s	526 Hz	±121 Hz	651 Hz	±353	1.96 Hz
ET3	61%	39%	ND	1048 m/s	± 460 m/s	-	-	712	± 329 Hz	-	-	1.96 Hz
T1	86%	14%	D	268 m/s	±71 m/s	1038 m/s	± 253 m/s	379 Hz	± 216 Hz	645 Hz	± 253 Hz	2 Hz
CT1	90%	10%	D	-	-	1040 m/s	±262 m/s	-	-	826 Hz	±365 m/s	1.98 Hz
CT2	93%	7%	ND	796 m/s	± 256 m/s	-	-	607 Hz	± 161 Hz	-	-	2 Hz
CT3	64%	36%	ND	876 m/s	± 126 m/s	-	-	746 Hz	± 114 Hz	-	-	2 Hz
M19	8%	92%	D	825 m/s	±195 m/s	828 m/s	± 270 m/s	914 Hz	±270 Hz	973 Hz	±344 Hz	4 Hz
M21	55%	45%	ND	1349 m/s	± 603 m/s	-	-	1416 Hz	± 544 Hz	-	-	3.96 Hz
M23	11%	8%	ND	1047 m/s	±190 m/s	1020 m/s	±371 m/s	942 Hz	±440 Hz	774 Hz	±290 Hz	4 Hz
JT1	85%	15%	D	1283 m/s	± 172 m/s	-	-	536 Hz	± 94 Hz	-	-	2.34 Hz
KT1	85%	15%	D	-	-	1045 m/s	± 487 m/s	-	-	723 Hz	± 395 Hz	2.37 Hz
BT1	89%	11%	D	-	-	615 m/s	± 174 m/s	-	-	822 Hz	± 426	1.9 Hz
BT2	60%	40%	D	280 m/s	± 102 m/s	-	-	133 Hz	± 31 Hz	-	-	1.95 Hz

Entrando nel vivo della ricerca ci siamo dovuti confrontare con i limiti di questa idea, in particolare le premesse che avevamo fatto non sono state sostenute dai dati sperimentali ottenuti. Intuitivamente pensavamo che entrambe le strumentazioni fossero sensibili al livello di danno dei casi studio indagati.

Effettivamente però confrontandoci con edifici storici ci siamo accorti che il tema è molto complesso e richiede specifici accorgimenti.

In particolare abbiamo osservato, in edifici confrontabili per geometria e tecniche di realizzazione, che lo strumento Tromino® forniva medesimi risultati anche in presenza di diverse condizioni di conservazione.

Questo ha permesso di affinare lo sguardo sui risultati e di proporre una nuova interpretazione sull'uso combinato di queste tecniche ND. Confrontando i risultati ottenuti attraverso la suddivisione in diverse variabili di confronto (livello di danno, dimensione del foro, epoca di realizzazione dell'edificio) abbiamo osservato che i dati ottenuti delle due tecniche sono sensibili a parametri diversi. La strumentazione sonora è estremamente sensibile alle caratteristiche locali della muratura indagata, a tal punto che sono state riscontrate significative differenze tra le pareti danneggiate e non danneggiate, sia in termini di velocità che di frequenze ricavate.

Più specificatamente per velocità inferiori ai 1000 m/s sono stati ricavati spettri con diversi picchi in alte e basse frequenze; mentre per velocità superiori ai 1000 m/s sono stati ricavati spettri in alte frequenze che presentano tendenzialmente un solo picco predominante.

Questo si traduce in rette di correlazione tra velocità e frequenza con una diversa inclinazione (Figura 94 pag. 214).

Le rette rappresentative dei pannelli danneggiati hanno un andamento quasi orizzontale, mentre le rette rappresentative dei pannelli non danneggiati hanno una forte inclinazione. Questo permette di affermare che non vi sia una diretta corrispondenza tra velocità e frequenze; infatti a velocità maggiori non necessariamente corrisponde una risposta in alte frequenze, come non è detto che a velocità inferiori ai 1000 m/s corrispondono esclusivamente basse frequenze.

L'ampiezza del range di frequenze ricavate dai test sonici può essere un indicatore della compattezza muraria. Ampi range di frequenze (in alte e basse frequenze) sono indicativi di una muratura fortemente non omogenea e verosimilmente danneggiata; mentre dall'altra parte range limitati di frequenze (in alte frequenze) sono indicativi di una buona compattezza muraria.

La dimensione del foro, o la tipologia stessa- porta o finestra- di per sé non è un parametro che ha fornito considerazioni rilevanti, ma è stato osservato che nei fori finestra è presente una sostanziale differenza dei risultati tra le indagini soniche condotte sui maschi murari, posti accanto al foro, e le indagini condotte sotto la finestra stessa. In particolare le seconde presentano un intervallo di velocità più basso rispetto alla prima e presentano anche un intervallo più esteso in termini di ampiezza del range delle frequenze ricavate. Il 60% delle frequenze ottenute nei pannelli con foro porta si distribuisce nell'intervallo 482-842 Hz; mentre il 70% delle frequenze ricavate nei test con foro finestra si distribuiscono nell'intervallo 409-1029 Hz.

Considerando i range di frequenza ottenuti dai test sonici come indicatori di omogeneità muraria e di conseguenza rigidità del materiale, ci si aspettava che per ampi range di frequenze (derivanti da test sonici con velocità inferiori ai 1000 m/s) anche il Tromino®, sensibile alla rigidità della struttura, registrasse primi modi di vibrare inferiori rispetto agli edifici non danneggiati.

Tale correlazione potrebbe essere chiara ed evidente in tipologie strutturali la cui rigidità è garantita dalla rigidità del materiale. Infatti, in queste esiste una forte correlazione tra lo stato di conservazione dello stesso (misurato in termini di velocità ricavate dai test sonici) e la rigidità della struttura (rilevata in termini di frequenze proprie di vibrazione). In strutture molto complesse ed articolate, come molte strutture storiche, tale correlazione può essere influenzata da altri aspetti, che è importante considerare.

Le nostre prove sperimentali hanno dimostrato che non esiste una diretta corrispondenza tra riduzione della velocità in pannelli murari danneggiati e conseguente riduzione del valore di frequenza del primo modo di vibrare, probabilmente anche perché il danneggiamento locale non influisce sulla rigidità globale della struttura.

L'epoca di realizzazione degli edifici potrebbe essere un fattore non rilevante per l'interpretazione dei risultati perché come abbiamo visto la maggior parte dei pannelli danneggiati rientra nella categoria degli edifici realizzati prima del XIX secolo. Suddividendo però le strutture in edifici realizzati prima del XIX secolo e durante il XIX secolo, ci siamo accorti di aver ottenuto dei valori in frequenza diversi ricavati con il Tromino®. Gli edifici cubani, più recenti, hanno uno sviluppo in pianta longitudinale ed in alzata si presentano come edifici bassi e tozzi, questo permette loro di vibrare con frequenze maggiori (4 Hz) rispetto agli edifici nepalesi e veneziani più snelli che vibrano a 2 Hz.

In questo caso allora il metodo combinato non si ottiene attraverso l'uso di una singola tecnica ma si concretizza nella necessità di utilizzare entrambe le tecniche per avere una visione complessiva dello stato di conservazione di una porzione muraria e dell'edificio stesso.

Questa considerazione assume maggiore rilevanza confrontando i risultati sperimentali con i modelli numerici. I modelli numerici hanno permesso di simulare il comportamento dinamico di due pannelli, danneggiato e non, sulla base di una calibrazione sperimentale. Questa ha permesso di ottenere un'analisi modale abbastanza veritiera grazie al modulo elastico dinamico sperimentale equivalente inserito nel modello e grazie alla simulazione delle condizioni al contorno, modellate per mezzo di vincoli quali semplici supporti ed incastri. I risultati dell'analisi modale però offrono una variazione del valore di frequenza del primo modo di vibrare rispetto al dato sperimentale.

Nello specifico per il pannello danneggiato è stata osservata una riduzione della frequenza del 15% rispetto al pannello non danneggiato e comunque una differenza del 18% con il risultato sperimentale.

Questa differenza potrebbe essere una conseguenza della complessità della struttura e della difficoltà di assimilare il comportamento dinamico di un singolo pannello al comportamento dinamico delle strutture storiche, con condizioni di vincolo difficili da rappresentare nei modelli numerici. Il modello FEM mostra inoltre come sia limitante l'utilizzo di una sola tecnica ipotizzando di trovare una correlazione tra la diminuzione del modulo elastico e conseguente riduzione della prima frequenza naturale.

In strutture molto complesse la correlazione dei risultati di queste due tipologie di test è debole, in quanto risente dell'influenza di molti fattori aggiuntivi, come ad esempio le condizioni di vincolo e la geometria della struttura.

Pertanto in tali casi non è consigliato usare solo una delle due tecniche e fare deduzioni (o calibrare modelli) sui risultati dell'altra, in quanto si rischierebbe di sbagliare. In caso di strutture storiche è necessario effettuare entrambe le tipologie di test, per avere una visione corretta dello stato di conservazione della struttura.

Ritornando alle considerazioni sui risultati sperimentali, e dopo aver fatto le dovute considerazioni del caso, è stata osservata una relazione tra la geometria dell'edificio e il livello di danno di alcune sue porzioni.

Riassumendo, ciò che è stato descritto precedentemente, possiamo affermare che le frequenze ricavate dalle prove soniche dirette siano risultate sensibili a parametri come danneggiamento ed omogeneità muraria; mentre le indagini condotte con il Tromino® risentano della massa e della rigidezza dell'intero sistema, e di conseguenza della geometria dell'edificio.

L'uso combinato di queste due tecniche può essere espresso con il parametro VAS. Questo si concretizza attraverso il rapporto tra la frequenza media ricavata dai test sonici diretti e la frequenza naturale dell'edificio ricavata con il tromografo (Equazione 56).

$$VAS = \frac{\text{Frequenze media ricavata dal test sonico diretto [Hz]}}{\text{Frequenza del primo modo di vibrare della struttura [Hz]}}$$

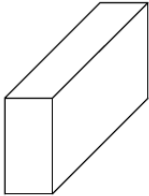
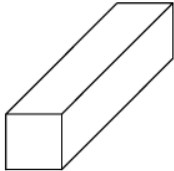
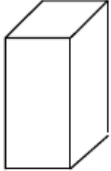
Equazione 56

I risultati di questo rapporto sono stati poi distribuiti in una matrice che divide gli edifici in base alla loro geometria e contemporaneamente pone l'attenzione sui pannelli danneggiati e non danneggiati, richiamando i parametri di sensibilità dei due strumenti.

Gli edifici sono stati raggruppati secondo le proprietà geometriche e peculiarità proprie degli stessi; dividendoli in tre categorie: snelli (edifici veneziani), tozzi (edifici cubani) ed a pianta simmetrica (edifici nepalesi). Queste categorie vibrano rispettivamente a 2,4 ed ancora 2 Hz.

Secondo questa suddivisione è stata riscontrata una costante differenza compresa tra 100-200 Hz nei rapporti VAS eseguiti sui pannelli danneggiati e non danneggiati. In particolare i pannelli danneggiati sono contraddistinti da rapporti VAS inferiori anche di 200 Hz rispetto ai pannelli non danneggiati (Tabella 15).

Tabella 15. Comparazione dei parametri VAS ottenuti nei pannelli danneggiati e non danneggiati

	Edifici Veneziani (2Hz)	Edifici Cubani (4 Hz)	Edifici Nepalesi (2Hz)
Primo modo di vibrare sperimentale			
	$VAS = \frac{\text{Frequenze media ricavata dal test sonico diretto [Hz]}}{\text{Frequenza del primo modo di vibrare della struttura [Hz]}}$		
Pannelli danneggiati	ET1 = 270 ET2 = 260 ET3 = 350 CT3 = 360 CT2 = 298	M21 = 370 M23 = 332	JT1 = 265
Pannelli non danneggiati	T1 = 190	M19 = 270	KT1 = 66 BT1 = 60

12. CONCLUSIONI

La tesi proposta si pone l'obiettivo di combinare due tecniche ND ampiamente utilizzate ma non impiegate per la valutazione dello stato di conservazione strutturale di murature storiche.

L'applicazione di queste tecniche è stata limitata a unità strutturali in muratura che presentassero un foro, sia esso una porta o una finestra, oppure una combinazione di porta e finestra.

Si è scelto di indagare con prove soniche ed indagini dinamiche a stazione singola alcune murature che presentassero danneggiamenti (fessure, umidità di risalita, interventi di ripristino) ed altre non danneggiate.

I pannelli murari strutturali indagati sono quattordici (di cui sette danneggiati) ed appartengono al patrimonio storico-culturale veneziano, cubano e nepalese.

Di seguito, per punti, vengono presentate le valutazioni in forma conclusiva:

Considerazioni teoriche e risultati scientifici

- Durante lo svolgimento di test ND in edifici storici è interessante ottenere informazioni sia a livello locale (componenti della struttura), sia a livello globale.
- L'uso combinato di tecniche soniche ed indagini condotte con il Tromino® si concretizza prima di tutto con la necessità di utilizzare entrambe le tecniche nelle costruzioni storiche per valutarne il corretto livello di conservazione.

- Per questo motivo, analizzando i risultati, è stato possibile osservare come le due strumentazioni siano diversamente sensibili ai parametri considerati, come ad esempio la dimensione del foro, il danneggiamento del pannello e l'età di realizzazione della muratura.
- In dettaglio, è stato osservato che le frequenze ricavate dai test sonici risentano maggiormente del danneggiamento locale del pannello e che l'ampiezza del range di frequenze ricavate sia un indicatore della compattezza muraria.
- Ampi range di frequenze (in alte e basse frequenze) sono indicativi di una muratura fortemente non omogenea e verosimilmente danneggiata; mentre dall'altra parte range limitati di frequenza (alte frequenze) sono indicativi di una buona compattezza muraria.
- Le rette di correlazione rappresentative del comportamento del pannello murario in termini di frequenze e velocità soniche presentano per i pannelli danneggiati un range minore di velocità, associato ad un range maggiore di frequenza. Al contrario, nei pannelli integri è stato osservato che i dati si distribuiscono in un intervallo limitato di frequenze, abbinato ad un ampio intervallo di velocità.
- Considerando i range di frequenza ottenuti dai test sonici come degli indicatori di omogeneità muraria e di conseguenza di rigidità del materiale, ci si aspettava che per ampi range di frequenze (derivanti da test sonici con velocità inferiori ai 1000m/s) anche il Tromino®, sensibile alla rigidità della struttura, registrasse primi modi di vibrare inferiori rispetto agli edifici non danneggiati.
- Le prove sperimentali hanno dimostrato che non esiste una diretta corrispondenza tra la riduzione della velocità in pannelli murari danneggiati e una conseguente riduzione del valore in frequenza del primo modo di vibrare.

- Persino la calibrazione dei modelli numerici sulla base di un solo dato sperimentale mostra quanto sia limitante questo approccio. Infatti, i pannelli danneggiati e non calibrati attraverso il modulo elastico equivalente hanno presentato una differenza di frequenze tra il pannello con un modulo elastico ridotto ed il pannello con un modulo elastico rappresentativo di una buona qualità muraria.

- Il risultato non è stato supportato dalle indagini sperimentali, le quali mostrano per i due diversi pannelli lo stesso primo modo di vibrare a 4 Hz. Questa differenza potrebbe essere una conseguenza della complessità della struttura e della difficoltà di assimilare il comportamento dinamico di un singolo pannello al comportamento delle strutture storiche, con condizioni di vincolo difficili da rappresentare nei modelli numerici.

- È stata osservata anche una relazione tra la geometria dell'edificio ed il livello di danno di alcune sue porzioni, esprimibile attraverso l'indice VAS.

- Questo indice permette di correlare una dimensione complessiva aleatoria ed una misura puntuale, fornendo con un solo valore informazioni sul comportamento globale e locale dell'edificio storico indagato.

- Esso varia da 60 a 360 ed è dato dal rapporto tra la frequenza media ricavata dai test sonici e la frequenza naturale sperimentale dell'edificio. I pannelli murari strutturali danneggiati indagati hanno presentato un indice VAS inferiore a 270, mentre i pannelli non danneggiati valori superiori a 270.

Procedure e consigli per lo svolgimento combinato dei test

- I test vengono svolti posizionando il Tromino® sulla soglia della porta o nel foro finestra.

Lo strumento viene orientato disponendo almeno un sensore parallelo allo spessore del pannello murario.

- In questo caso, essendo il Tromino® uno strumento triassiale, i segnali ricavati saranno sempre paralleli e perpendicolari rispetto alla traiettoria dei test sonici diretti ed indiretti.

- Oltre alle misure strettamente necessarie per l'individuazione dell'indice VAS, si consiglia di effettuare almeno altre due misure con il tromografo in punti strategici della struttura (basamento, centro dell'ultimo solaio, in un angolo dell'ultimo solaio). Oltre alle misure interne all'edificio si consiglia di effettuare una registrazione sul terreno per limitare gli effetti di sito. Questo permetterà una migliore interpretazione del dato e l'esclusione dell'influenza degli effetti di sito.

- Durante lo svolgimento dei test sonici si consiglia di indagare porzioni murarie poste sotto il foro finestra ed in prossimità dei maschi murari posti accanto al foro.

- Osservando la forma del segnale sonico in accelerazione sarà possibile fare ipotesi sulla forma dello spettro ottenuto dalla FFT. Segnali che presentano più picchi non decrescenti presenteranno forme spettrali più complesse e di difficile interpretazione.

- Gli spettri con molti picchi sono tendenzialmente rappresentativi di pannelli disomogenei e danneggiati.

- In presenza di spettri sonici complessi, si consiglia, per l'individuazione dell'indice VAS, di considerare un massimo di tre picchi di ampiezza maggiore.

- Potrebbe essere interessante estendere le campagne per le indagini VAS ad altri pannelli murari storici.

In dettaglio, l'individuazione nello stesso edificio di porzioni danneggiate e non danneggiate potrebbe fornire informazioni qualitative dettagliate confrontabili con l'indice VAS. Questa considerazione potrebbe essere la premessa per la continuazione di questo lavoro di ricerca.

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Eventi di rilievo nella scoperta delle prime tecniche ND. Hellier, Charles J. 2003. 'Handbook of Nondestructive Evaluation', pag. 26	2
Tabella 2 Natura della sorgente dell'eccitazione dinamica	27
Tabella 3 Modelli matematici per la determinazione del valore di resistenza a compressione del calcestruzzo	45
Tabella 4 Esempi di combinazione di tipo A di prove(RILEM State-of-the-Art Reports 2012)	48
Tabella 5 Esempi di combinazione di tipo B di NDT (RILEM State-of-the-Art Reports 2012)	50
Tabella 6 Esempi del tipo C nella combinazione di tecniche ND (RILEM State-of-the-Art Reports 2012)	52
Tabella 7. Classificazione di diverse tipologie di muratura in relazione alle velocità soniche ricavate	81
Tabella 8: Pramentri meccanici e geometrici delle porzioni di muratura indagate	128
Tabella 9 Sintesi dei risultati delle prove soniche e delle indagini condotte con il Tromino®	168
Tabella 10 Rette di correlazione ed indici di Pearson	196
Tabella 11. Proprietà dei materiali usate nei modelli numerici	218
Tabella 12. Modi caratteristici di vibrare del pannello M19	219
Tabella 13 Modi caratteristici di vibrare del pannello M23	220
Tabella 14 Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti	225
Tabella 15. Comparazione dei parametri VAS ottenuti nei pannelli danneggiati e non danneggiati	231

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Metodi ND per l'esecuzione di test in edifici esistenti.	8
Figura 2 Endoscopio	9
Figura 3 Sclerometro a percussione	10
Figura 4 Strumentazione sonica	12
Figura 5 Esempio di Tomografia sonica (Cantini 2011, p. 231)	18
Figura 6 Esempio di utilizzo di una termocamera per l'identificazione di aperture, ora tamponate in edifici storici (Cantini 2011, p.171)	21
Figura 7 Esempio di vibrodina	29
Figura 8 Esempio di analisi modale sperimentale condotta con un tromografo portatile	33
Figura 9 Componenti di tensione sul parallelepipedo elementare	59
Figura 10 a) parallelepipedo elementare soggetto a dilatazione in direzione x, b) parallelepipedo elementare soggetto a scorrimento angolare nel piano di normale x	60
Figura 11 Rappresentazione schematica dell'oscillatore semplice non smorzato ad un grado di libertà	66
Figura 12 Rappresentazione grafica del moto dell'oscillatore semplice ad un grado di libertà	68
Figura 13 Oscillatore smorzato ad un grado di libertà	69
Figura 14 Oscillazioni libere con smorzamento	71
Figura 15 Risonanza (a) e Battimenti (b)	72
Figura 16 Viste dell'edificio Cà Tron, Venezia	106
Figura 17 Viste del complesso dei Tolentini, Venezia	108
Figura 18 Viste dell'Ex convento delle Terese	109
Figura 19 Viste dell'edificio Malecon 19	111
Figura 20 Viste dell'edificio Malecon 21	112
Figura 21 Viste dell'edificio Malecon 23	113
Figura 22 Viste del tempio Bhimsen	115
Figura 23 Viste del tempio Jagannath	116
Figura 24 Viste del tempio Krishna	117
Figura 25. A) Venezia novembre 2019, B) Habana, settembre 2017, C) Nepal aprile 2015	118

Figura 26. Dettaglio delle murature indagate degli edifici Veneziani. A) Terese, B) Tolentini, C) Cà Tron	119
Figura 27 Rilievo del Danno nell'edificio Malecon 19	121
Figura 28 Rilievo del danno nel tempio Jagannath	124
Figura 29 Individuazione del porzione muraria da testare	127
Figura 30 Descrizione geometrica dell'aree testate nell'edificio Ex convento delle Terese	129
Figura 31. Porzione di muratura indagata nell'edificio dei Tolentini	130
Figura 32 Descrizione geometrica delle aree testate nell'edificio Cà Tron	131
Figura 33 Descrizione geometrica della muratura testata nell'edificio Malecon 19	132
Figura 34 Descrizione geometrica della muratura testata nell'edificio Malecon 21	132
Figura 35 Descrizione geometrica della muratura testata nell'edificio Malecon 23	133
Figura 36 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Jagannath	133
Figura 37 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Krishna	134
Figura 38 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Bhimsen, piano terra	134
Figura 39 Descrizione geometrica della muratura testata nel tempio Bhimsen, piano primo	135
Figura 40 Svolgimento simultaneo di prove soniche ed indagini condotte con lo strumento Tromino®	138
Figura 41 Fotografia scattata durante l'esecuzione di un test sonico	138
Figura 42 Impostazione dei parametri per l'acquisizione dei test sonici	139
Figura 43 Fase di acquisizione del segnale sonico. In blu sono visibili i colpi eseguiti dal martello mentre in rosso è visibile il segnale percepito dall'accelerometro	140
Figura 44 Individuazione della variazione temporale tra il segnale del test sonico registrato dal martello e dall'accelerometro	140
Figura 45 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello ET1	141

Figura 46 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello ET2	142
Figura 47 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello ET3	142
Figura 48 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello T1	143
Figura 49 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello CT2	144
Figura 50 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello CT3	145
Figura 51 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello M19	145
Figura 52 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello M21	146
Figura 53 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello M23	146
Figura 54 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello JT	147
Figura 55 Distribuzione delle velocità delle prove soniche dirette nel pannello B1	148
Figura 57 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello ET2indirect	149
Figura 59 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello T1indirect	149
Figura 60 Distribuzione delle velocità dei test sonici indiretti nel pannello CT1 indirect	150
Figura 61 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello M19 indirect	151
Figura 62 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello M21indirect	152
Figura 63 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello M23 indirect	152
Figura 64 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello KT indirect	153

Figura 65 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello B1indirect West	154
Figura 66 Distribuzione delle velocità delle prove soniche indirette nel pannello B1 indirect East	154
Figura 67 Schermata del database del software Grilla	156
Figura 68 Segnale acquisito con lo strumento Tromino® e relative componenti	156
Figura 69 Finestra delle impostazioni per l'analisi del segnale	157
Figura 70 Spettro di frequenza (rosso) e la deviazione standard (nero)	157
Figura 71 Spettro di Fourier delle singole componenti della registrazione	158
Figura 72 Spettro di Fourier della test ET1, foro porta dell'ex convento delle Terese	160
Figura 73 Spettro di Fourier della test ET2, foro finestra dell'ex convento delle Terese	160
Figura 74 Spettro di Fourier della test ET3, foro finestra dell'ex convento delle Terese	160
Figura 75 Spettro di Fourier della test T1, foro finestra dell'edificio dei Tolentini	161
Figura 76 Spettro di Fourier della test CT1, foro porta dell'edificio Cà Tron	162
Figura 77 Spettro di Fourier della test CT2, foro porta dell'edificio Cà Tron	162
Figura 78 Spettro di Fourier della test CT3, foro porta dell'edificio Cà Tron	163
Figura 79 Spettro di Fourier della test M19, foro porta dell'edificio Malecon	163
Figura 80 Spettro di Fourier della test M21, foro porta e finestra dell'edificio Malecon	164
Figura 81 Spettro di Fourier della test M23, foro porta dell'edificio Malecon	165
Figura 82 Spettro di Fourier della test JT1, foro porta del tempio Jagannath	166
Figura 83 Spettro di Fourier della test K1, foro porta del tempio Krishna	166
Figura 84 Spettro di Fourier della test B2, foro porta del tempio Bhimsen	167
Figura 85 Passaggi fondamentali eseguiti dal codice per ricavare informazioni sul rumore di fondo dei segnali	175
Figura 86 Passaggi fondamentali eseguiti dal codice per ricavare informazioni su porzioni di segnale eccitato	177

Figura 87 Allegato ET1, rumore di fondo	179
Figura 88 Allegato ET1 punti A1 e A2	180
Figura 89 Distribuzione delle frequenze e delle velocità nei pannelli murari ET1,ET2,ET2	182
Figura 90 Distribuzione delle velocità e delle frequenze nei pannelli murari T1,CT2,CT3	184
Figura 91 Distribuzione delle velocità e delle frequenze nei pannelli murari M19,M21,M23	186
Figura 92 Distribuzione delle velocità e delle frequenze nel pannello murario JT1	187
Figura 93 Distribuzione delle velocità e delle frequenze (TS indiretti) nei pannelli murari ET2,CT1,T1	190
Figura 94 Distribuzione delle frequenze e delle velocità (TS indiretti) nei pannelli M19 ed M23	192
Figura 95. Distribuzione delle frequenze e delle velocità (TS indiretti) nei pannelli KT1,BTO,BTE	194
Figura 96 Rette di correlazione tra velocità e frequenze. Con le linee tratteggiate sono stati rappresentati i pannelli danneggiati, con linee continue i non danneggiati	197
Figura 97 Segnale e spettro del punto B3, pannello ET1. La linea blu puntinata evidenzia l'andamento decrescente delle sinusoidi contenute nel segnale.	203
Figura 98 Segnale e spettro del punto B2, pannello M19. La linea blu puntinata evidenzia l'andamento non decrescente delle sinusoidi contenute nel segnale.	204
Figura 99 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli con foro porta e foro finestra	208
Figura 100 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli	210
Figura 101 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli	213
Figura 102 Confronto tra i risultati ottenuti nei pannelli appratenti a murature realizzate prima del XIX secolo e dopo il XIX secolo	215
Figura 103 Modello Numerico dei pannelli M19 e M23	217
Figura 104 Analisi modale condotta nel pannello M19	219
Figura 105 Analisi modale condotta nel pannello	220

4. ALLEGATI

Allegato 1 Codice Elaborato in Matlab R2018

LETTURA DEI DATI

% Lettura dei dati e assegnazione delle variabili

% Creo una variabile di testo che contiene il percorso della cartella
dove

```
working_folder = 'C:\Users\Eleonora\Desktop\Tesi  
Dottorato\Programma\Programma\ Dati_sperimentali\Dirette_tipo  
A,singola finestra'
```

% Caricamento dei file dati

```
load('A1_SRG1.MAT');
```

% Assegno delle variabili

```
time = Channel_1_Data;
```

```
acceleration = Channel_2_Data*9.806;
```

```
force = Channel_9_Data;
```

```
sf = length(time)/max(time);
```

PLOTTAGGIO DEI DATI

% Plottaggio del segnale delle accelerazioni

```
Figure (1);
```

```
plot (time, acceleration,'LineWidth',0.75,'Color','r','LineStyle','-')
```

```
xlabel ('Time [s]')
```

```
ylabel ('Acceleration [m/s^2]')
```

```
title ('Acceleration')
```

```
legend ('Acc 1','Location','northeast');
```

% Plottaggio del segnale delle forze

```
figure(2);
```

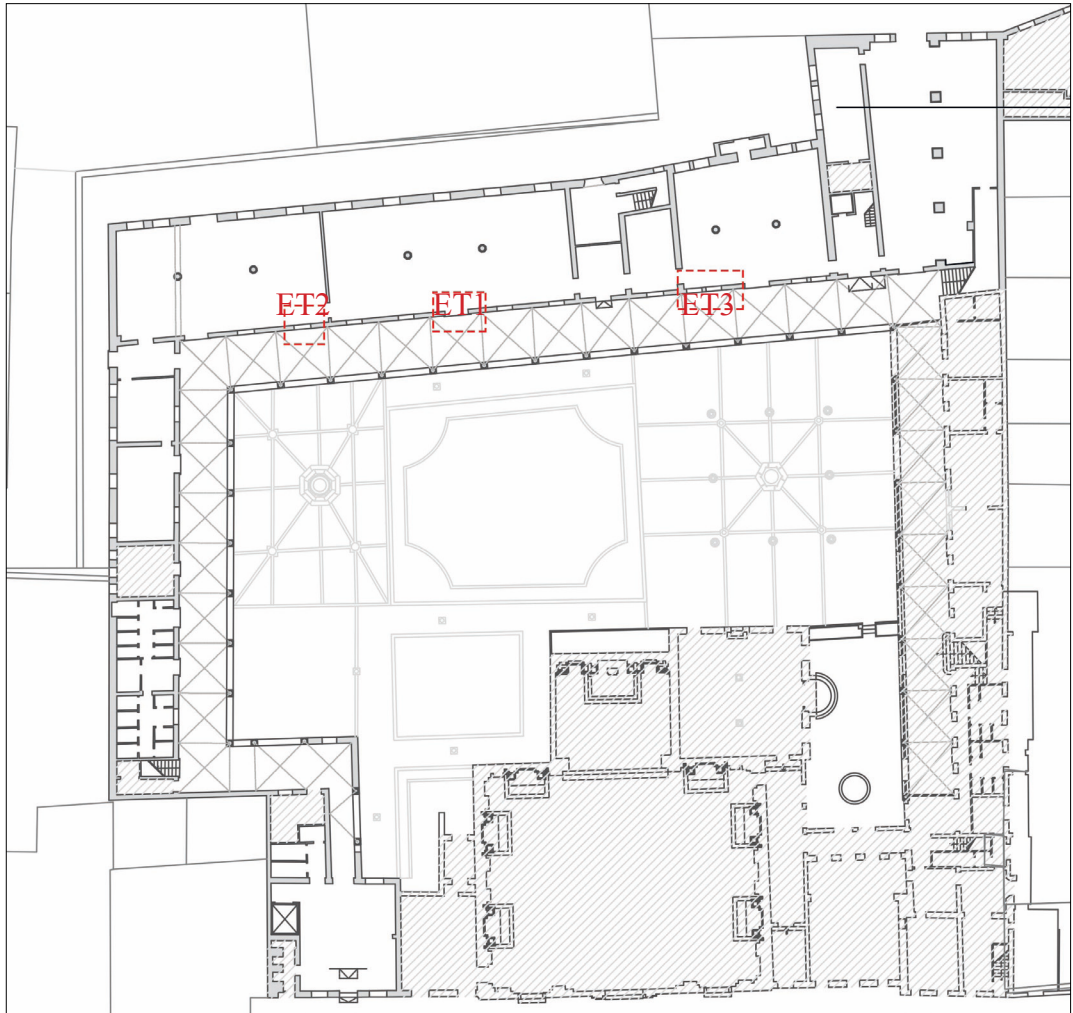
```
plot (time,force,'LineWidth',0.75,'Color','b','LineStyle','-')
```

```
xlabel('Time [s]')
ylabel('Force [N]')
title('Force')
legend ('For 1','Location','northeast');
FILTRAGGIO DEI SEGNALI
% Frequenze di taglio per l'accelerazione
f1_acc = 0.001;
f2_acc = 5000;
% Filtro la storia in accelerazione
acc_filt = bandpass_function (acceleration,f1_acc,f2_acc,sf);
% Frequenze di taglio per la forza
f1_for = 0.001;
f2_for = 5000;
% Filtro la storia in forza
for_filt = bandpass_function (force,f1_for,f2_for,sf);
FFT DEI SEGNALI
% FFT del segnale in accelerazione
[freq_a, amp_a] = fft_function(sf,acceleration);
% FFT del segnale in accelerazione filtrato
[freq_a_filt, amp_a_filt] = fft_function(sf,acc_filt);
% Plottiamo la FFT del segnale in accelerazione
figure(3);
plot (freq_a,amp_a,'LineWidth',0.75,'Color','r','LineStyle','-')
hold on
plot(freq_a_filt,amp_a_filt,'LineWidth',0.75,'Color','g','LineStyle','-')
hold off
xlabel('Frequency [Hz]')
ylabel('Amplitude [m/s^2]')
title('FFT acceleration')
```

```
legend('Acc','Acc filtrata','Location','northeast');
saveas(3,'FFT_acc.svg')
% FFT della porzione 1 del segnale in acc
% Troviamo gli indici che identificano la porzione 1
t1 = 1.84;
test_time = 0;
index1 = 0;
while test_time <= t1
    index1 = index1 + 1;
    test_time = time(index1);
end
t2 = 1.87;
test_time = 0;
index2 = 0;
while test_time <= t2
    index2 = index2 + 1;
    test_time = time(index2);
end
porzione_1_acc = acceleration(index1:index2);
% FFT della porzione 1 del segnale in accelerazione non filtrato
[freq_a_1, amp_a_1] = fft_function(sf,porzione_1_acc);
porzione_1_acc_filt = acc_filt(index1:index2);
% FFT della porzione 1 del segnale in accelerazione filtrato
[freq_a_filt_1, amp_a_filt_1] = fft_function(sf,porzione_1_acc_filt);
Figure (4);
Plot (freq_a_1, amp_a_1,'LineWidth',0.75,'Color','r','LineStyle','-')
hold on
plot (freq_a_filt_1, amp_a_filt_1,'LineWidth',0.75,'Color','g','LineStyle','-')
```

```
hold off
xlim([100 5000])
xlabel ('Frequency [Hz]')
ylabel('Amplitude [m/s^2]')
title ('FFT acceleration_ 0.4-1s')
legend ('Acc','Acc filtrata','Location','northeast');
% FFT del segnale in forza
[freq_f, amp_f] = fft_function(sf,force);
% FFT del segnale in forza filtrato
[freq_f_filt, amp_f_filt] = fft_function(sf,for_filt);
% Plottiamo la FFT del segnale in forza
Figure (4);
Plot (freq_f , amp_f, 'LineWidth',0.75,'Color','b','LineStyle','-')
hold on
plot (freq_f_filt, amp_f_filt, 'LineWidth',0.75,'Color','c','LineStyle','-')
ylim([-200 200])
xlim ([0.2 sf/2])
xlabel ('Frequency [Hz]')
ylabel ('Amplitude [N]')
title ('FFT force')
legend ('For','For filtrata','Location','northeast');
```

ALLEGATO 2. Ex Convento delle Terese



Pianta del piano terra dell'Ex Convento delle Terese, Venezia.
In rosso sono evidenziate le porzioni di muratura testate



Chiostro delle Terese, marzo 2019



ET1



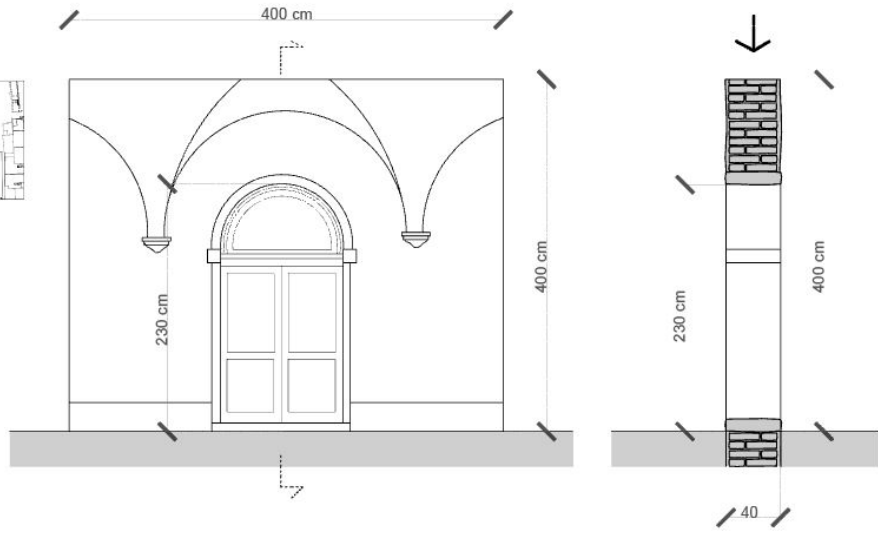
ET2



ET3

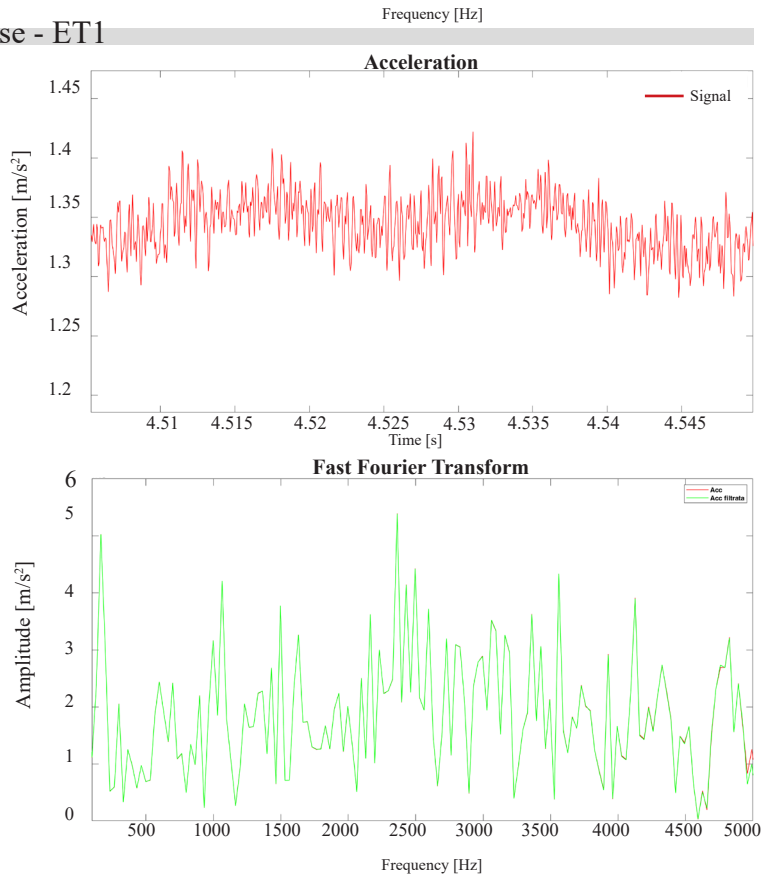
Ex Convento delle Terese - ET1

ET1



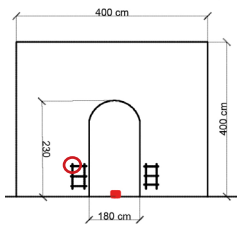
Ex Convento delle Terese - ET1

Rumore di fondo dei segnali

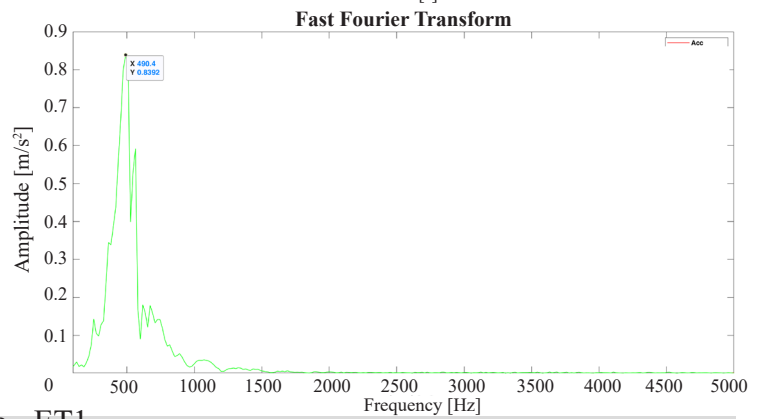
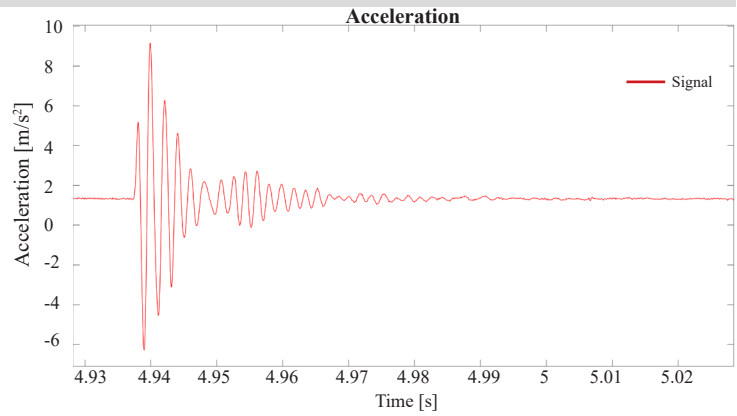


Ex Convento delle Terese - ET1

A1

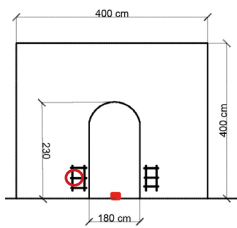


Velocity: 770 m/s
 Frequency: 490 Hz
 Time range: 4.93-4.99 s

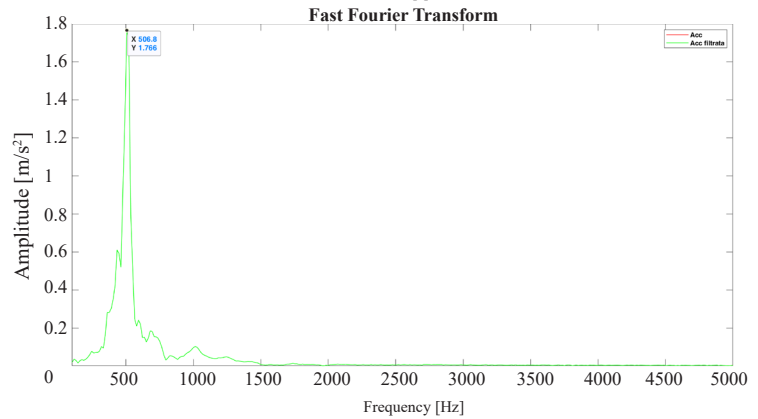
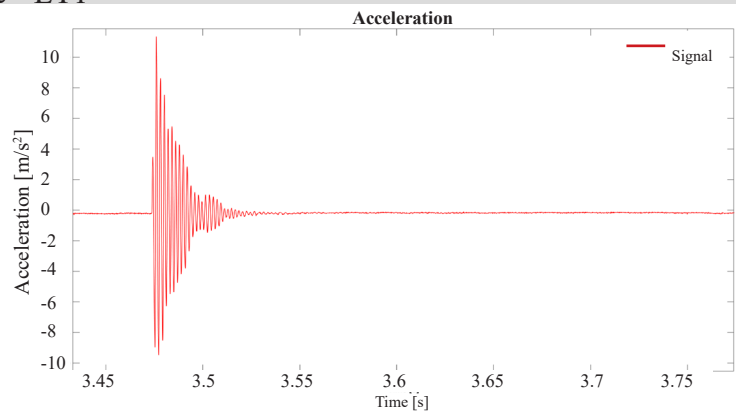


Ex Convento delle Terese - ET1

A2

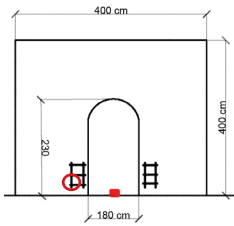


Velocity: 533 m/s
 Frequency: 506 Hz
 Time range: 3.47-3.54 s

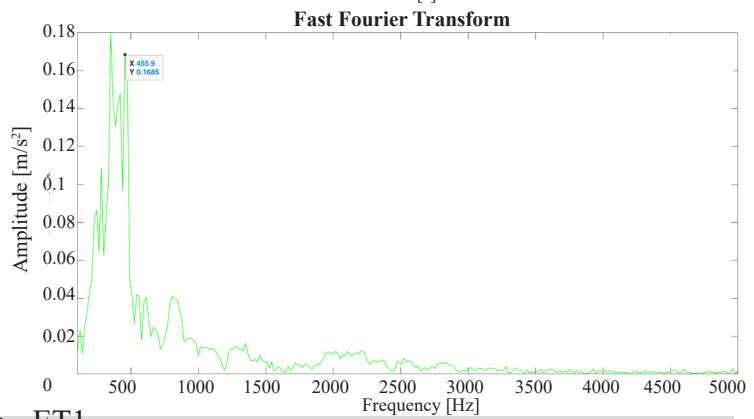
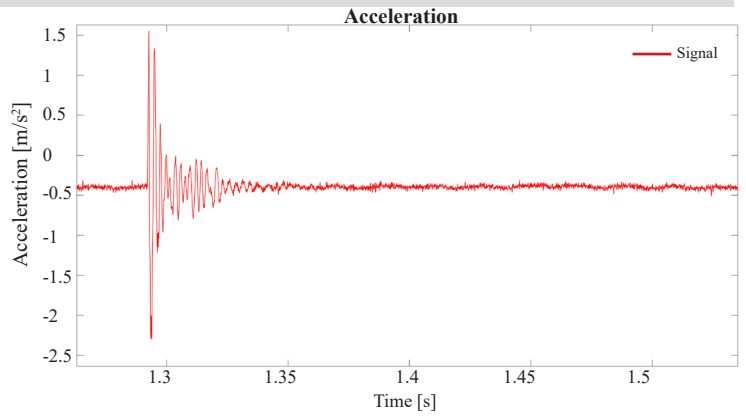


Ex Convento delle Terese - ET1

A3

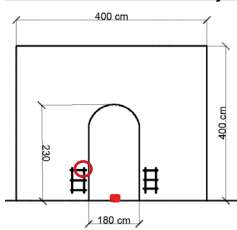


Velocity: 500 m/s
 Frequency: 458 Hz
 Time range: 3.94-4.00 s

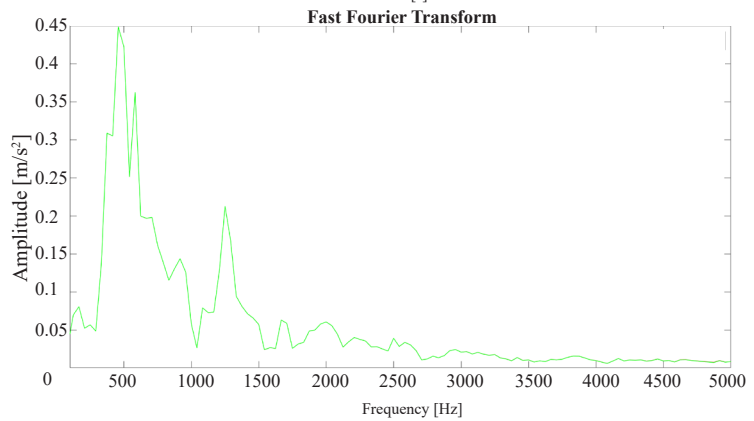
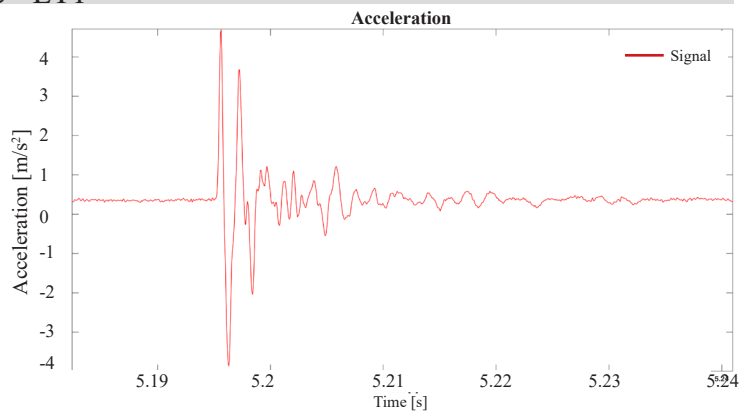


Ex Convento delle Terese - ET1

B1

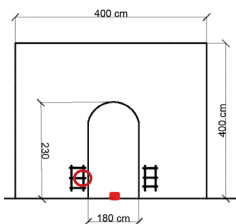


Velocity: 2000 m/s
 Frequency: 498 Hz
 Time range: 3.05-3.11 s

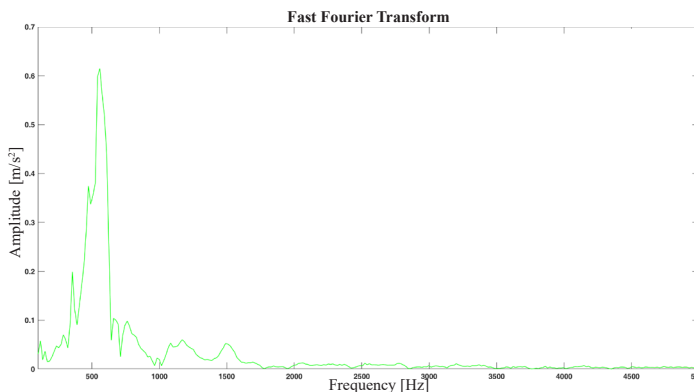
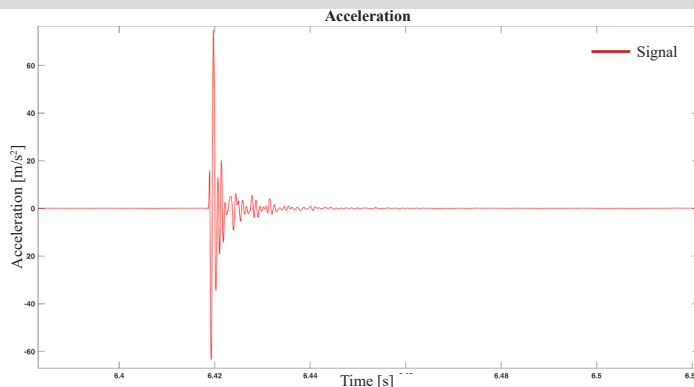


Ex Convento delle Terese - ET1

B2

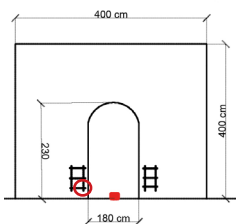


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 558 Hz
 Time range: 4.24-4.30 s

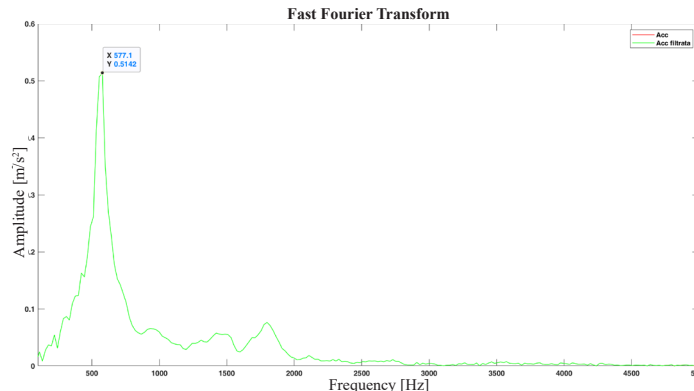
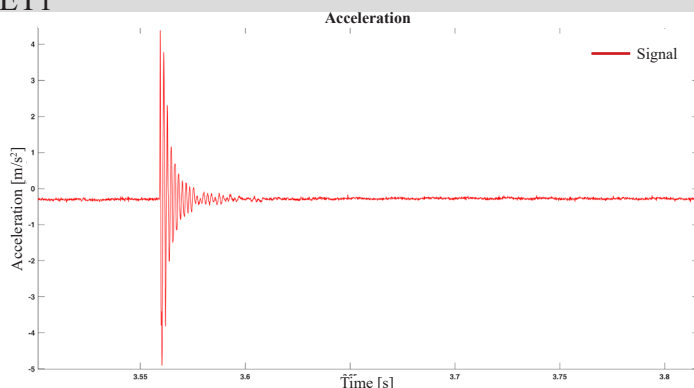


Ex Convento delle Terese - ET1

B3

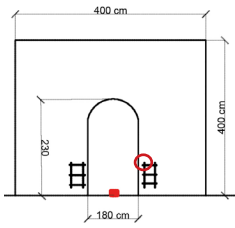


Velocity: 1330 m/s
 Frequency: 577 Hz
 Time range: 3.55-3.60 s

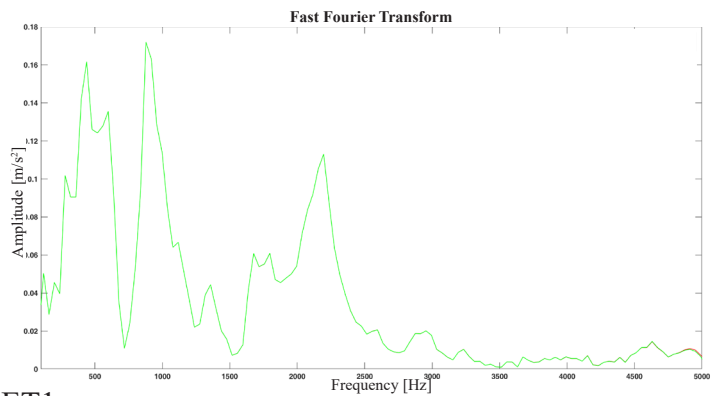
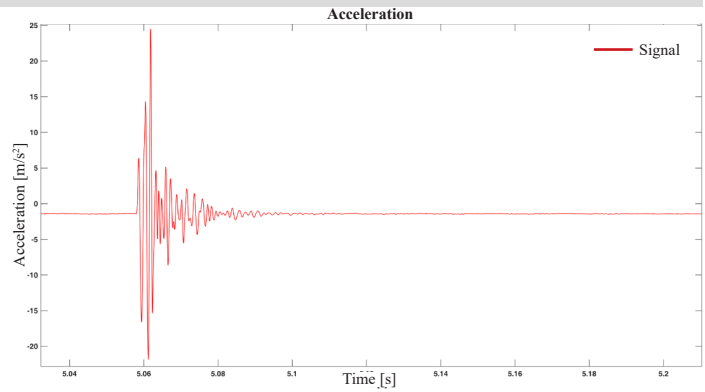


Ex Convento delle Terese - ET1

C1

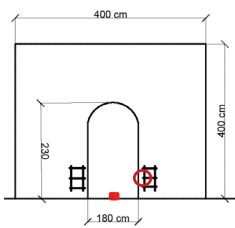


Velocity: 900 m/s
 Frequency: 428-904 Hz
 Time range: 3.55- 3.60 s

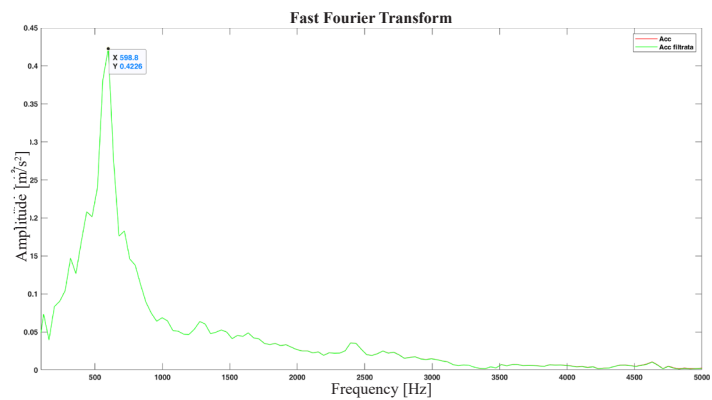
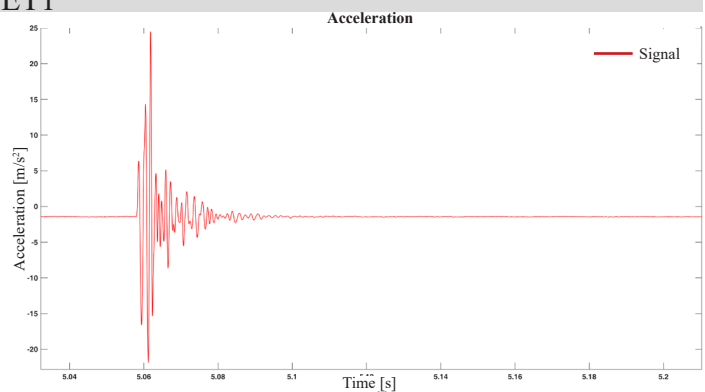


Ex Convento delle Terese - ET1

C2

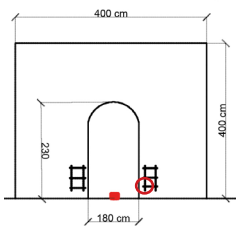


Velocity: 2000 m/s
 Frequency: 598 Hz
 Time range: 2.20-2.22 s

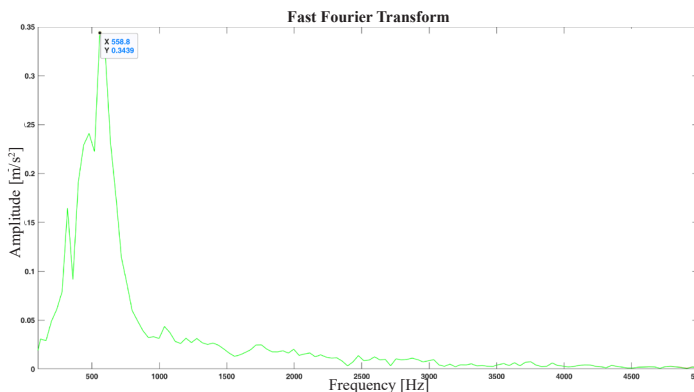
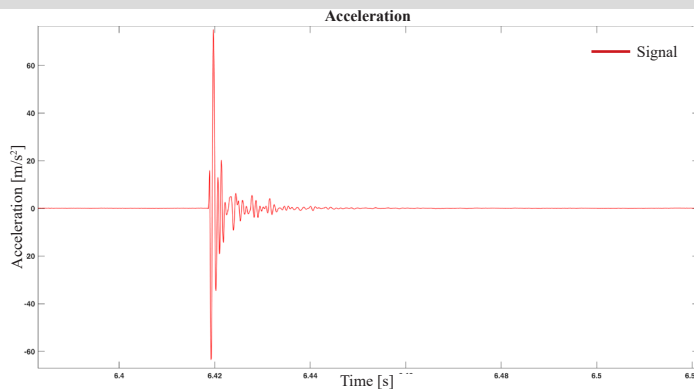


Ex Convento delle Terese - ET1

C3

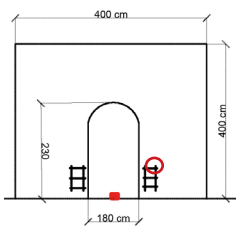


Velocity: 1330 m/s
 Frequency: 558 Hz
 Time range: 3.59-3.38 s

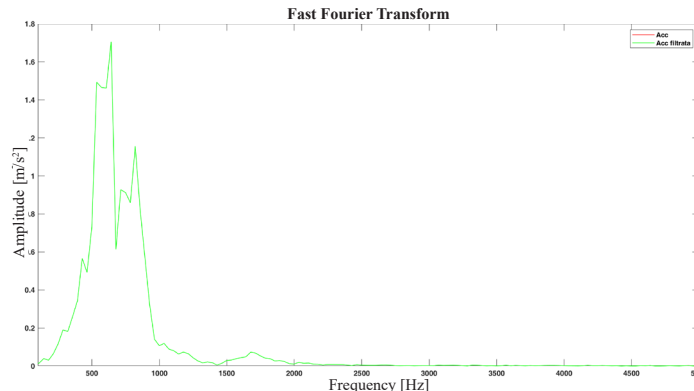
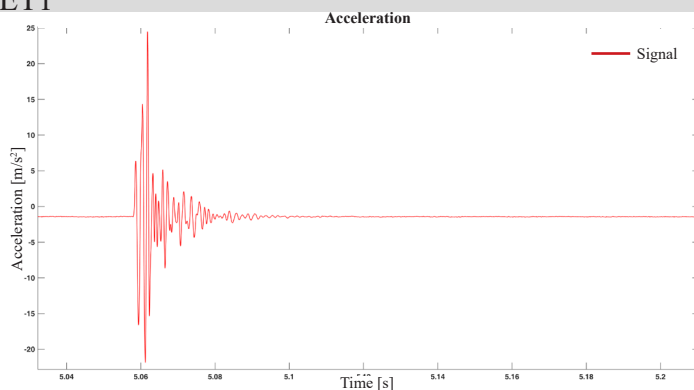


Ex Convento delle Terese - ET1

D1

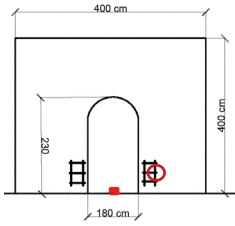


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 627 Hz
 Time range: 1.96-2.20 s

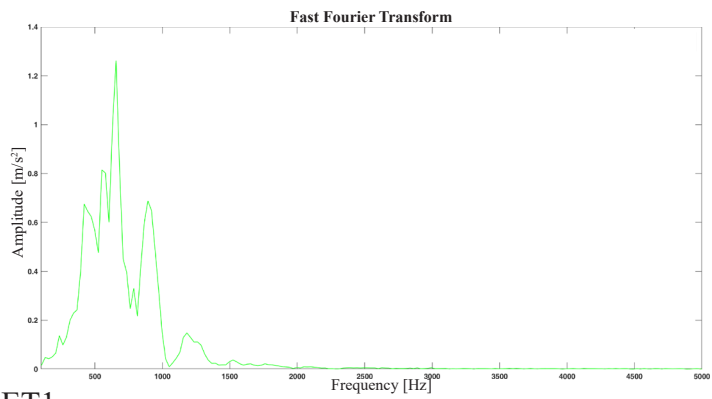
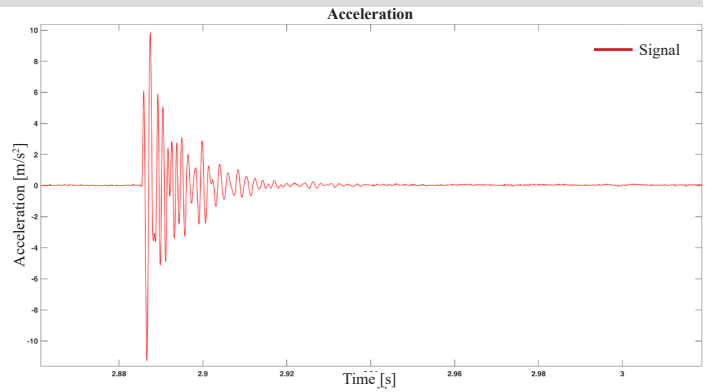


Ex Convento delle Terese - ET1

D2

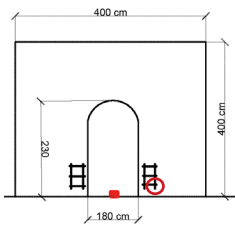


Velocity: 571 m/s
 Frequency: 656 Hz
 Time range: 2.88 - 2.92 s

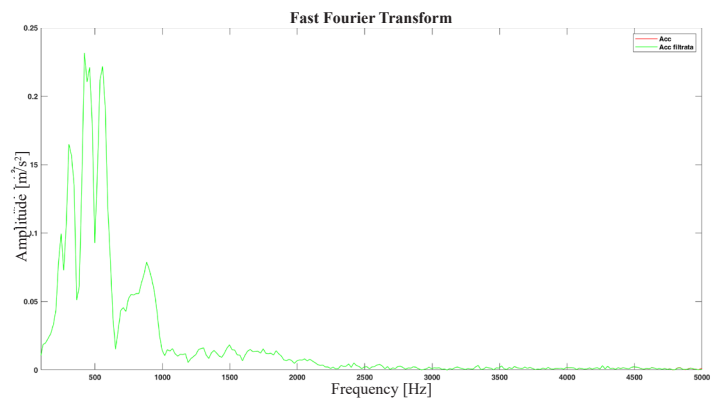
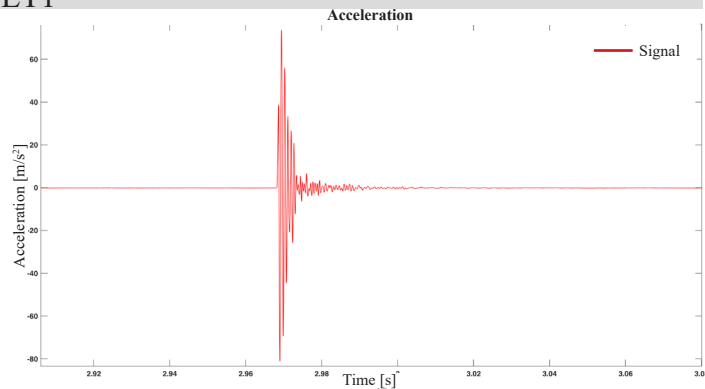


Ex Convento delle Terese - ET1

D3

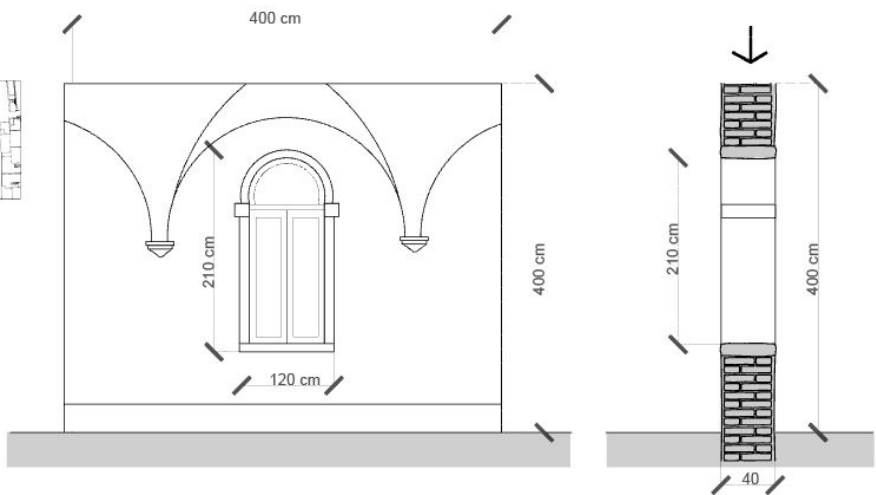


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 307-422-556 Hz
 Time range: 3.17-3.22 s



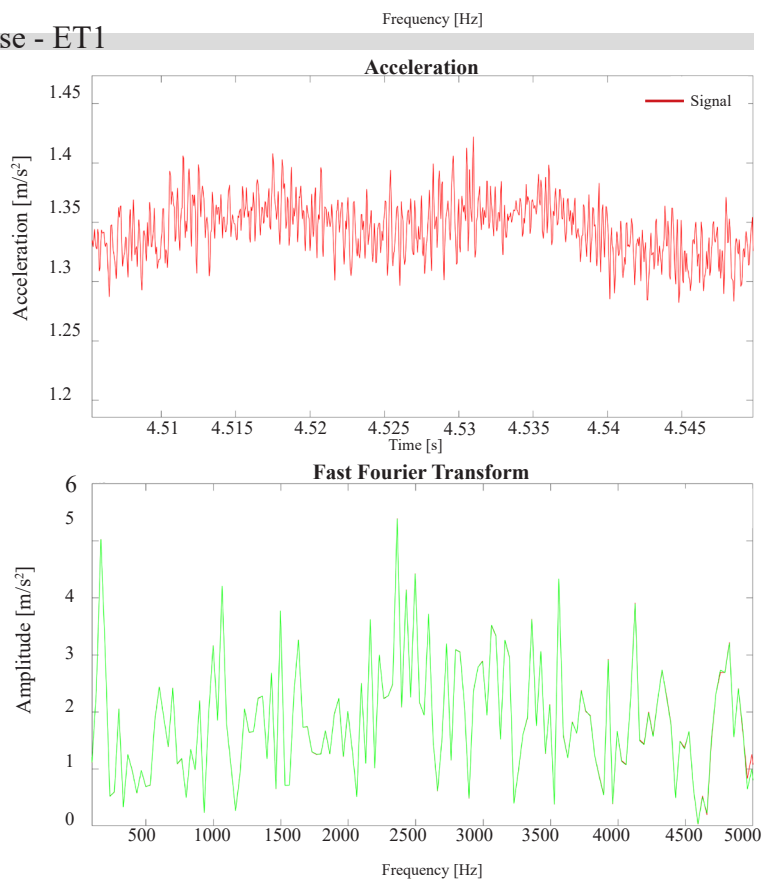
ALLEGATO 3. Ex Convento delle Terese - ET1

ET2



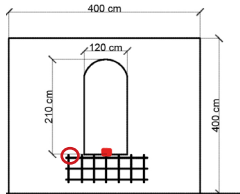
Ex Convento delle Terese - ET1

Rumore di fondo dei segnali

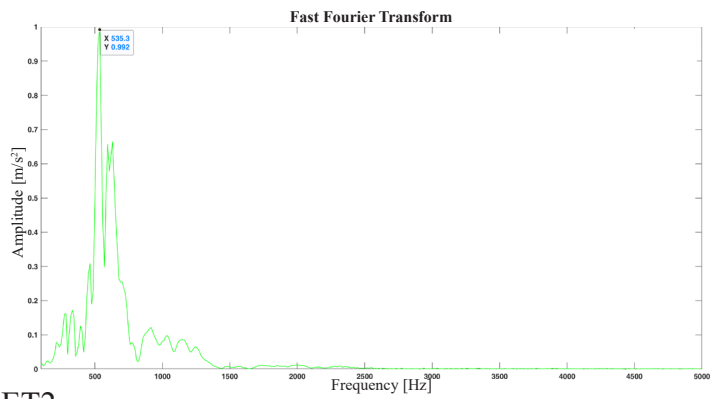
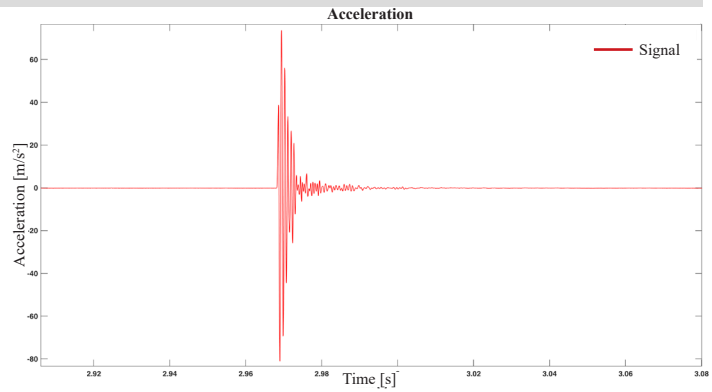


Ex Convento delle Terese - ET2

A1

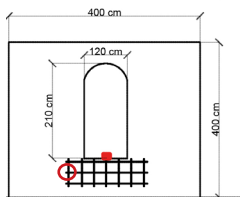
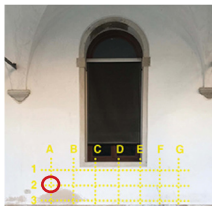


Velocity: 930 m/s
 Frequency: 535 Hz
 Time range: 2.928-3.012s

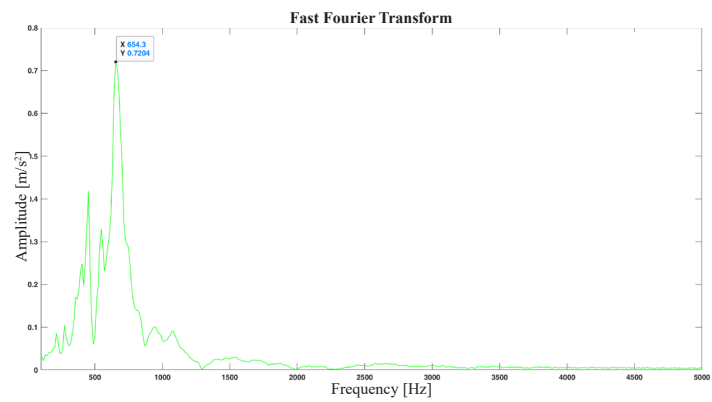
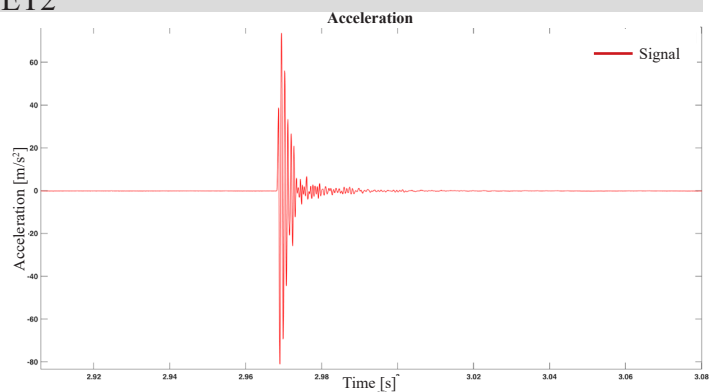


Ex Convento delle Terese - ET2

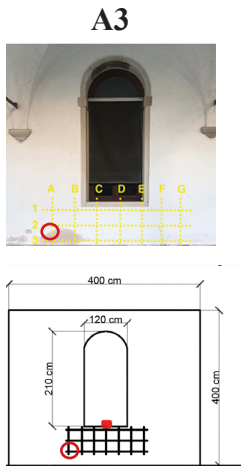
A2



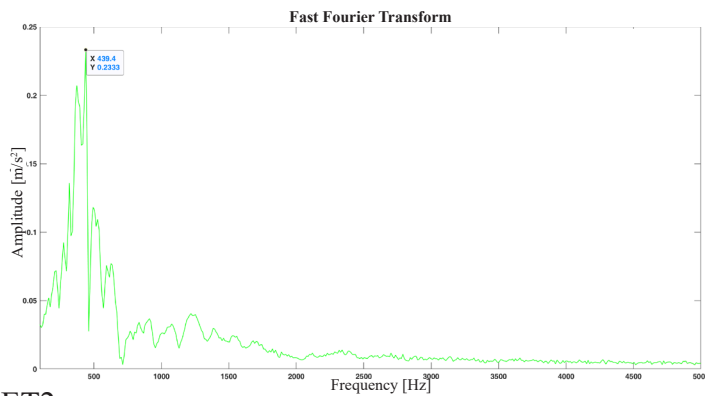
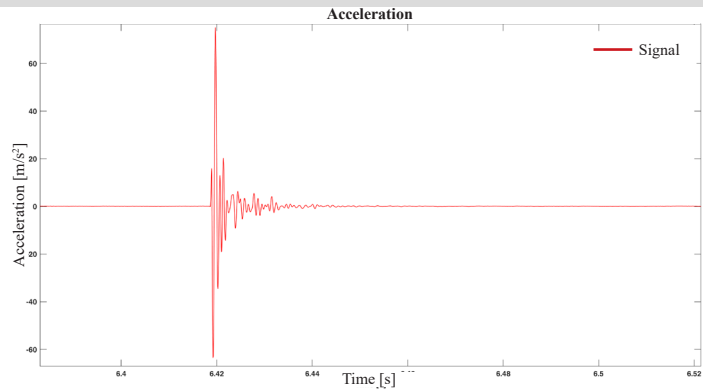
Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 864 Hz
 Time range: 2.7-2.78 s



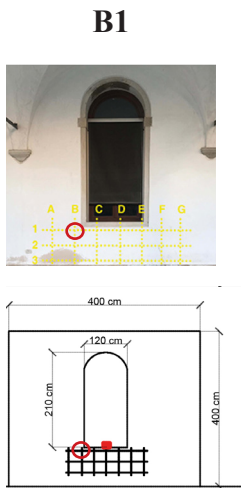
Ex Convento delle Terese - ET2



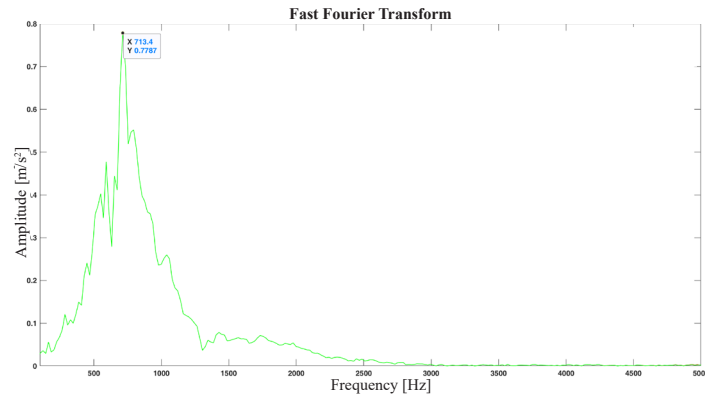
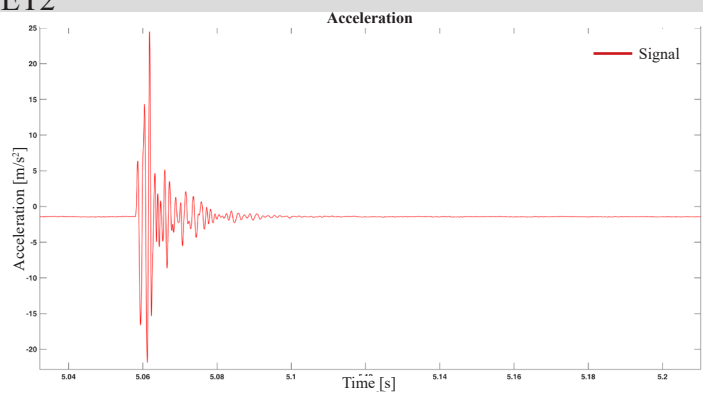
Velocity: 888 m/s
 Frequency: 439 Hz
 Time range: 2.298-2.389s



Ex Convento delle Terese - ET2

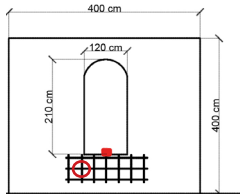


Velocity: 1739 m/s
 Frequency: 713 Hz
 Time range: 2.923-2.972 s

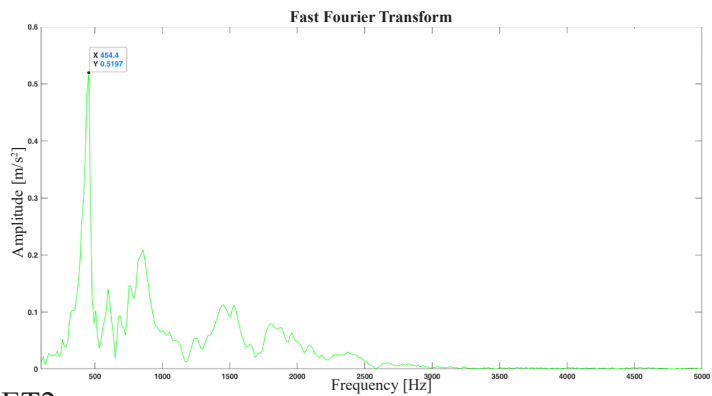
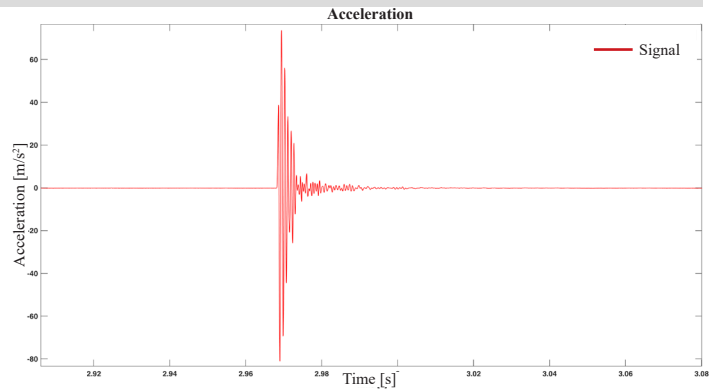


Ex Convento delle Terese - ET2

B2

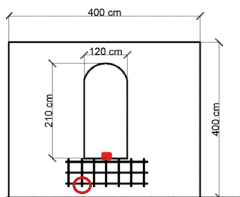
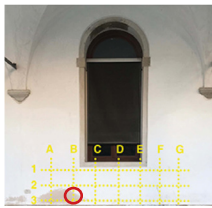


Velocity: 888 m/s
 Frequency: 439 Hz
 Time range: 2.627-2.704s

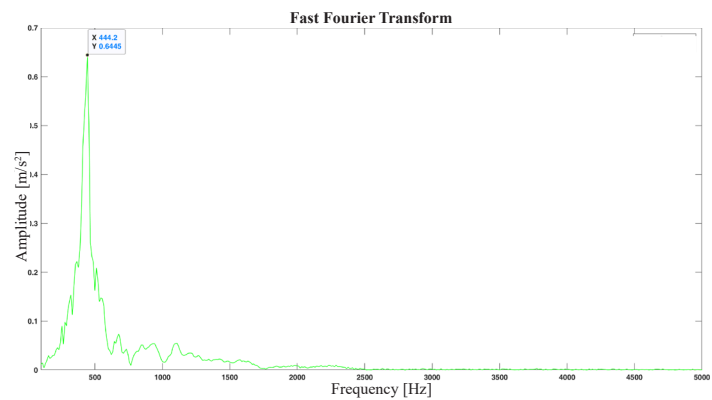
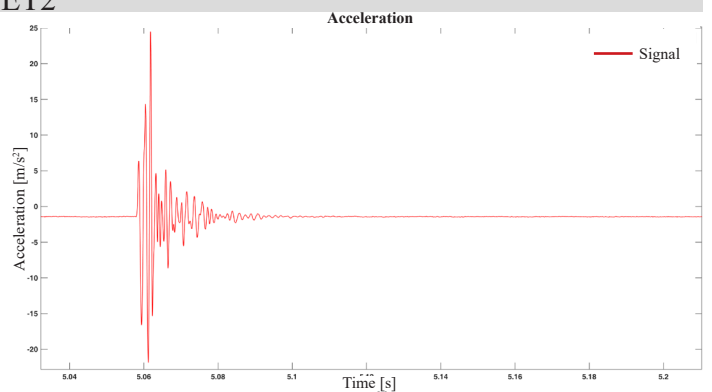


Ex Convento delle Terese - ET2

B3

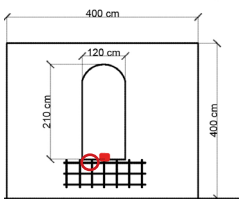


Velocity: 714 m/s
 Frequency: 444 Hz
 Time range: 3.691-3.781 s

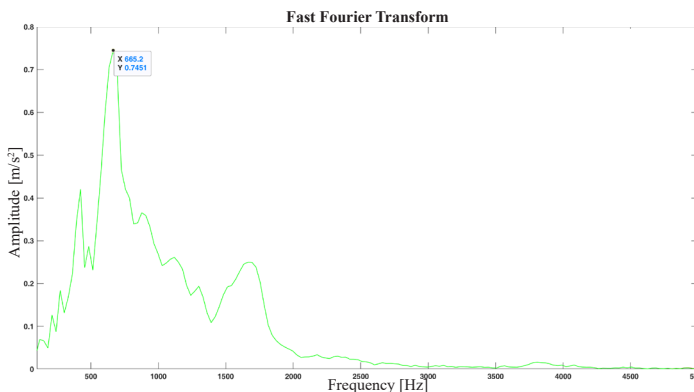
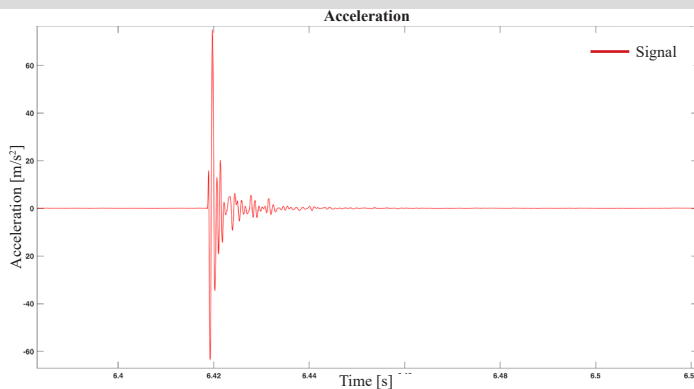


Ex Convento delle Terese - ET2

C1

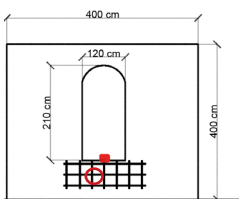


Velocity: 2015 m/s
 Frequency: 665 Hz
 Time range: 3.764-3.97s

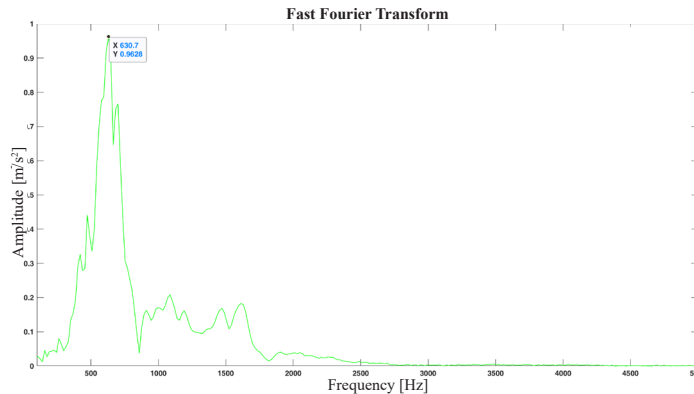
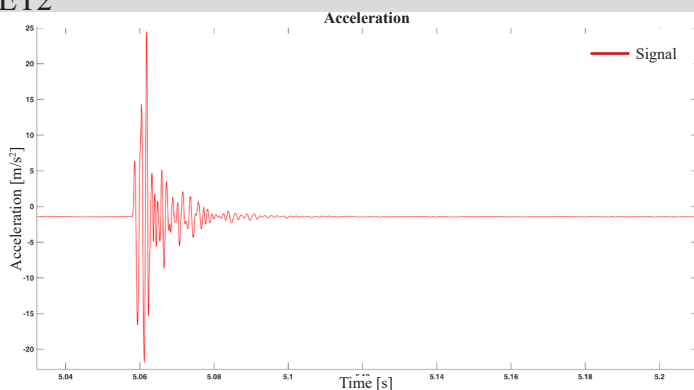


Ex Convento delle Terese - ET2

C2

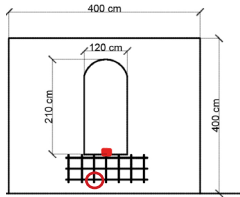


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 630 Hz
 Time range: 2.923-2.972 s

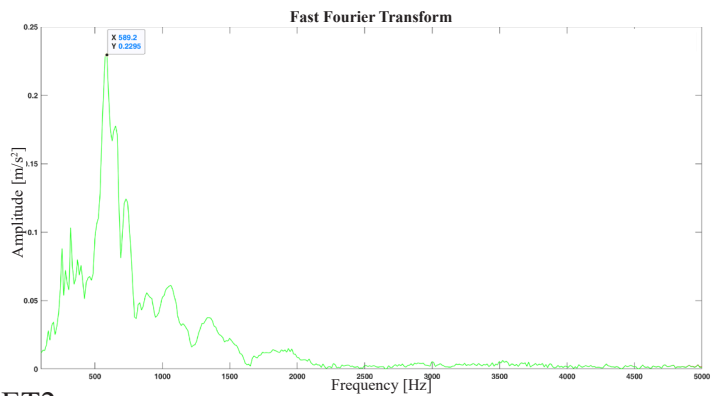
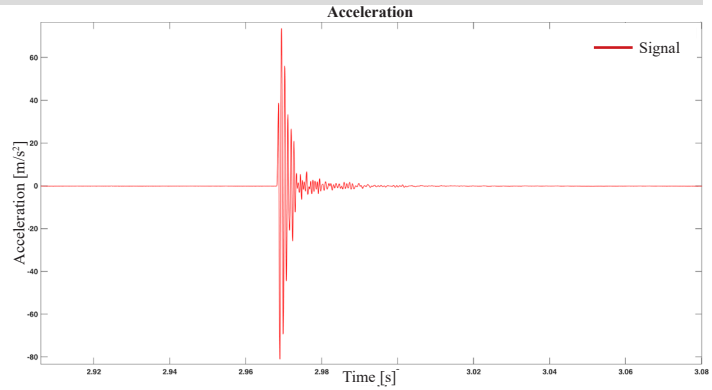


Ex Convento delle Terese - ET2

C3

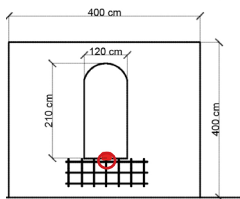


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 589 Hz
 Time range: 3.393-3.471s

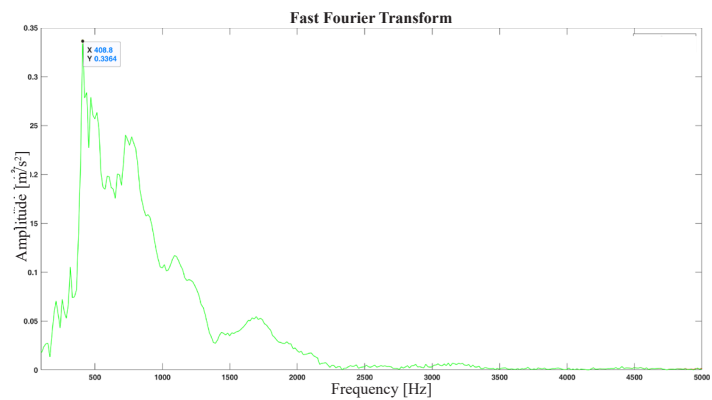
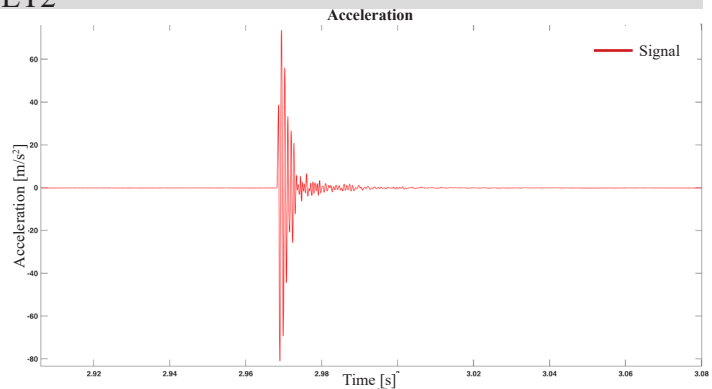


Ex Convento delle Terese - ET2

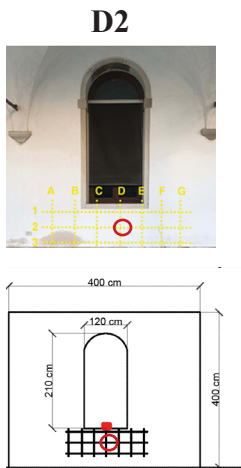
D1



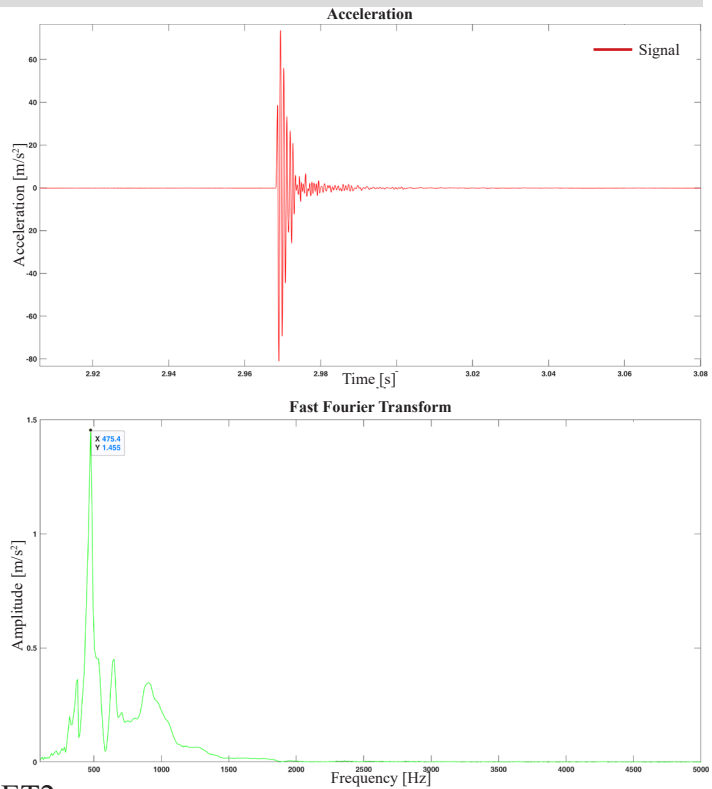
Velocity: 1538 m/s
 Frequency: 408 Hz
 Time range: 2.679-2.745 s



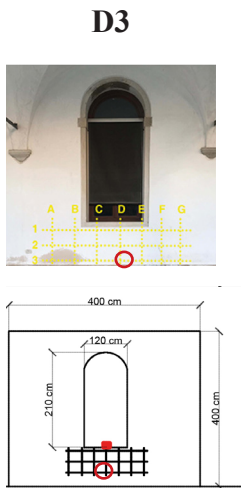
Ex Convento delle Terese - ET2



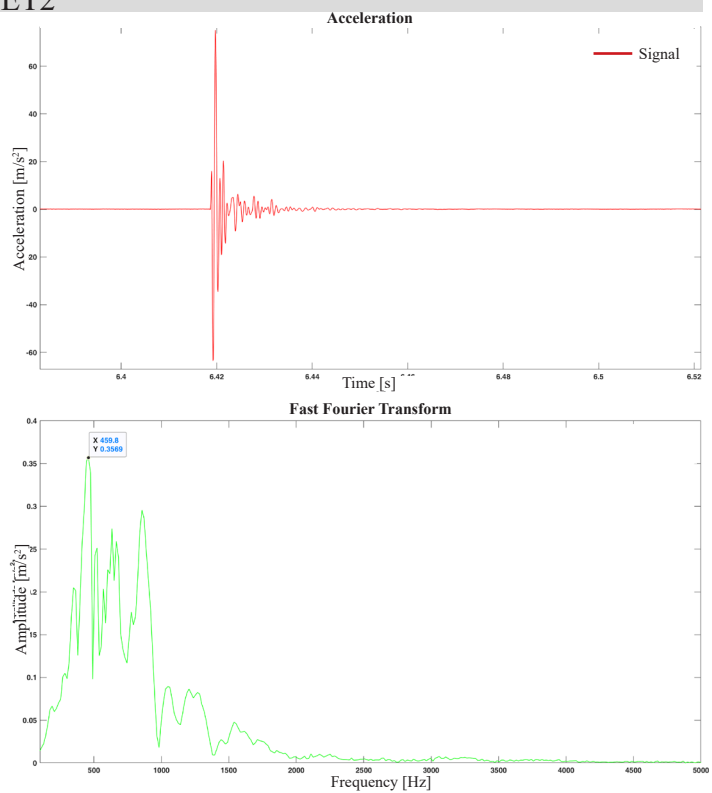
Velocity: 769 m/s
 Frequency: 745 Hz
 Time range: 2.774-2.877s



Ex Convento delle Terese - ET2

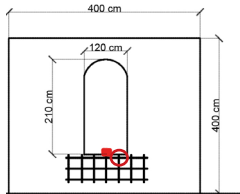


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 459 Hz
 Time range: 3.499-3.562 s

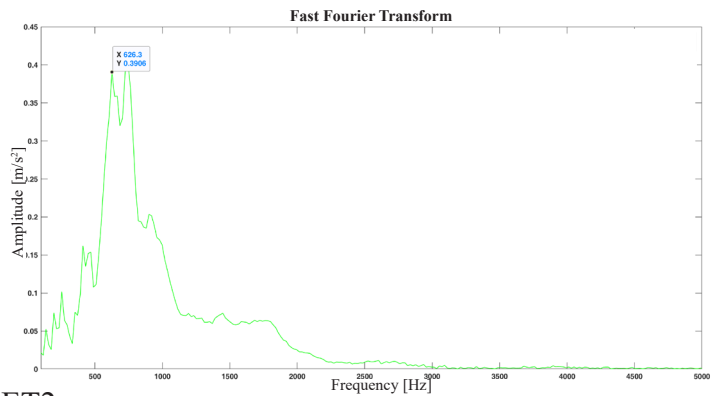
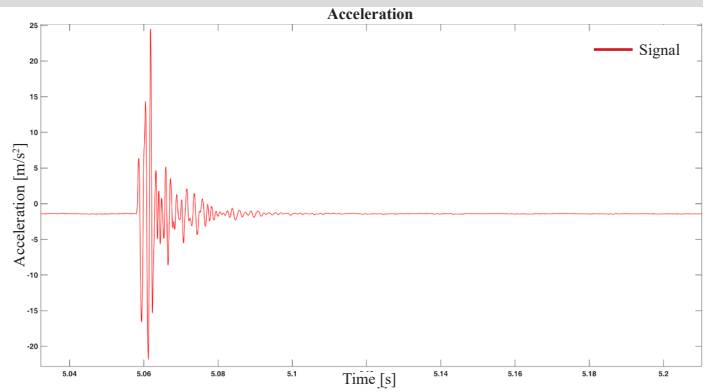


Ex Convento delle Terese - ET2

E1

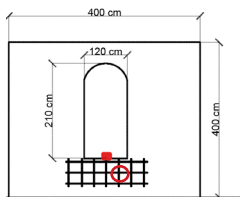
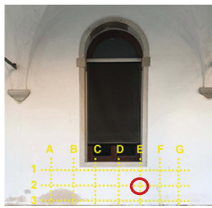


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 626 Hz
 Time range: 2.06-2.11s

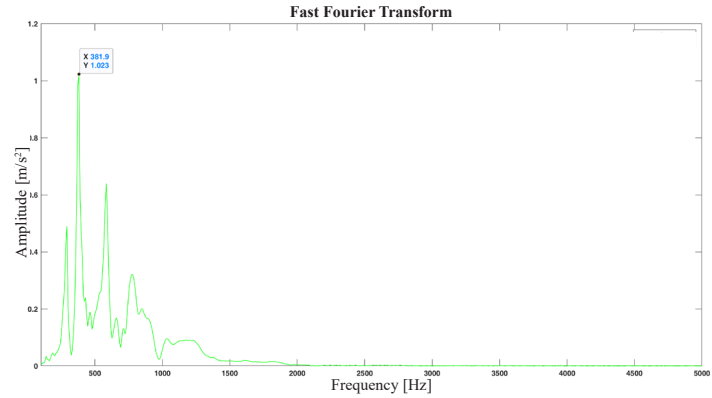
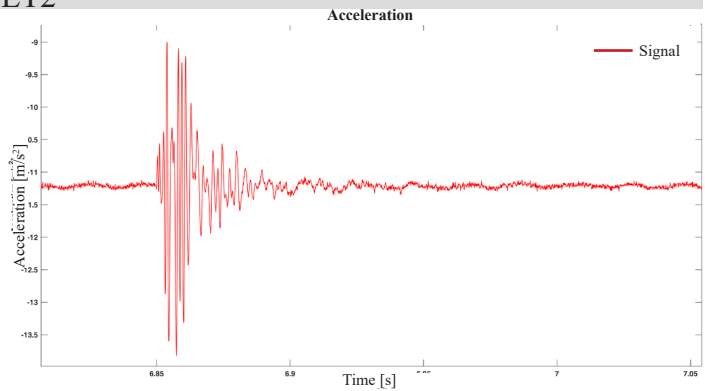


Ex Convento delle Terese - ET2

E2

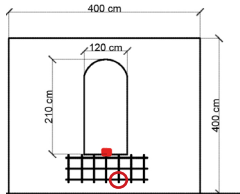


Velocity: 444 m/s
 Frequency: 381 Hz
 Time range: 4.449-4.572 s

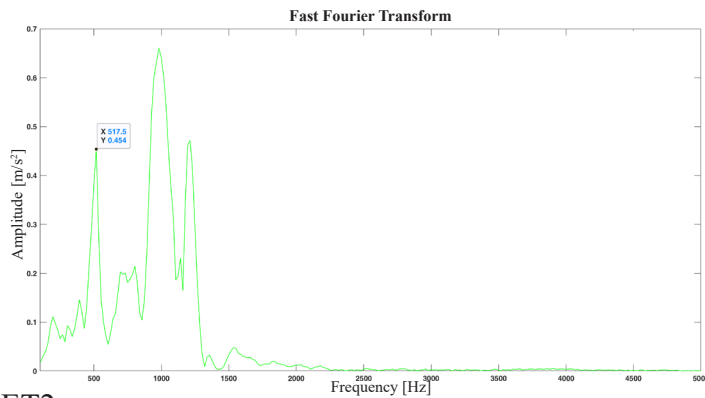
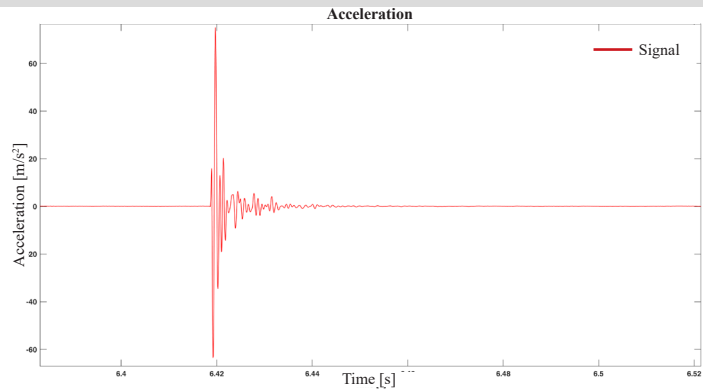


Ex Convento delle Terese - ET2

E3

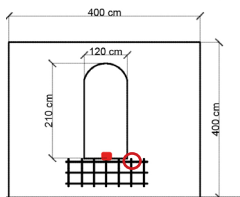
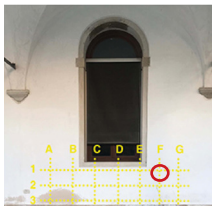


Velocity: 645 m/s
 Frequency: 517 Hz
 Time range: 2.629-2.685s

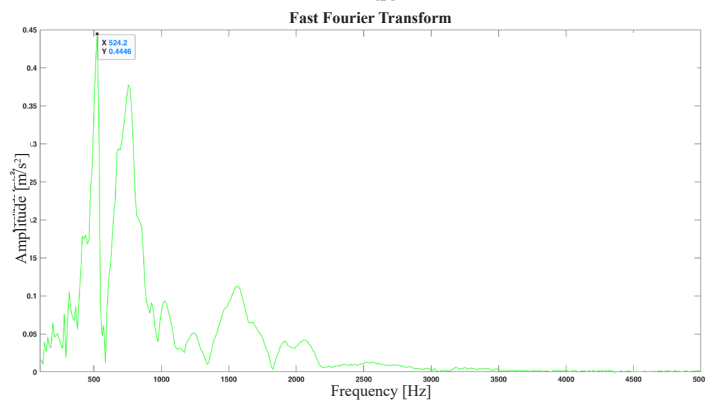
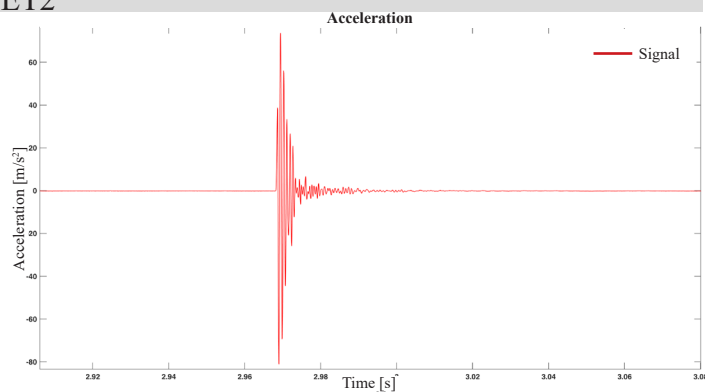


Ex Convento delle Terese - ET2

F1

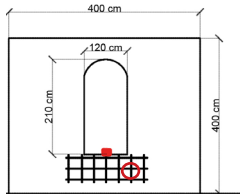


Velocity: 1142 m/s
 Frequency: 524 Hz
 Time range: 2.431-2.513 s

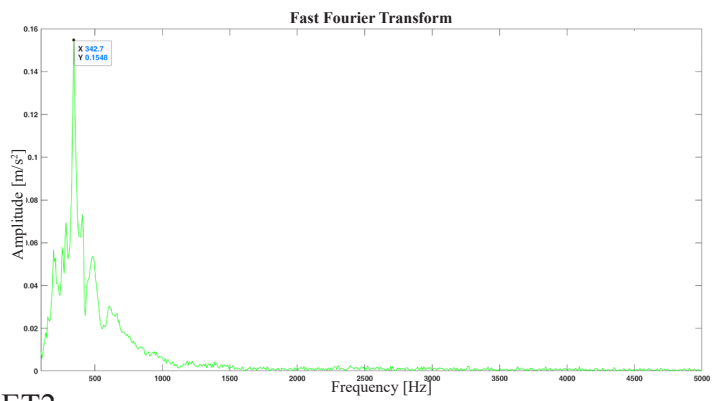
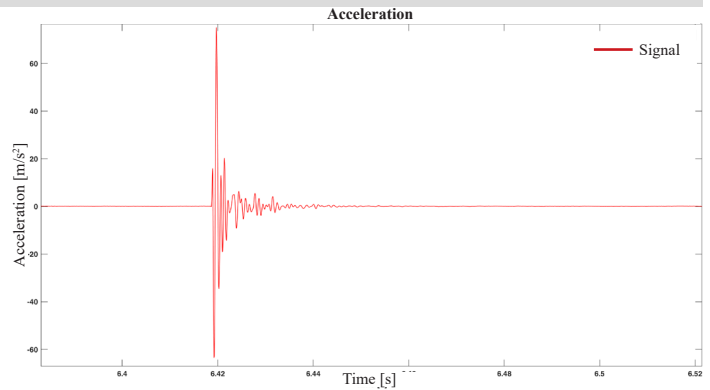


Ex Convento delle Terese - ET2

F2

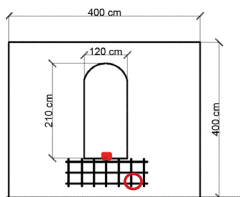
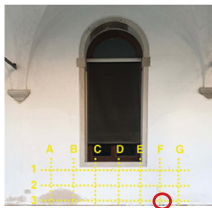


Velocity: 444 m/s
 Frequency: 381 Hz
 Time range: 3.487-3.627s

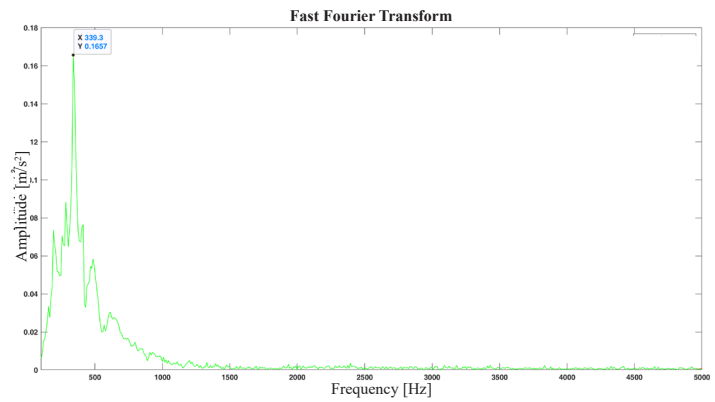
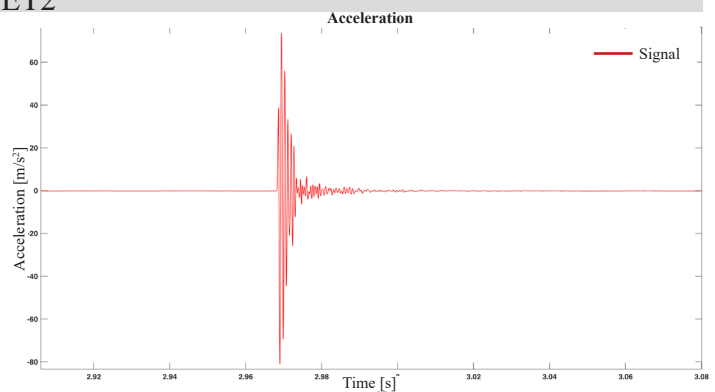


Ex Convento delle Terese - ET2

F3

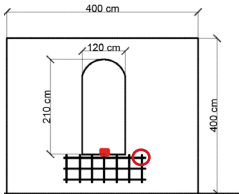


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 399 Hz
 Time range: 2.878-2.987 s

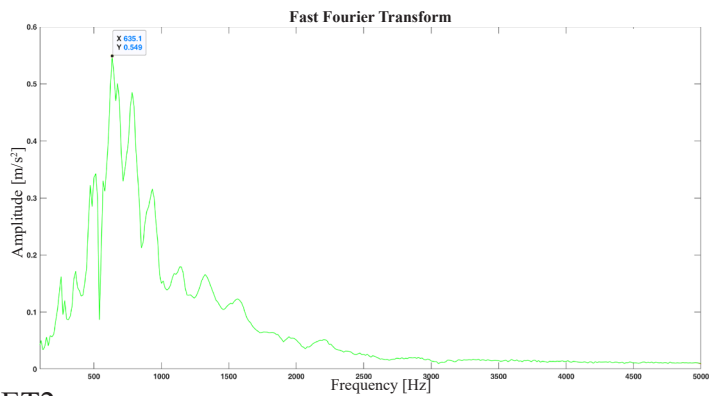
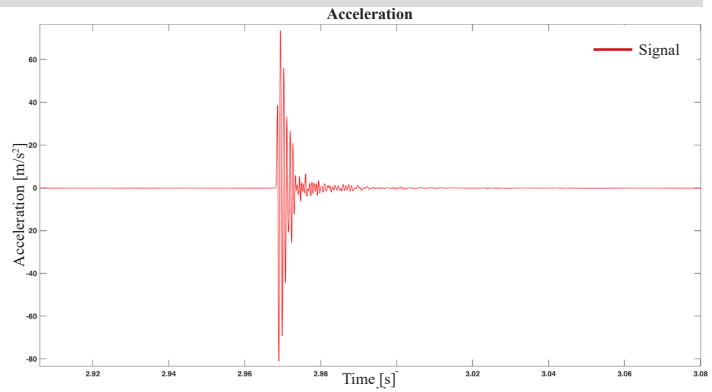


Ex Convento delle Terese - ET2

G1

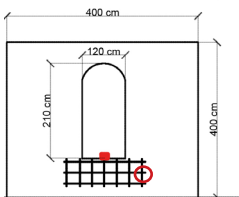


Velocity: 909 m/s
 Frequency: 635 Hz
 Time range: 3.241-3.315s

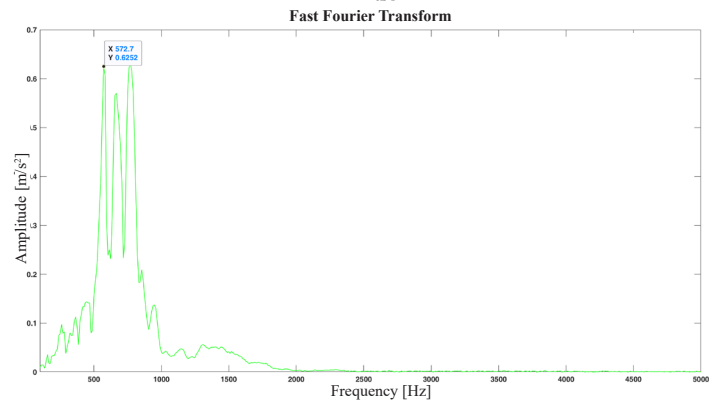
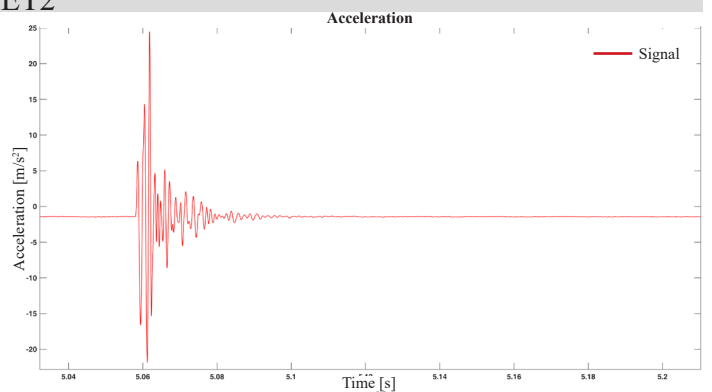


Ex Convento delle Terese - ET2

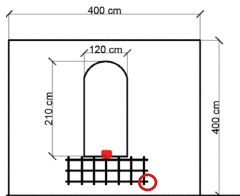
G2



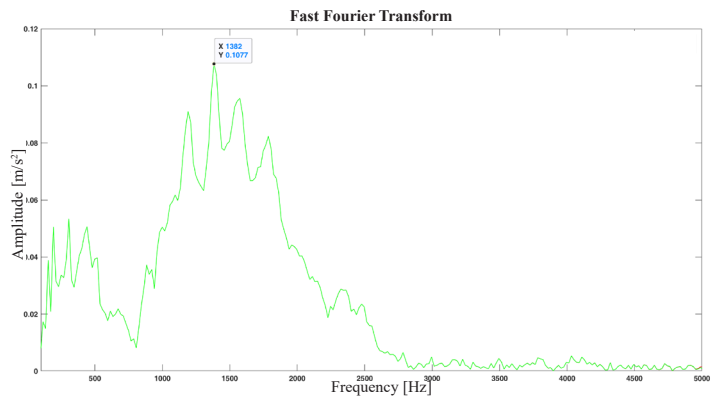
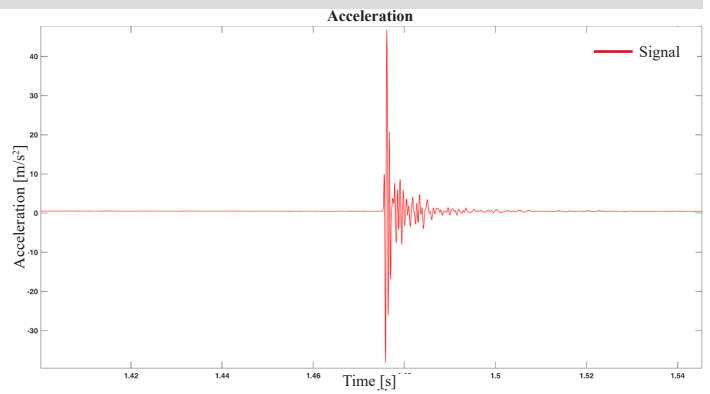
Velocity: 800 m/s
 Frequency: 572 Hz
 Time range: 2.254-2.35 s



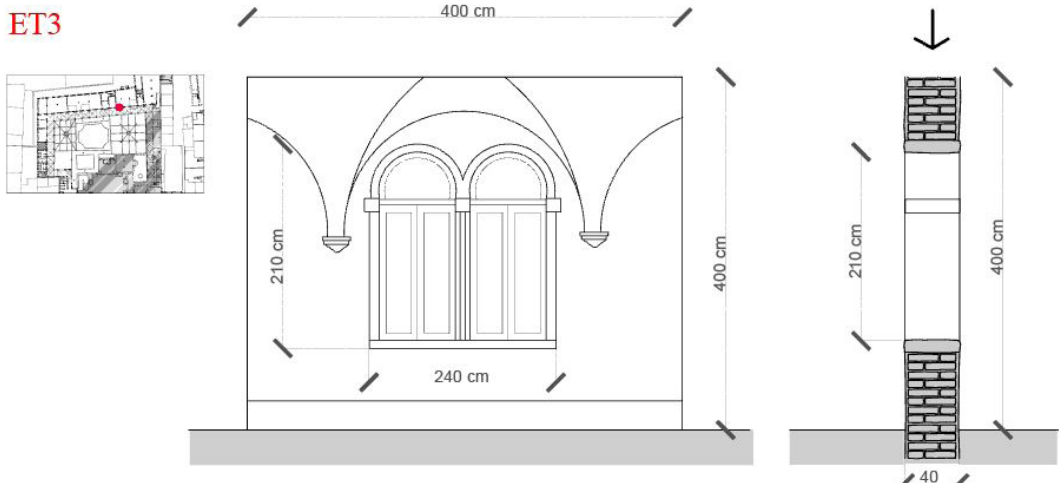
Ex Convento delle Terese - ET2



Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 1382 Hz
 Time range: 1.134-1.186s

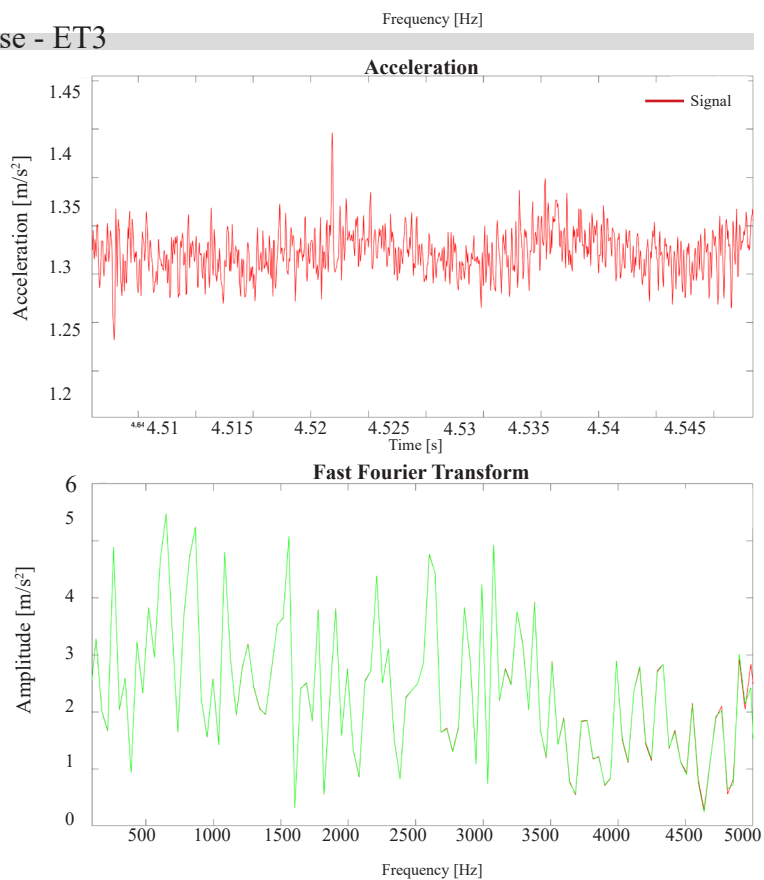


ALLEGATO 4.Ex Convento delle Terese - ET3



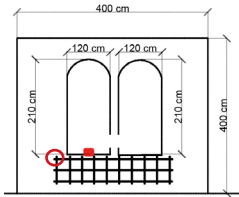
Ex Convento delle Terese - ET3

Rumore di fondo dei segnali

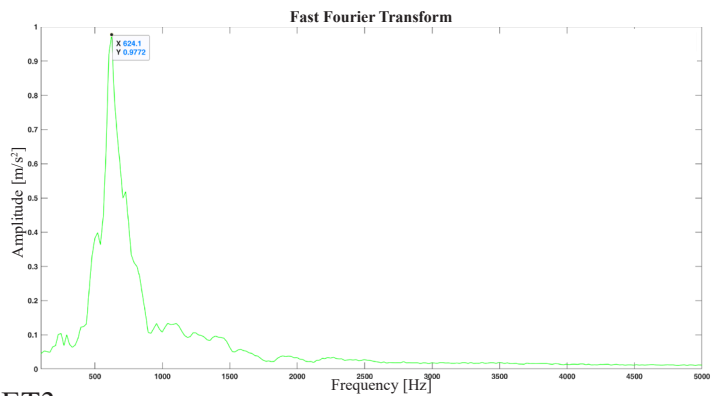
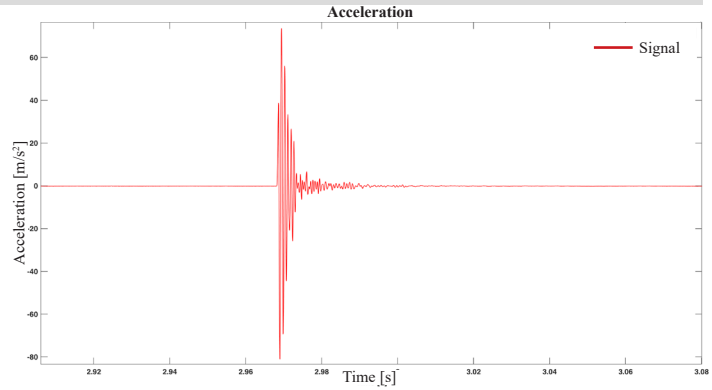


Ex Convento delle Terese - ET3

A1

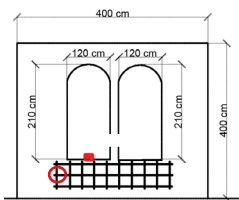


Velocity: 1481 m/s
 Frequency: 624 Hz
 Time range: 4.699-4.702s

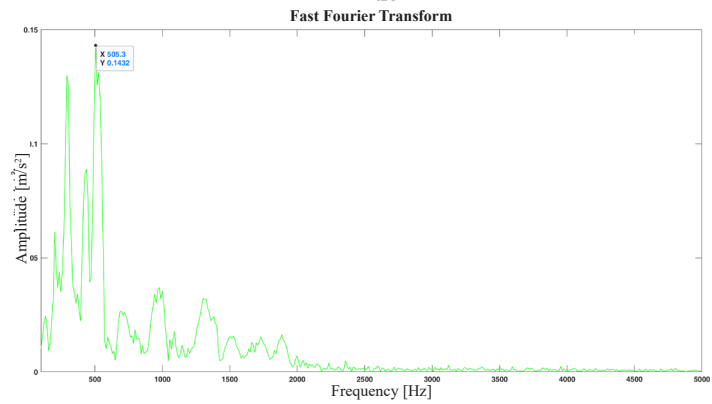
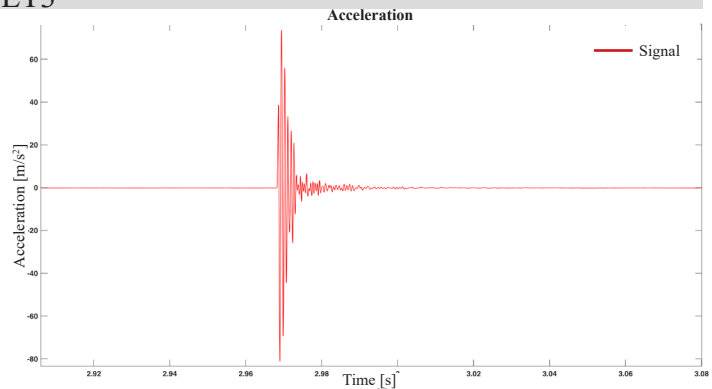


Ex Convento delle Terese - ET3

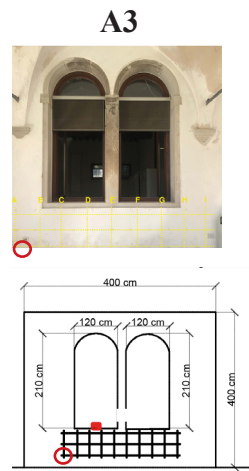
A2



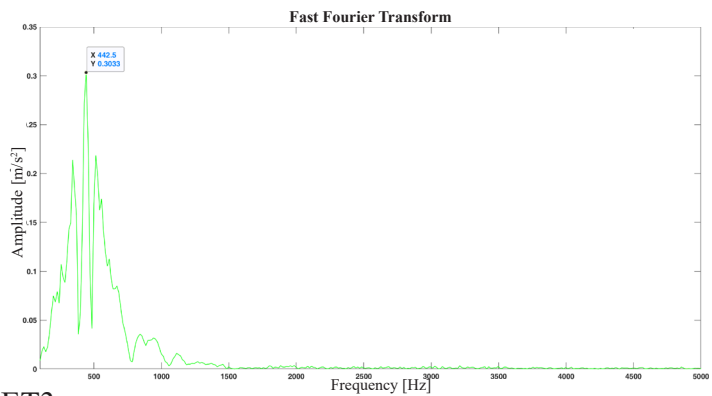
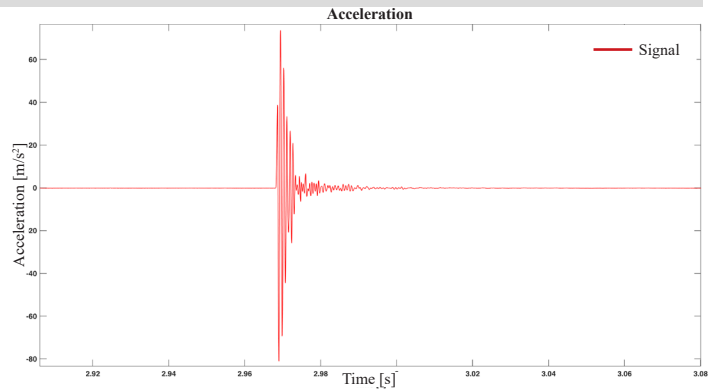
Velocity: 666 m/s
 Frequency: 202-219-505 Hz
 Time range: 4.028-4.117 s



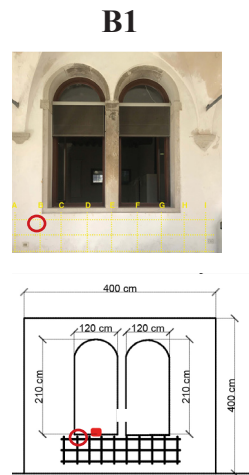
Ex Convento delle Terese - ET3



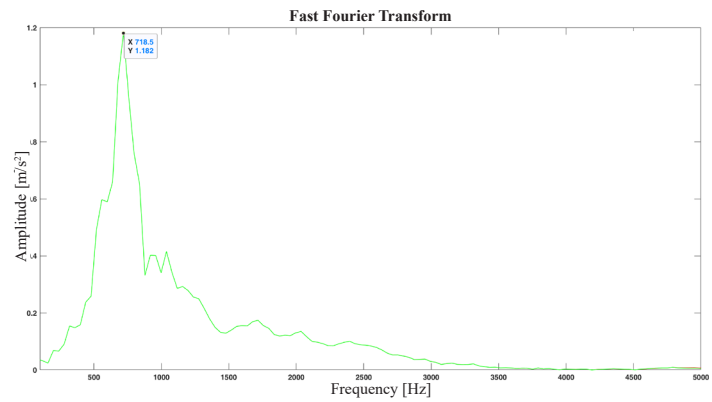
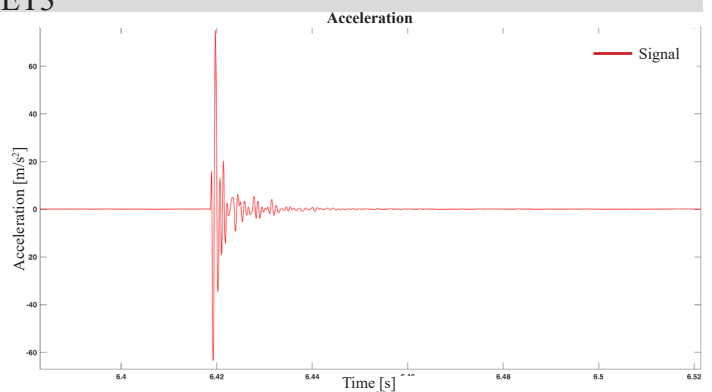
Velocity: 666 m/s
 Frequency: 342-442-513 Hz
 Time range: 11.35-11.42s



Ex Convento delle Terese - ET3

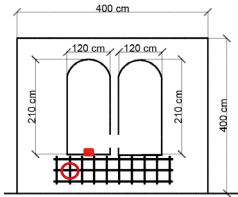


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 718 Hz
 Time range: 4.385-3.41 s

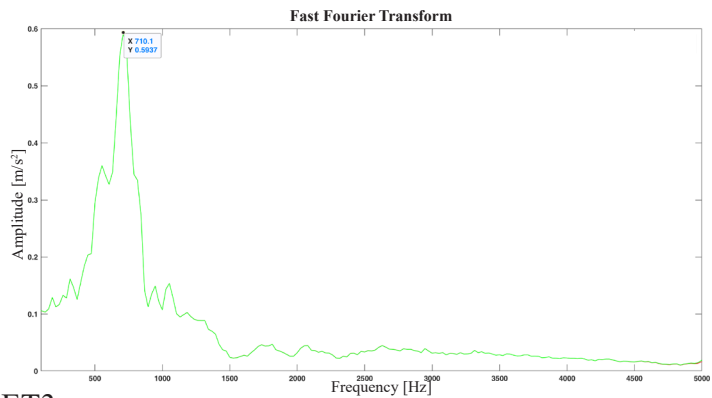
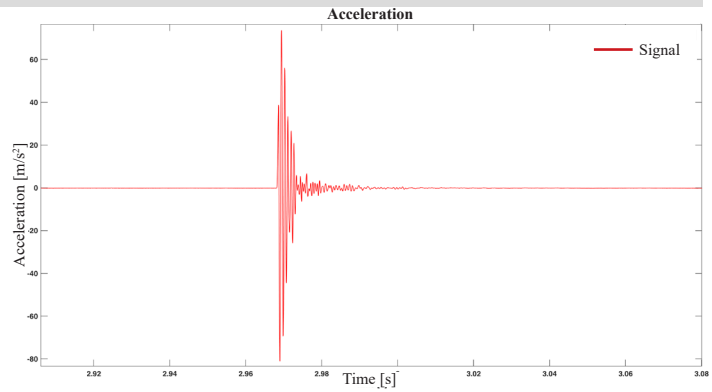


Ex Convento delle Terese - ET3

B2

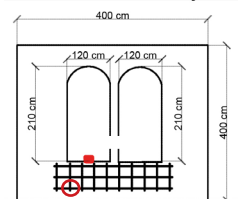


Velocity: 500 m/s
 Frequency: 710 Hz
 Time range: 3.581-3.619s

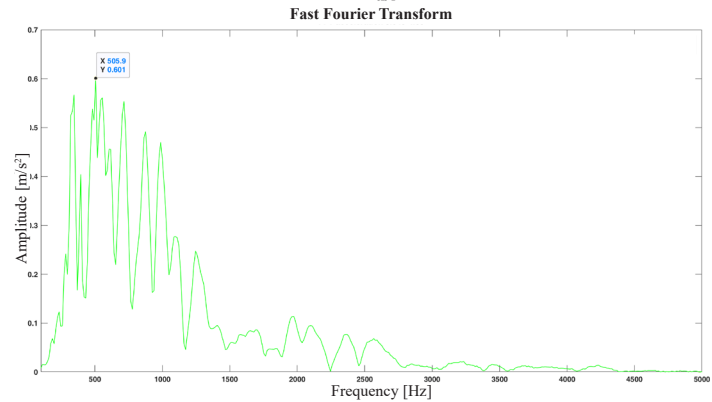
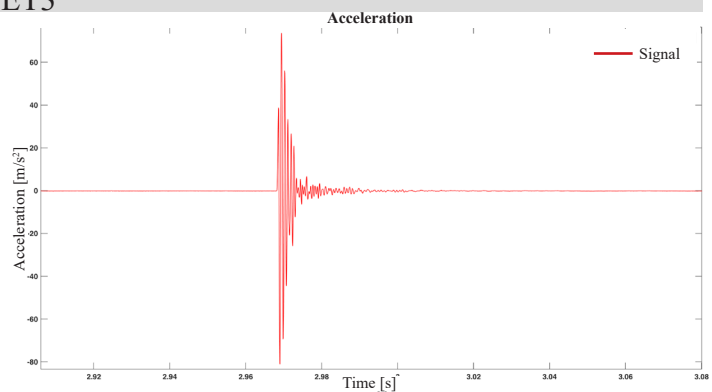


Ex Convento delle Terese - ET3

B3

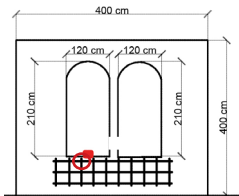


Velocity: 888 m/s
 Frequency: 345-505-715 Hz
 Time range: 3.949-4.03 s

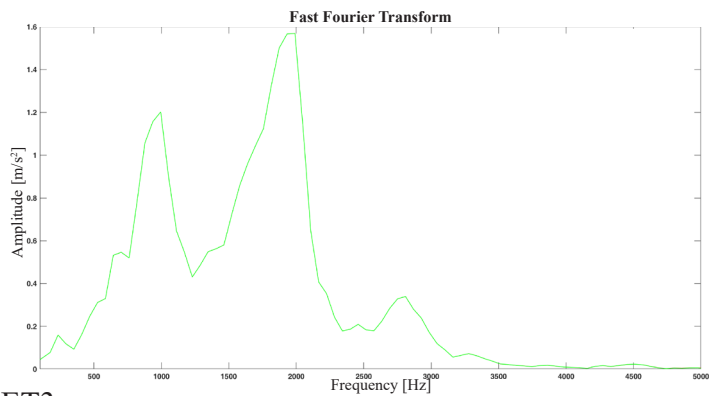
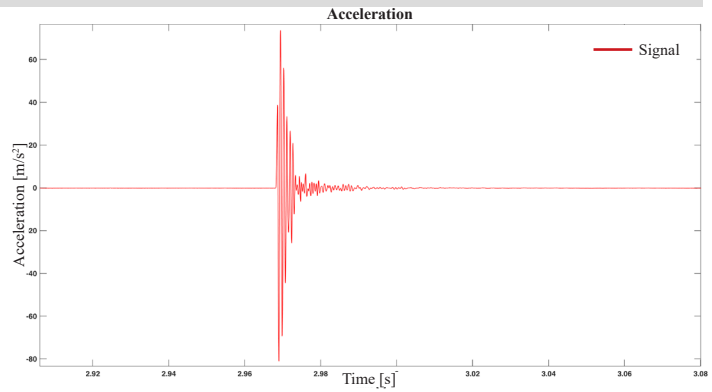


Ex Convento delle Terese - ET3

C1

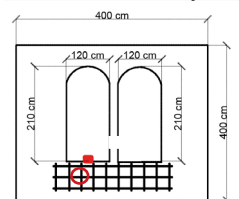
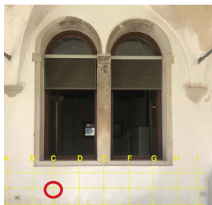


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 995-1990 Hz
 Time range: 4.534-3.551s

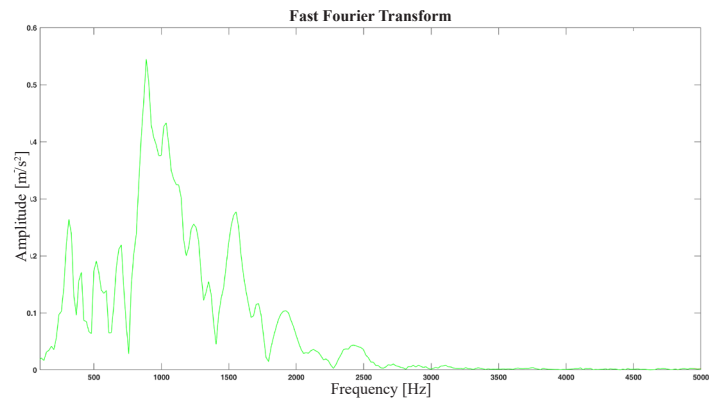
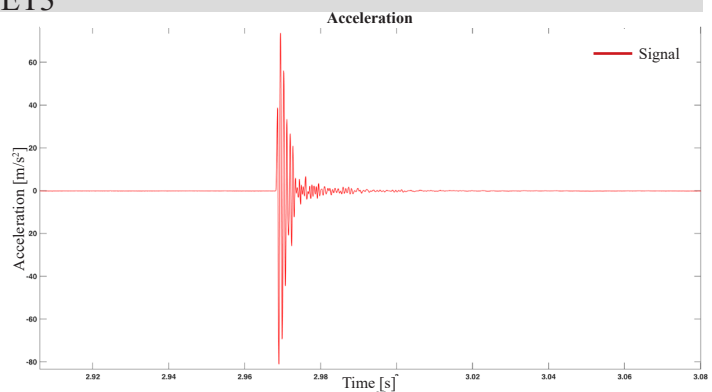


Ex Convento delle Terese - ET3

C2

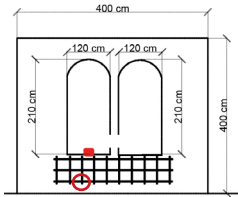


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 314-887-1554 Hz
 Time range: 3.12-3.66 s

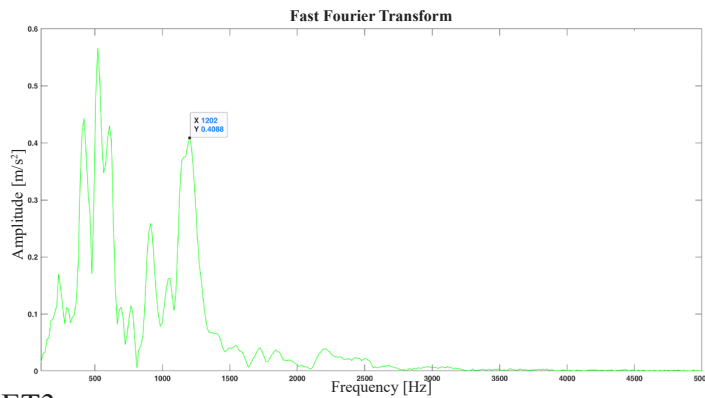
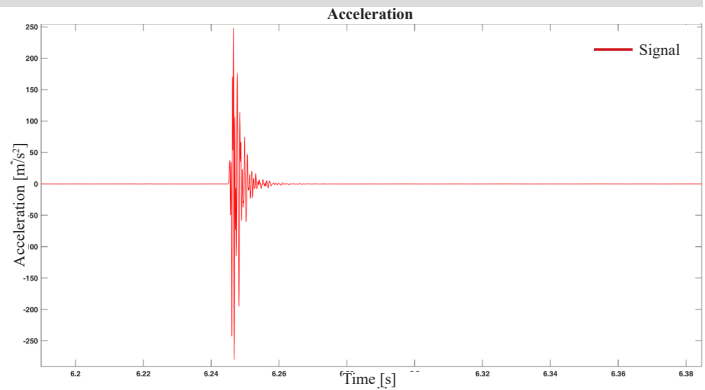


Ex Convento delle Terese - ET3

C3

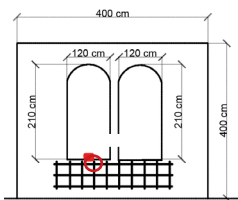


Velocity: 666 m/s
 Frequency: 419-521-1202 Hz
 Time range: 6.734-6.803s

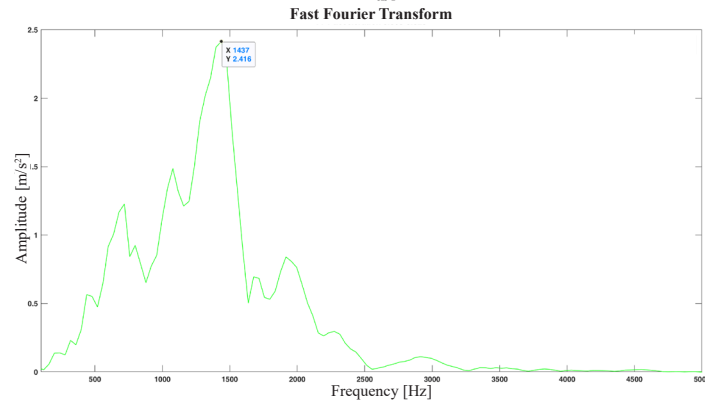
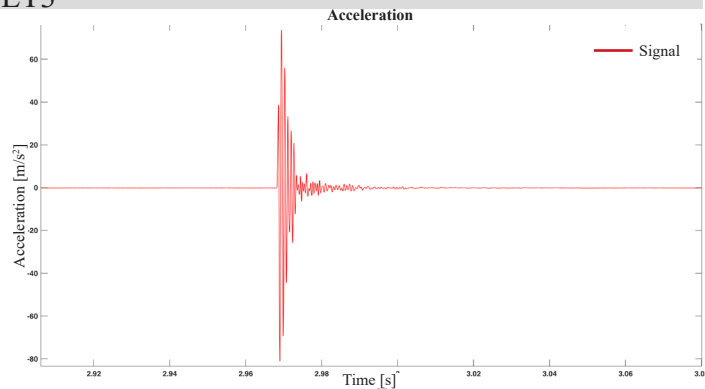


Ex Convento delle Terese - ET3

D1

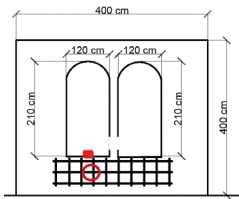


Velocity: 1666 m/s
 Frequency: 718-1437 Hz
 Time range: 3.303-3.28 s

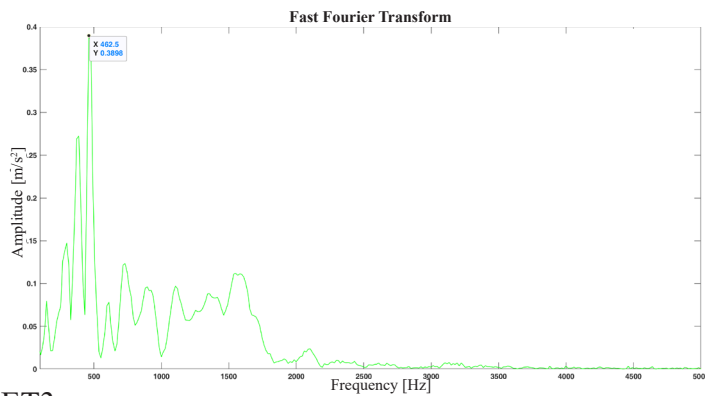
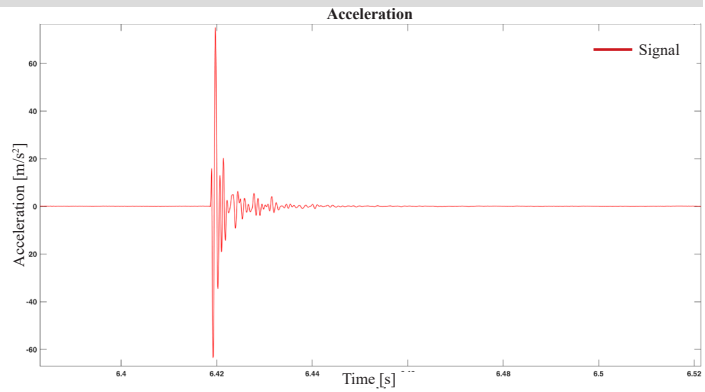


Ex Convento delle Terese - ET3

D2

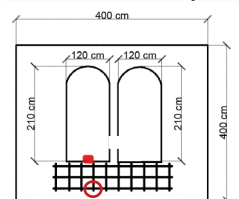
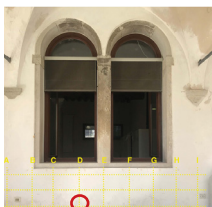


Velocity: 470 m/s
 Frequency: 462 Hz
 Time range: 4.318-4.385s

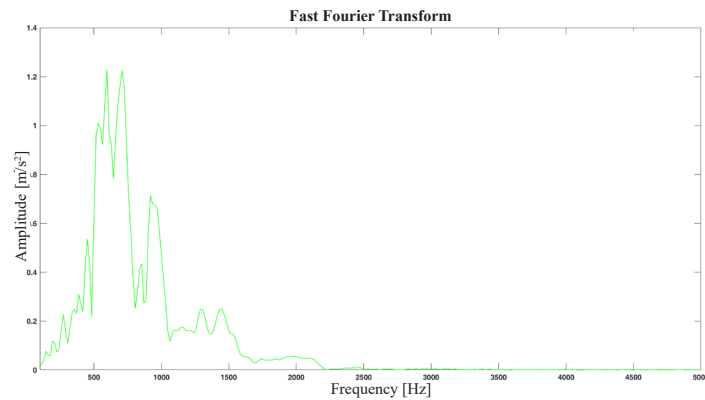
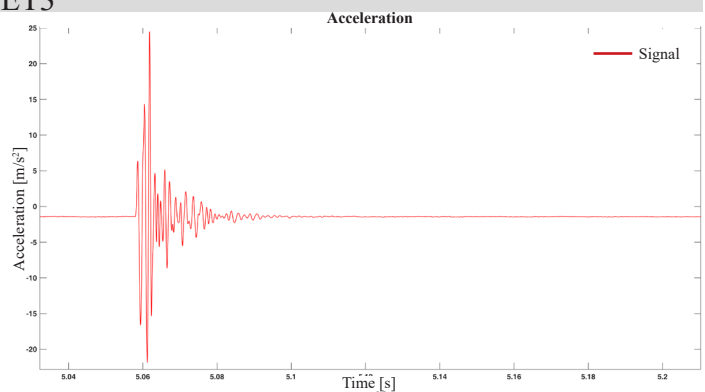


Ex Convento delle Terese - ET3

D3

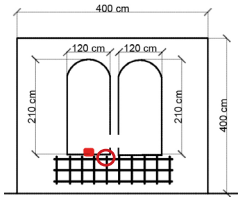


Velocity: 776 m/s
 Frequency: 569 Hz
 Time range: 5.058-5.12 s

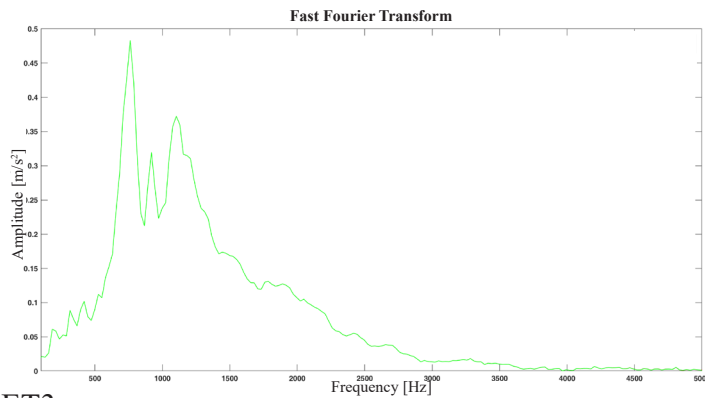
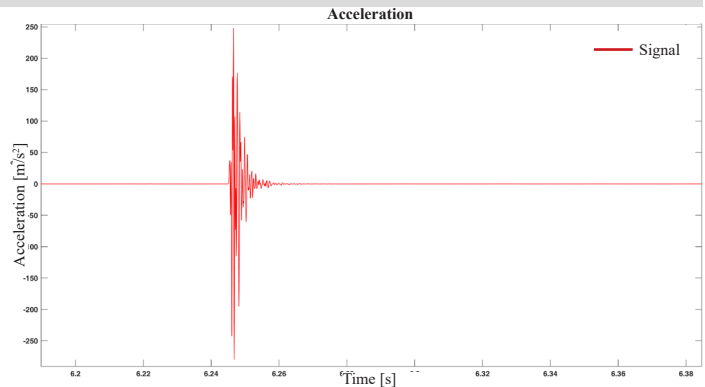


Ex Convento delle Terese - ET3

E1

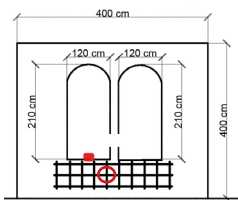


Velocity: 1923 m/s
 Frequency: 761 Hz
 Time range: 6.039-6.077s

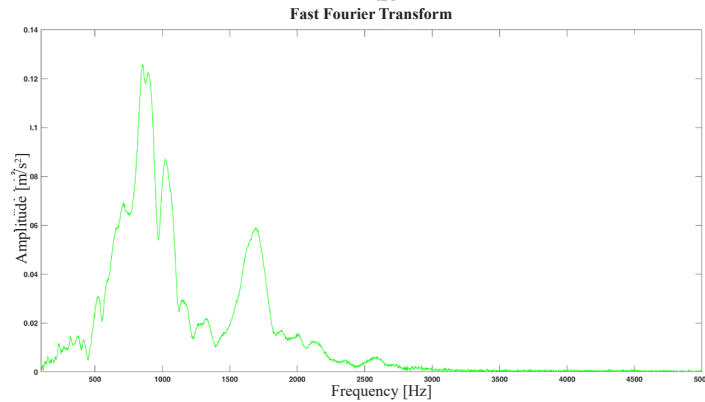
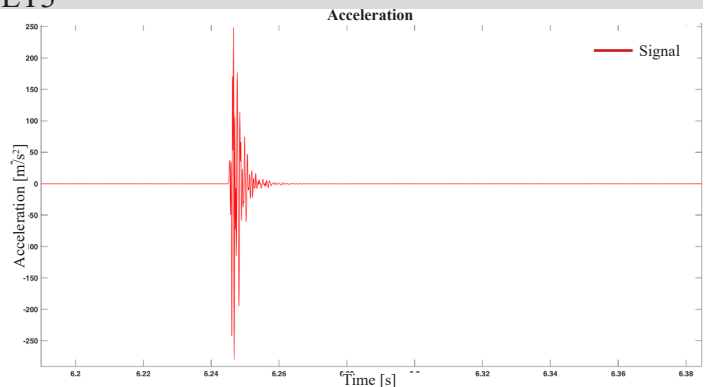


Ex Convento delle Terese - ET3

E2

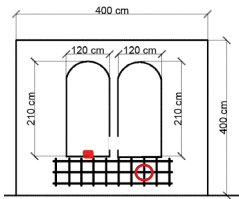


Velocity: 930 m/s
 Frequency: 858 Hz
 Time range: 5.844-5.901 s

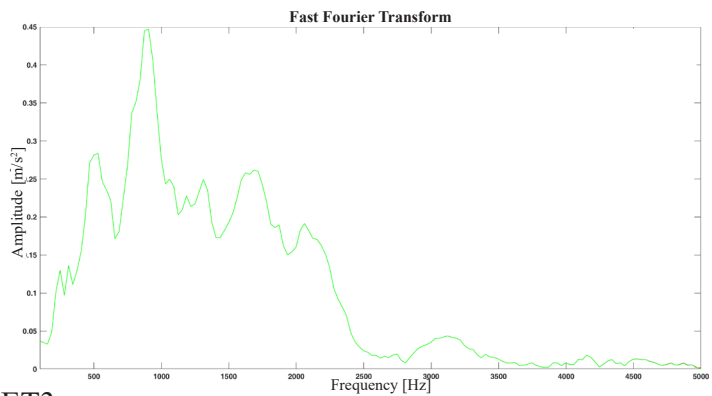
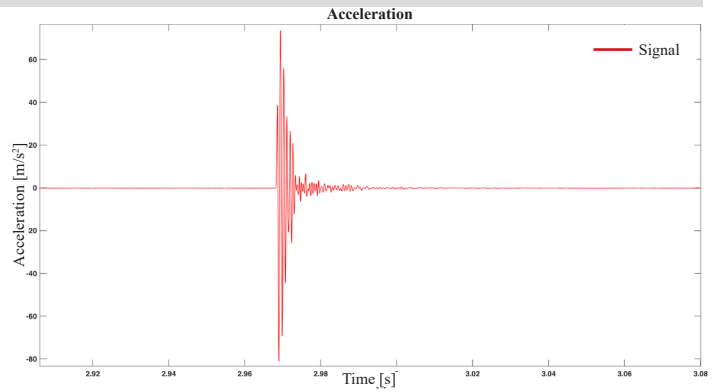


Ex Convento delle Terese - ET3

G1

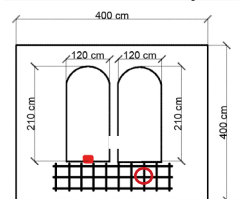
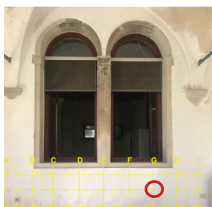


Velocity: 1739 m/s
 Frequency: 585 Hz
 Time range: 3.318-3.35s

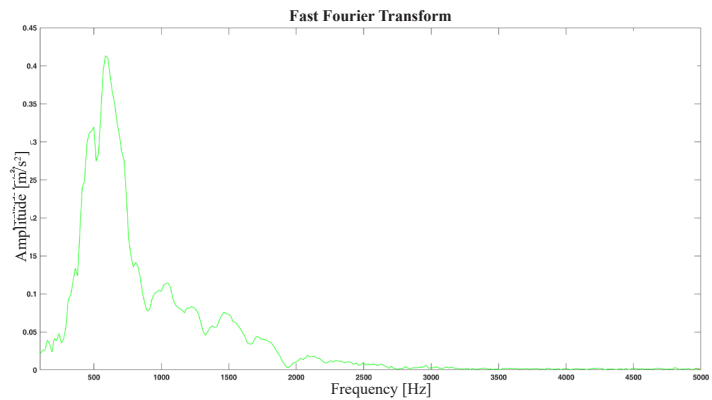
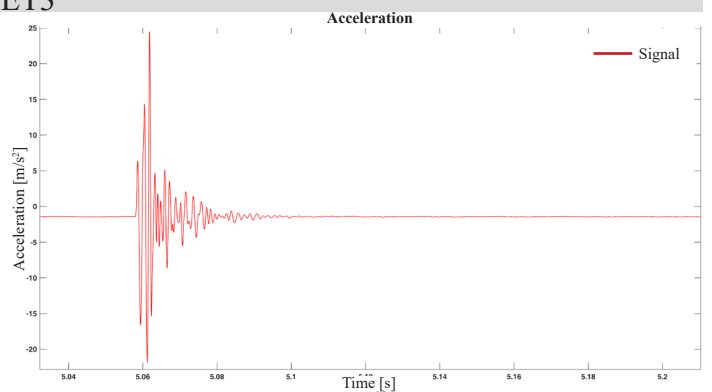


Ex Convento delle Terese - ET3

G2

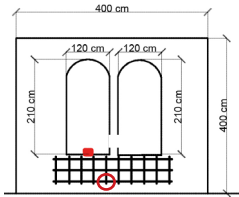


Velocity: 1739 m/s
 Frequency: 905 Hz
 Time range: 3.893-3.951 s

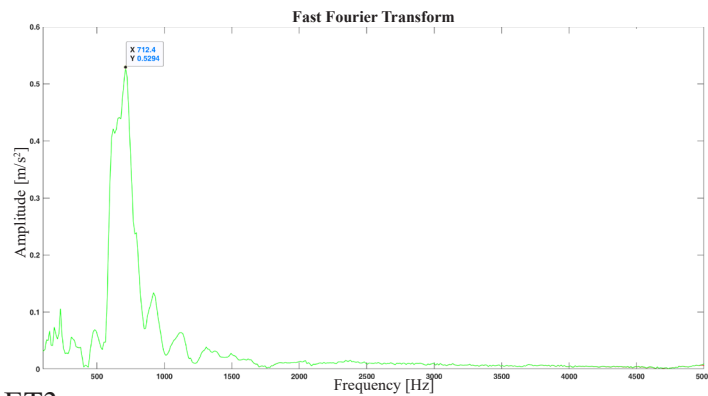
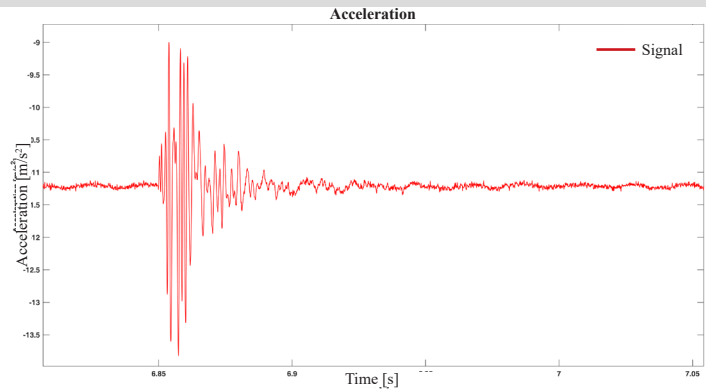


Ex Convento delle Terese - ET3

E3

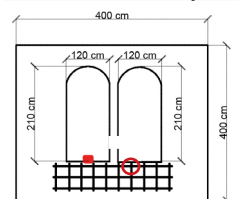
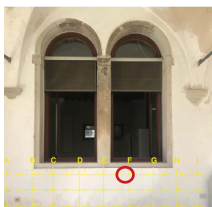


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 712 Hz
 Time range: 5.548-5.545s

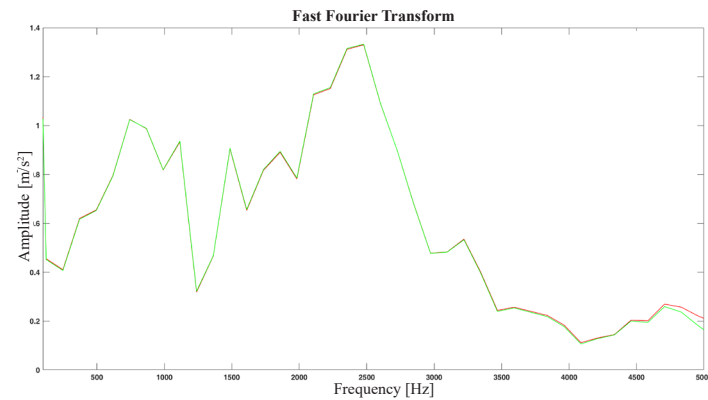
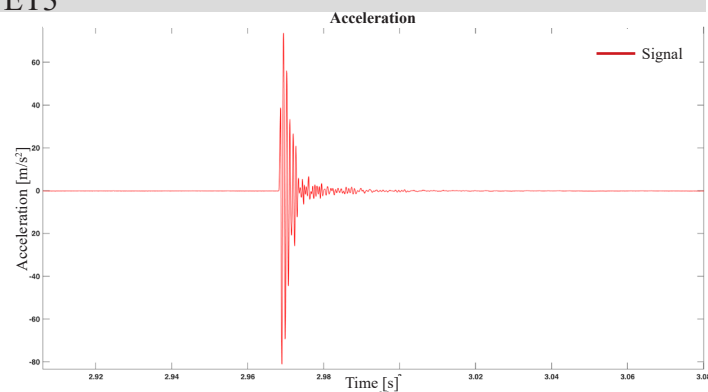


Ex Convento delle Terese - ET3

F1

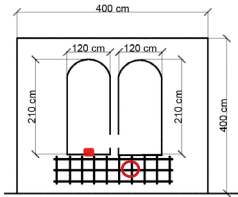


Velocity: 2500 m/s
 Frequency: 797 Hz
 Time range: 3.354-3.372 s

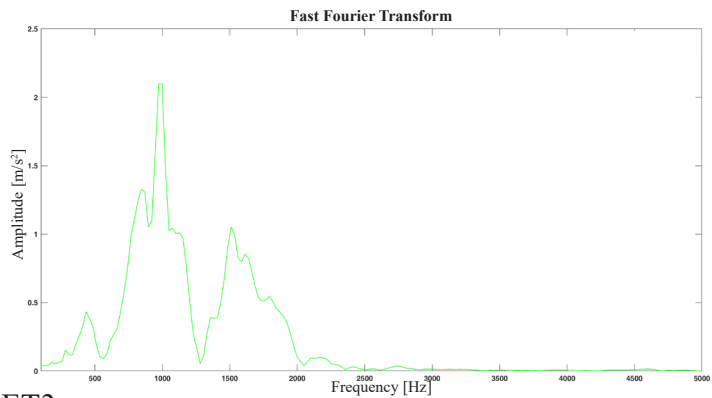
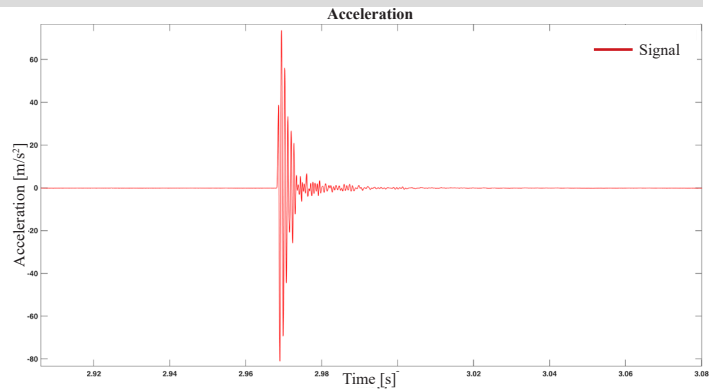


Ex Convento delle Terese - ET3

F2

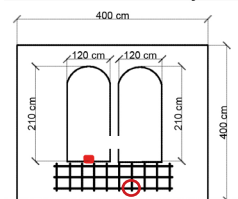


Velocity: 776 m/s
 Frequency: 972 Hz
 Time range: 3.57-4.309s

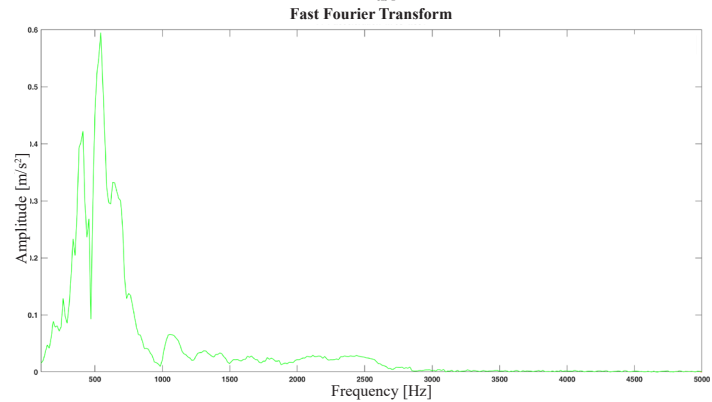
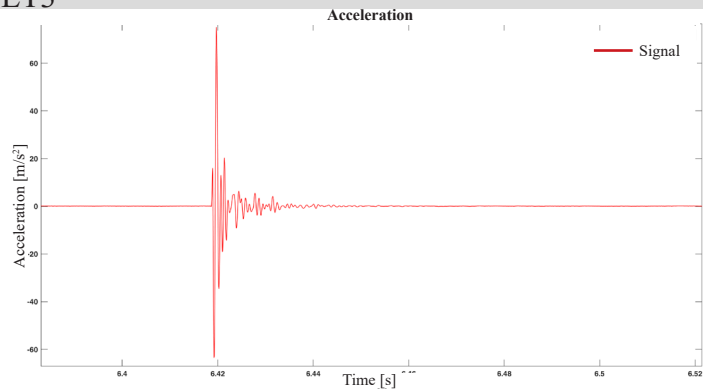


Ex Convento delle Terese - ET3

F3

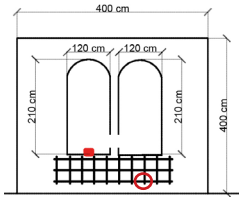


Velocity: 833 m/s
 Frequency: 543 Hz
 Time range: 4.763-4.781s

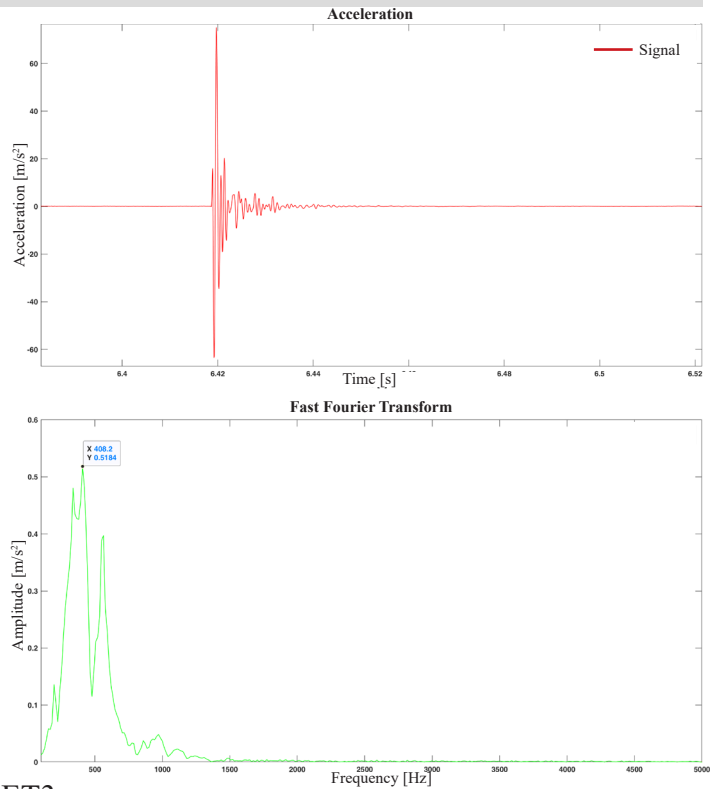


Ex Convento delle Terese - ET3

G3

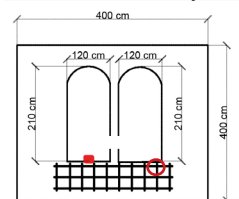


Velocity: 540 m/s
 Frequency: 408 Hz
 Time range: 4.844-4.915s

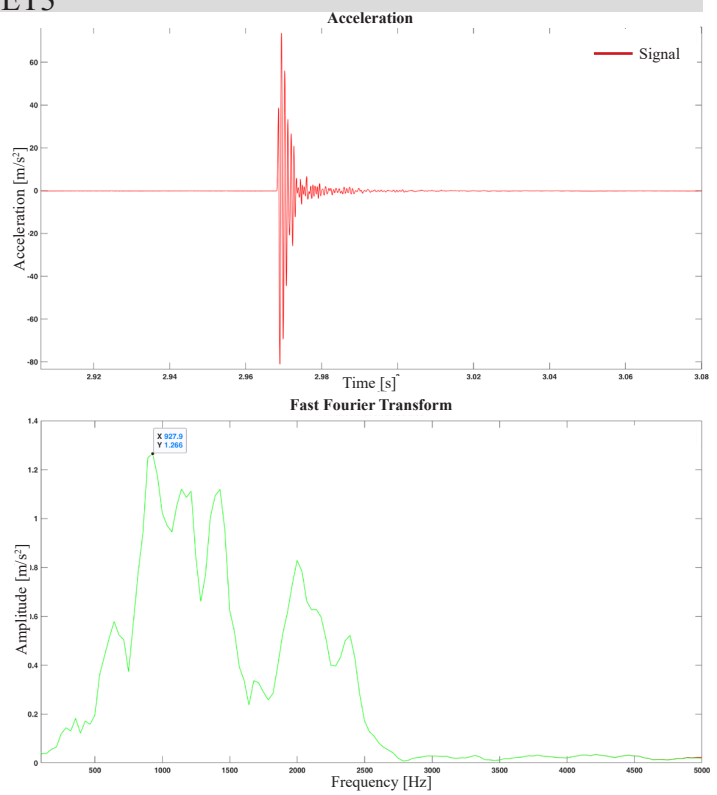


Ex Convento delle Terese - ET3

H1

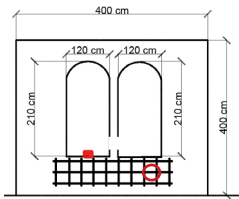


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 927 Hz
 Time range: 2.932-2.96 s

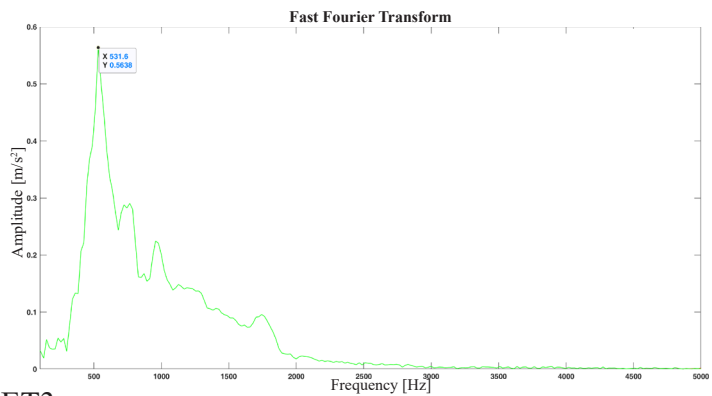
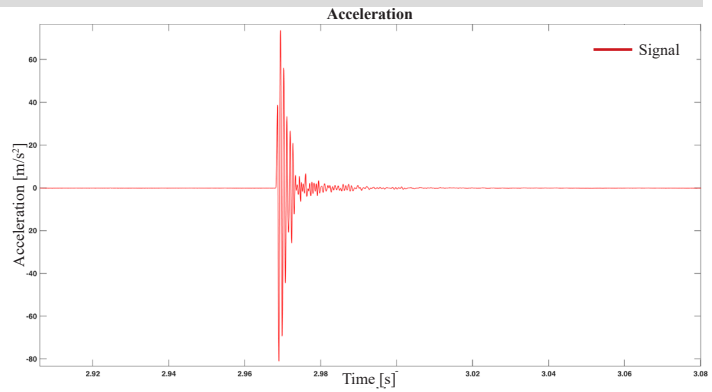


Ex Convento delle Terese - ET3

H2

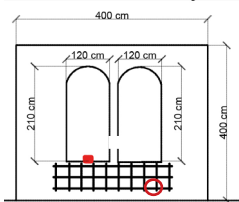


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 531 Hz
 Time range: 3.301-3.48s

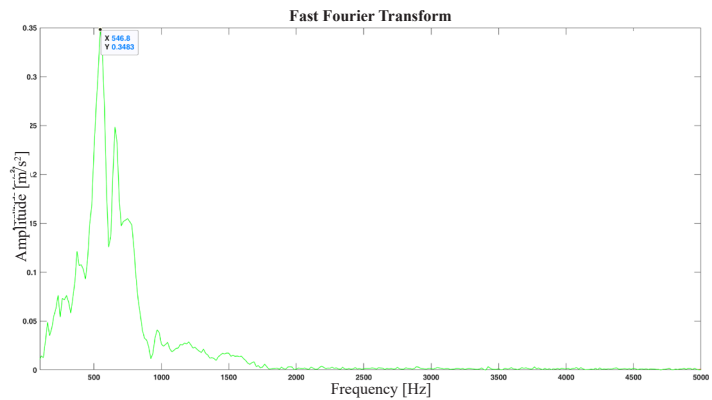
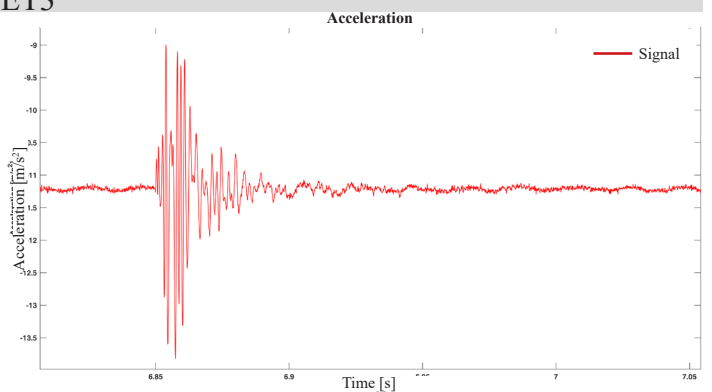


Ex Convento delle Terese - ET3

H3

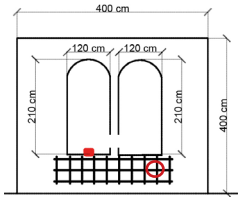


Velocity: 546 m/s
 Frequency: 444 Hz
 Time range: 7.716-7.78 s

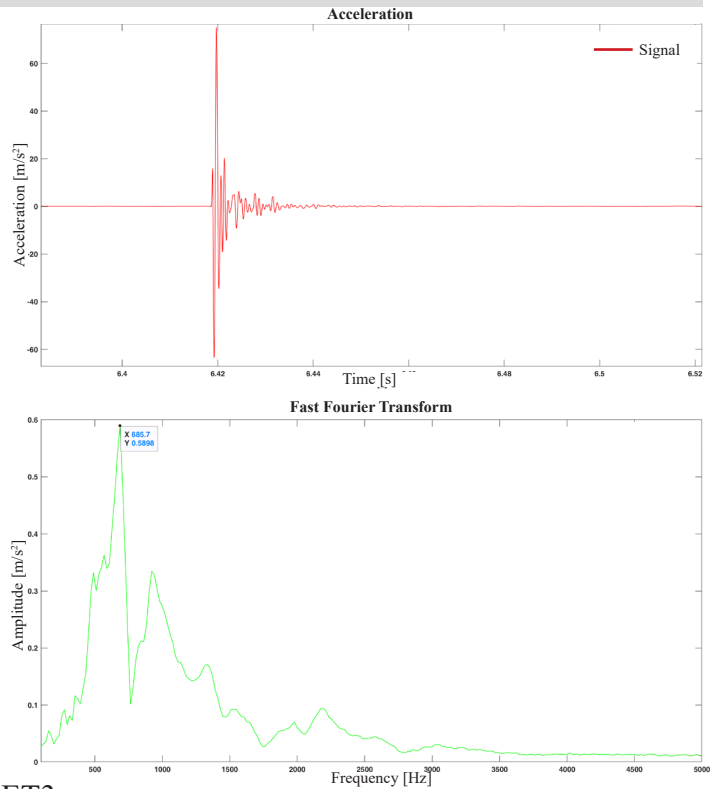


Ex Convento delle Terese - ET3

I2

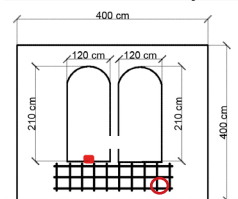


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 685 Hz
 Time range: 3.369-3.419 s

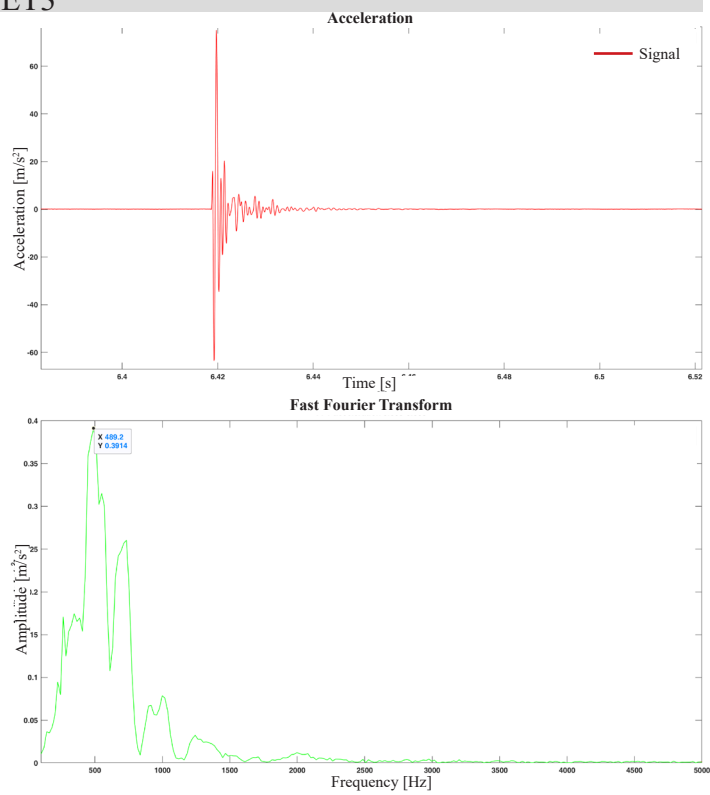


Ex Convento delle Terese - ET3

I3

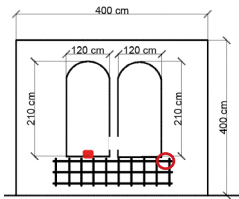


Velocity: 363 m/s
 Frequency: 489 Hz
 Time range: 3.388-3.888 s

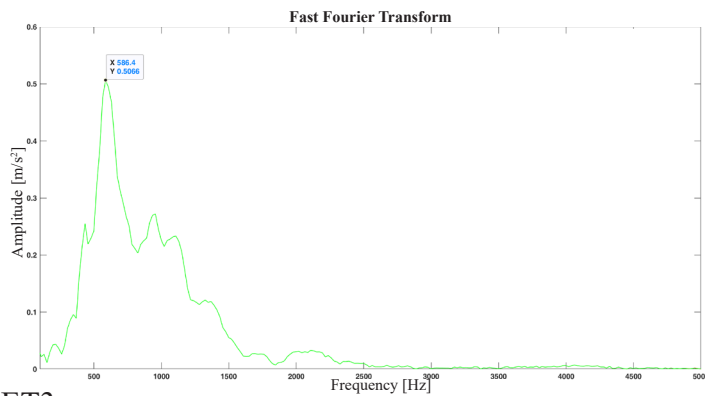
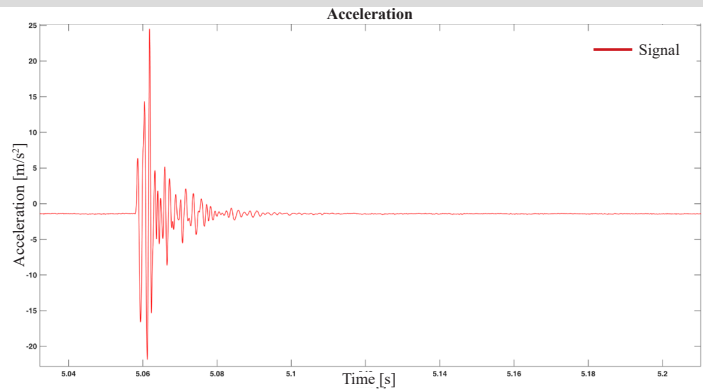


Ex Convento delle Terese - ET3

L1

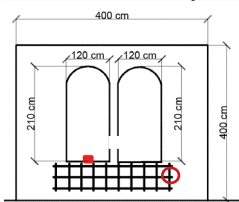


Velocity: 1111 m/s
 Frequency: 586 Hz
 Time range: 7.732-7.778s

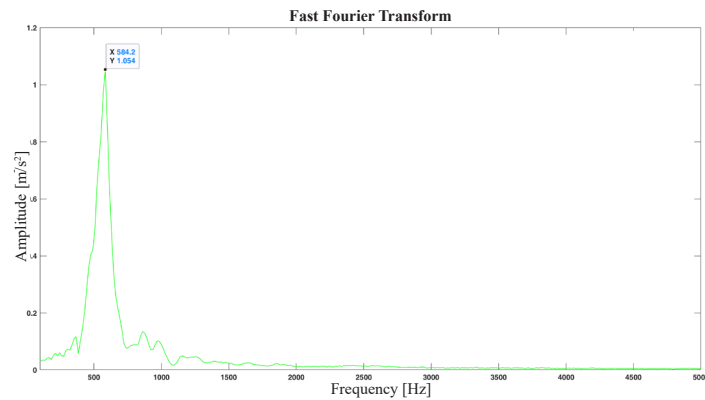
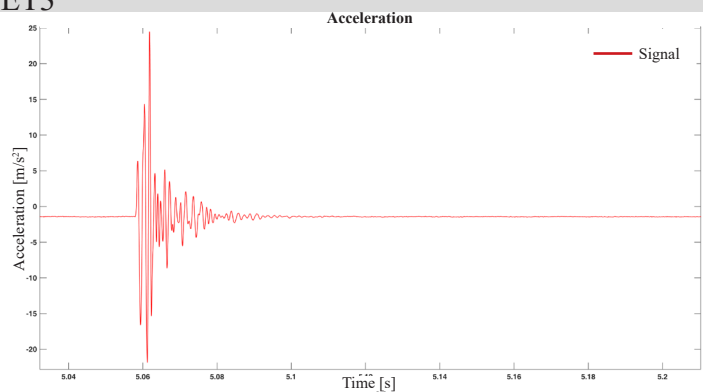


Ex Convento delle Terese - ET3

L2

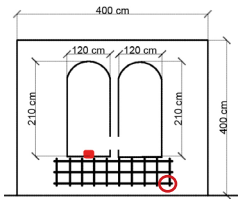


Velocity: 666 m/s
 Frequency: 584 Hz
 Time range: 3.278-3.343 s

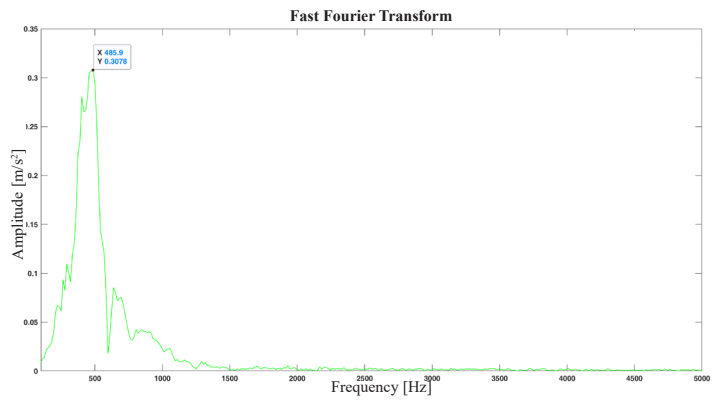
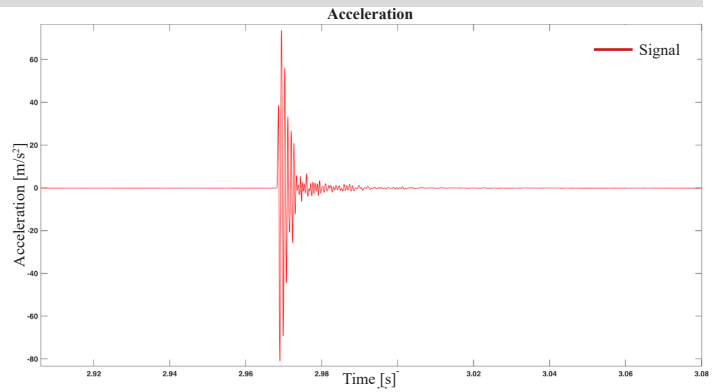


Ex Convento delle Terese - ET3

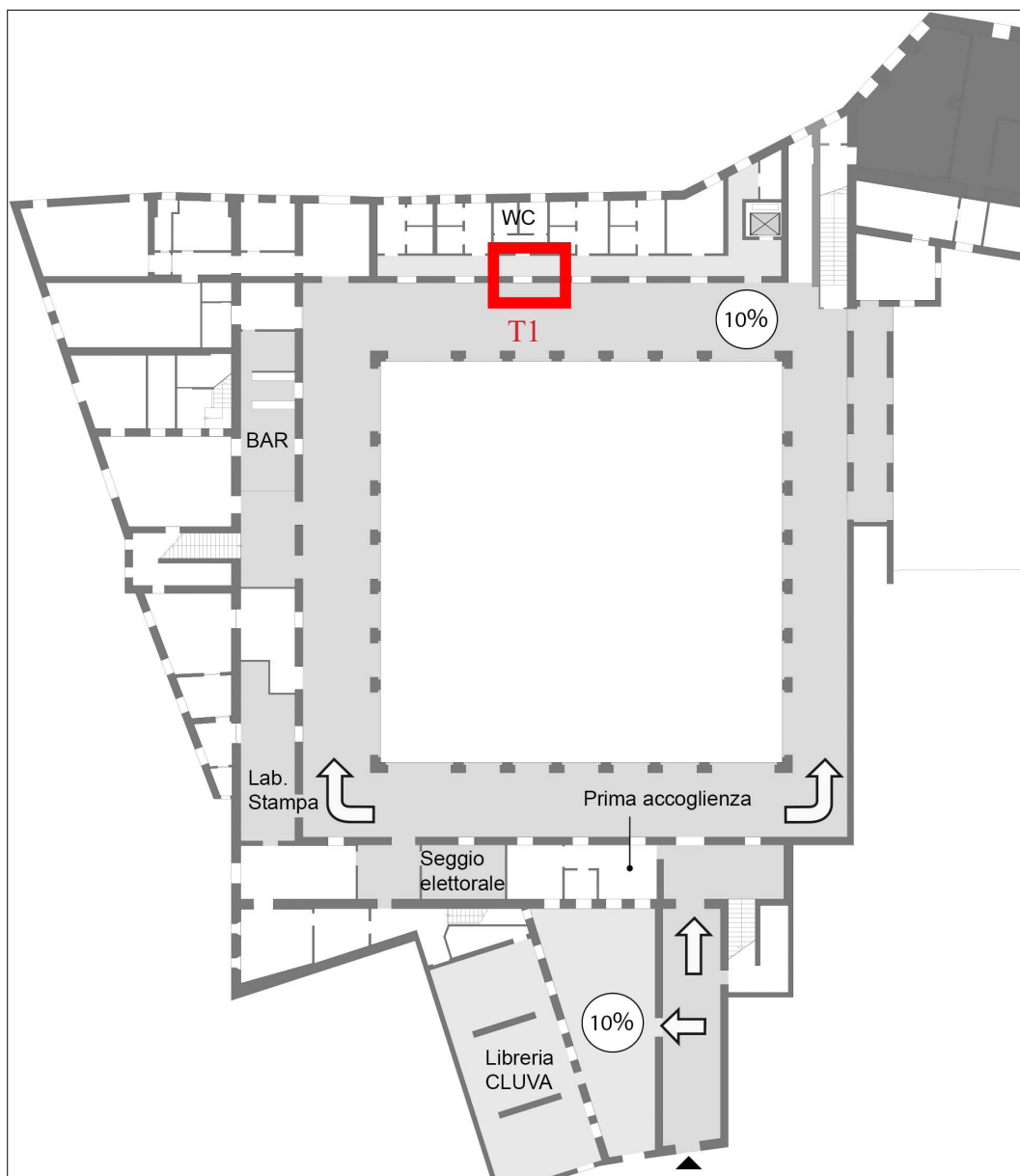
L3



Velocity: 800 m/s
 Frequency: 485 Hz
 Time range: 3.611-3.683s



ALLEGATO 5.Tolentini - T1

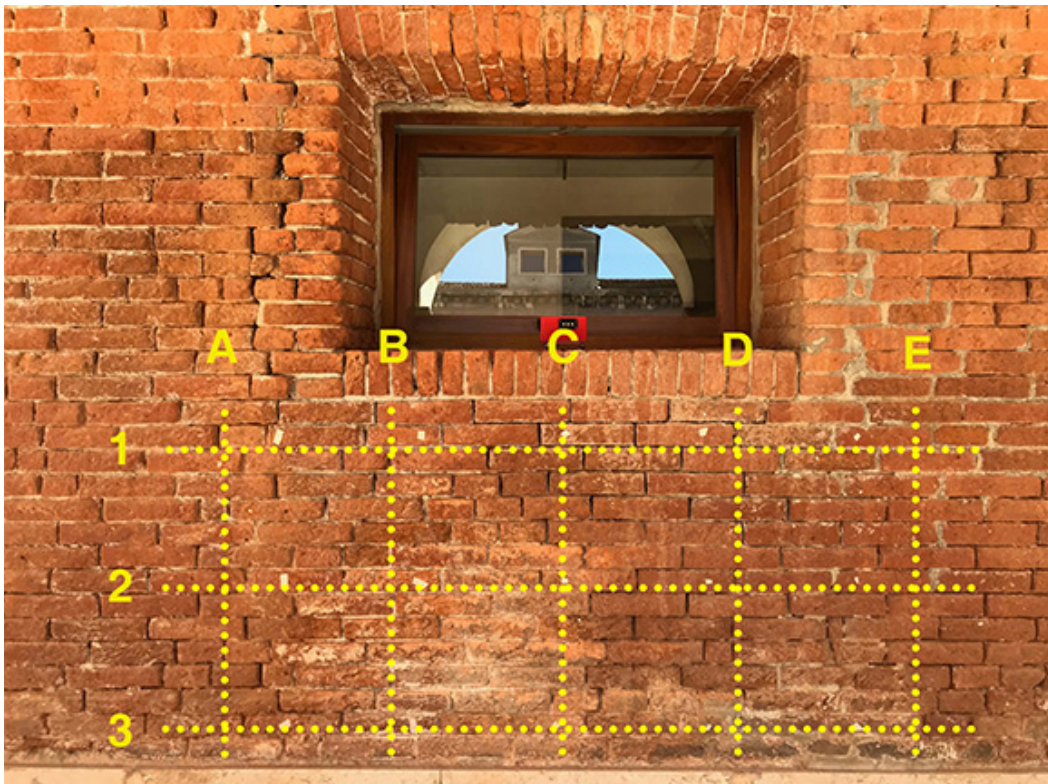


Pianta del complesso dei Tolentini

Tolentini - T1

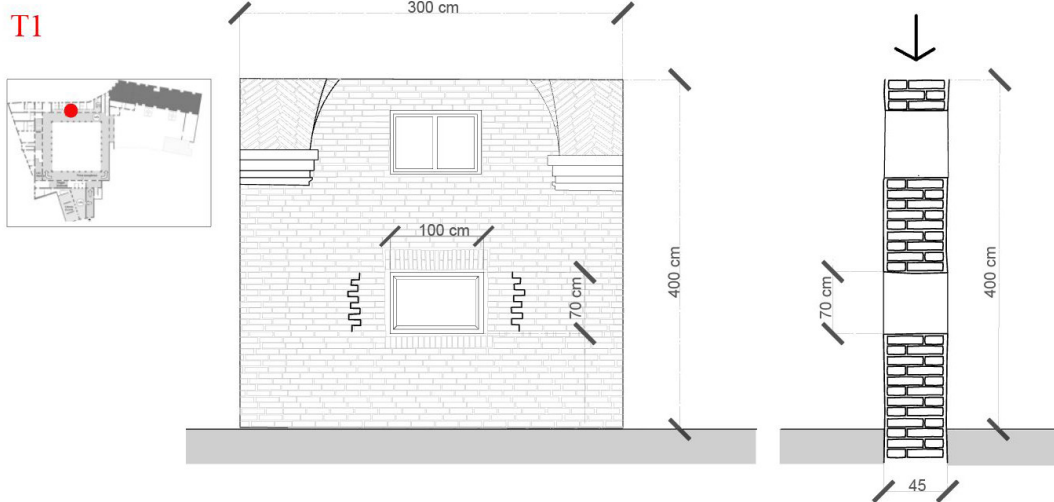


Tolentini



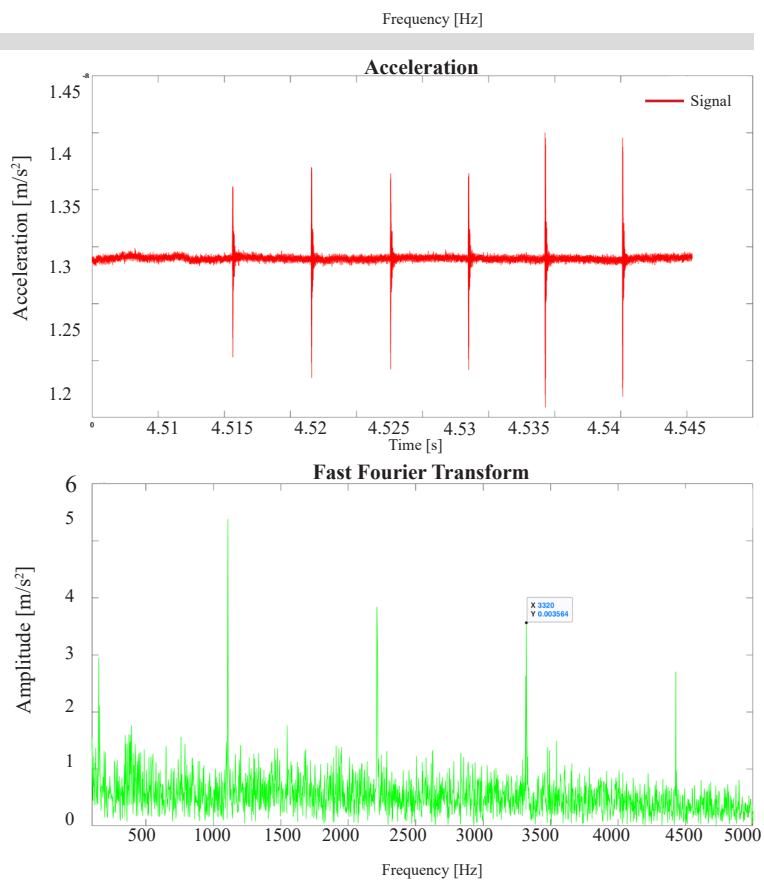
T1

Tolentini - T1



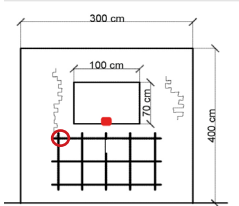
Tolentini - T1

Rumore di fondo dei segnali

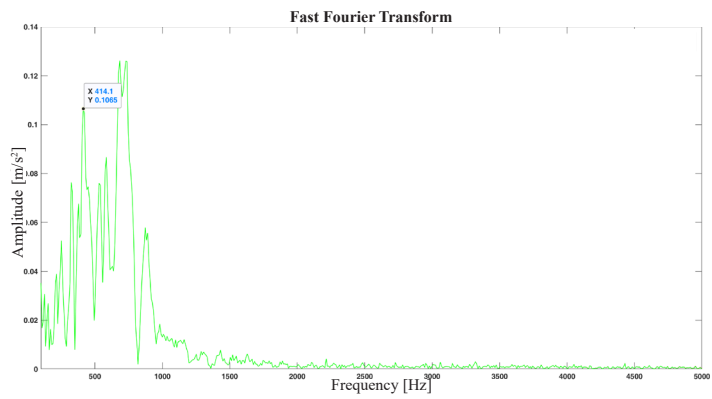
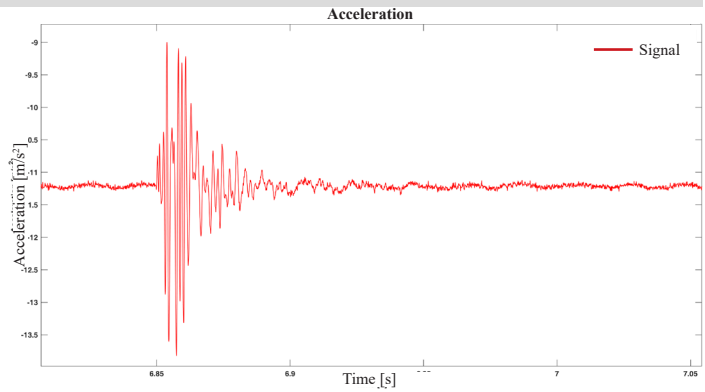


Tolentini - T1

A1

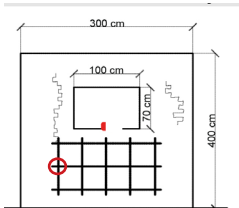


Velocity: 346 m/s
 Frequency: 414 Hz
 Time range: 6.85-6.961 s

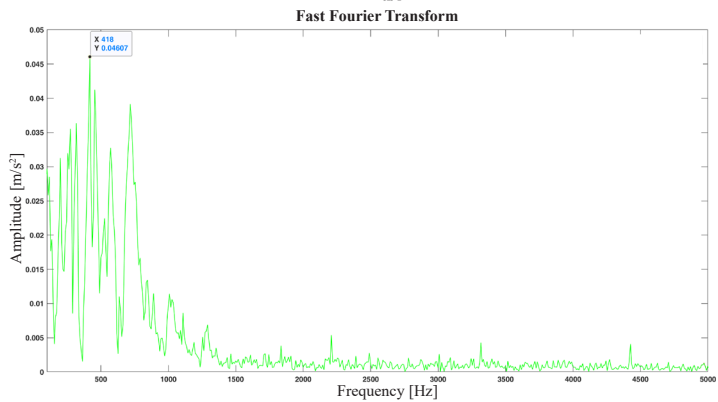
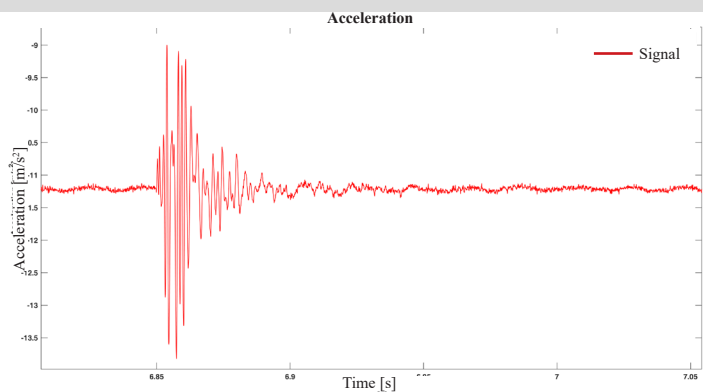


Tolentini - T1

A2

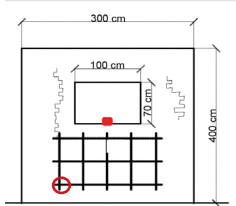


Velocity: 225 m/s
 Frequency: 418 Hz
 Time range: 7.368-7.478 s

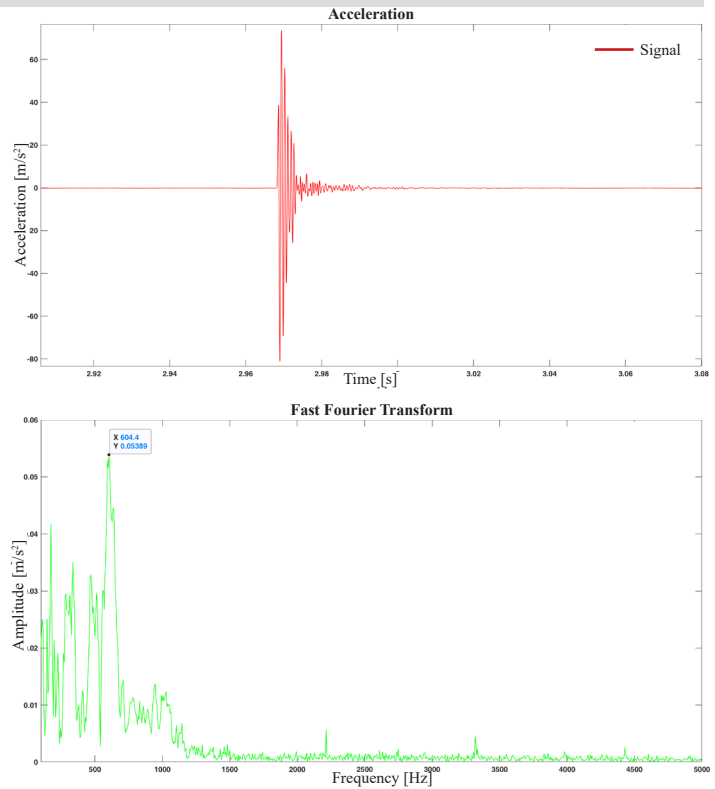


Tolentini - T1

A3

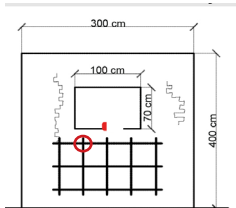


Velocity: 160 m/s
 Frequency: 604 Hz
 Time range: 4.485-5.057s

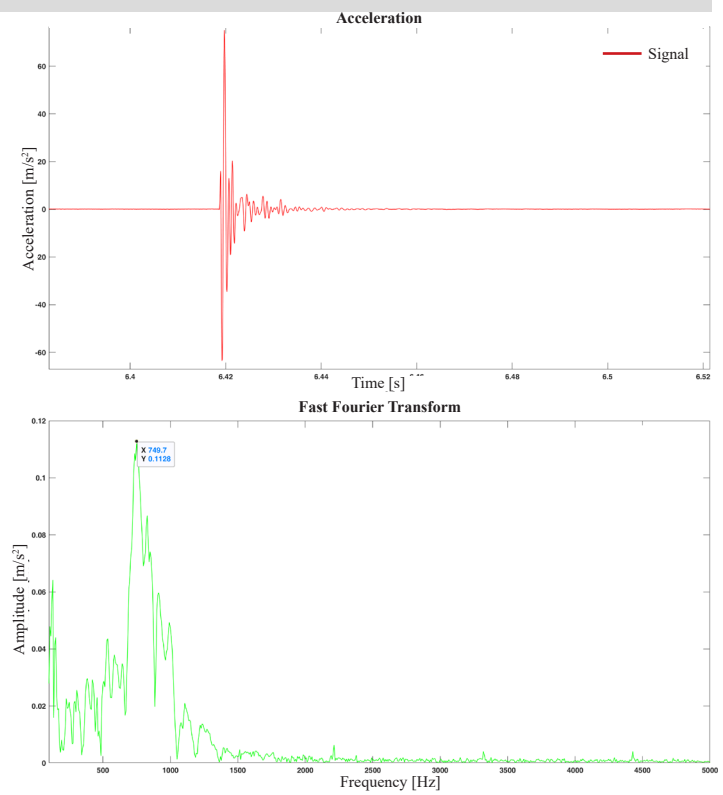


Tolentini - T1

B1

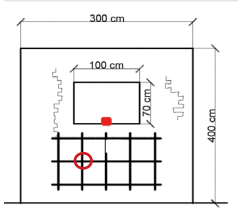


Velocity: 749 m/s
 Frequency: 321 Hz
 Time range: 6.429-6.569 s

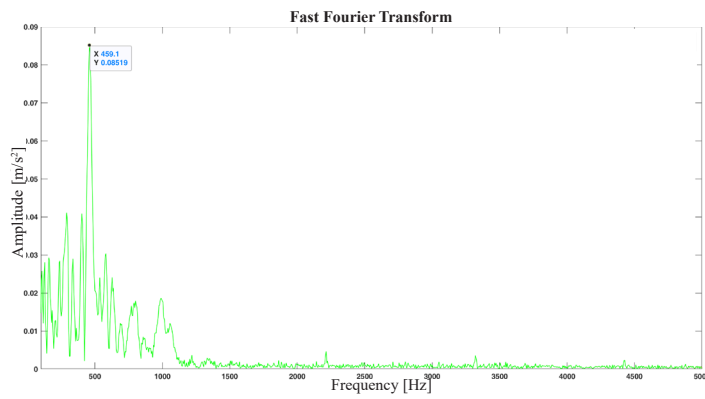
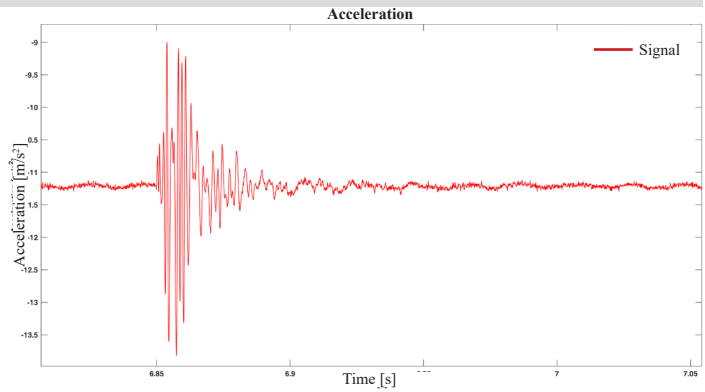


Tolentini - T1

B2

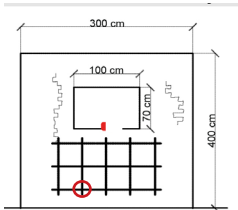


Velocity: 362 m/s
 Frequency: 459 Hz
 Time range: 7.809-8.005s

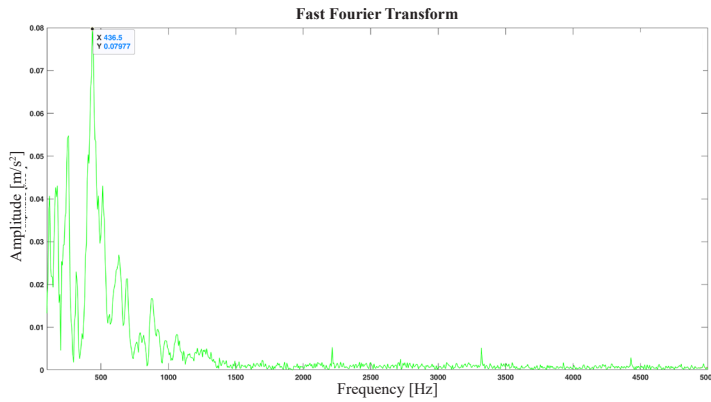
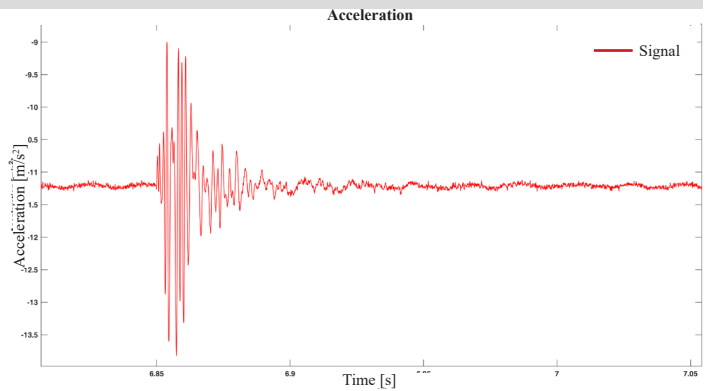


Tolentini - T1

B3

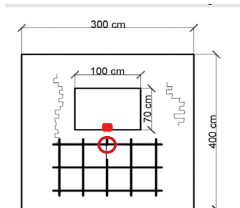
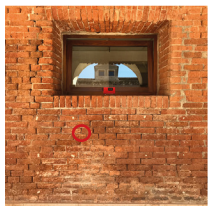


Velocity: 436 m/s
 Frequency: 170 Hz
 Time range: 7.048-7.206 s

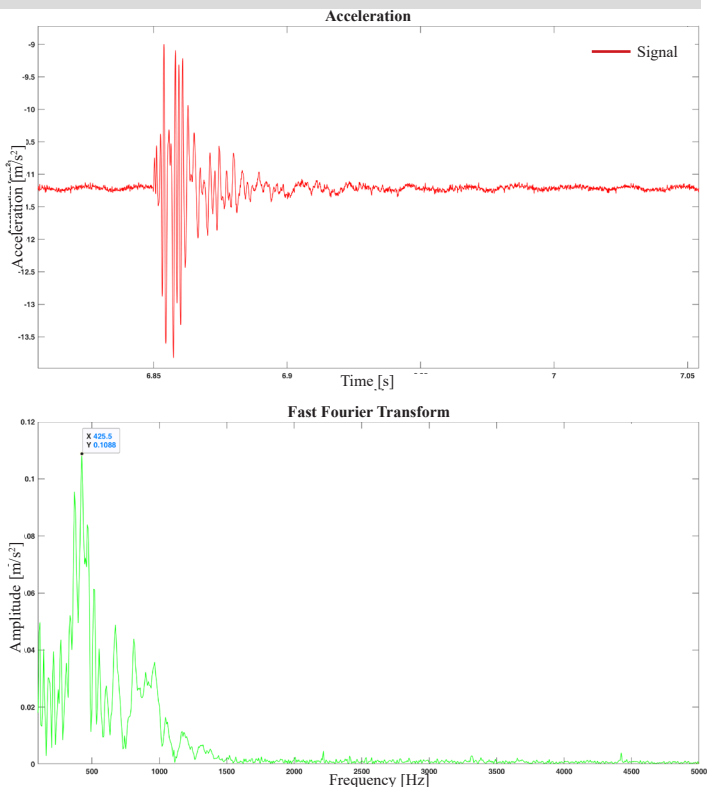


Tolentini - T1

C1

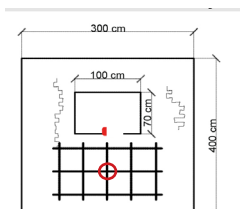
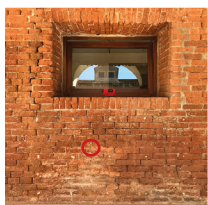


Velocity: 424 m/s
 Frequency: 425 Hz
 Time range: 7.148-7.296s

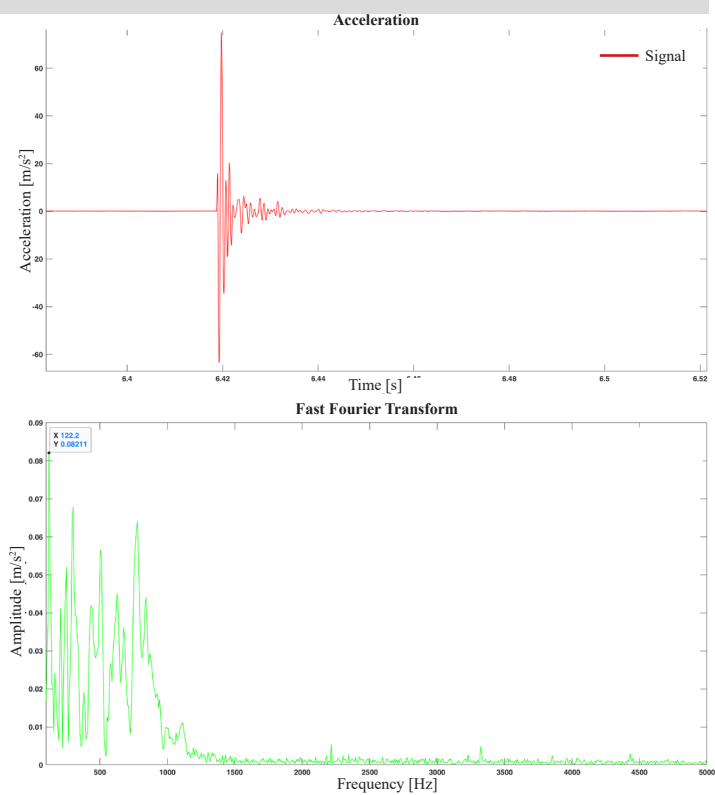


Tolentini - T1

C2

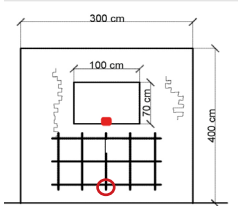


Velocity: 265 m/s
 Frequency: 122-303 Hz
 Time range: 5.698-5.837 s

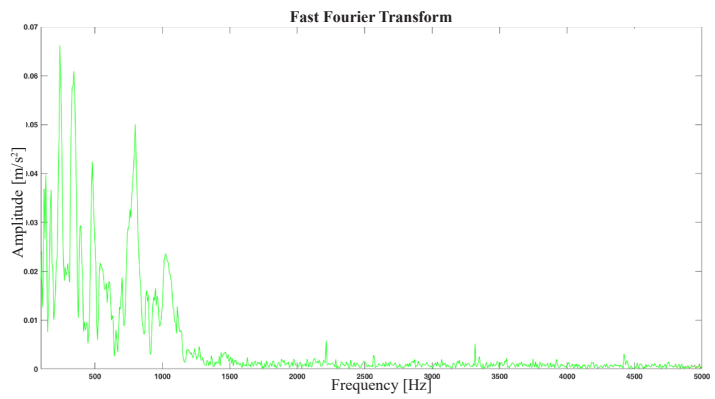
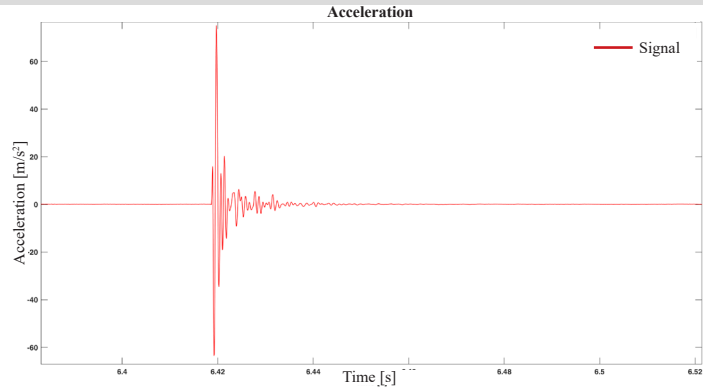


Tolentini - T1

C3

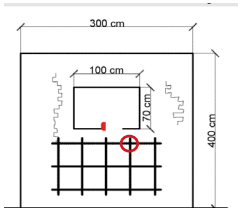


Velocity: 321 m/s
 Frequency: 125 Hz
 Time range: 6.106-6.26s

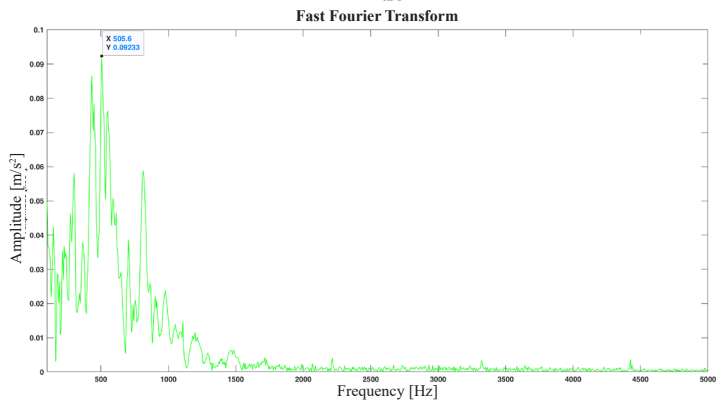
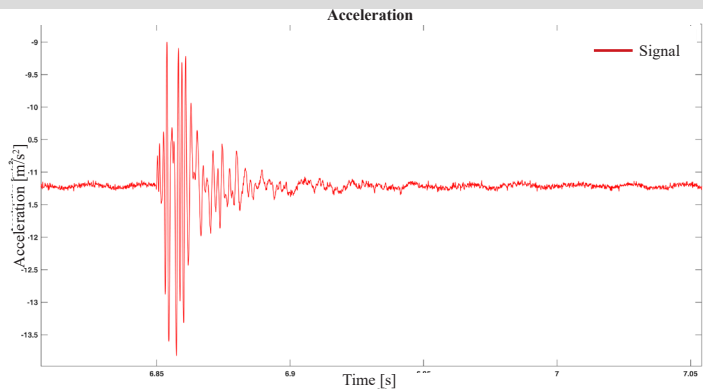


Tolentini - T1

D1

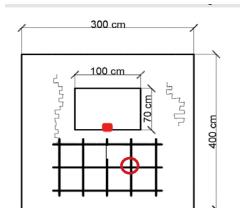


Velocity: 450 m/s
 Frequency: 142-505 Hz
 Time range: 7.624-7.8 s

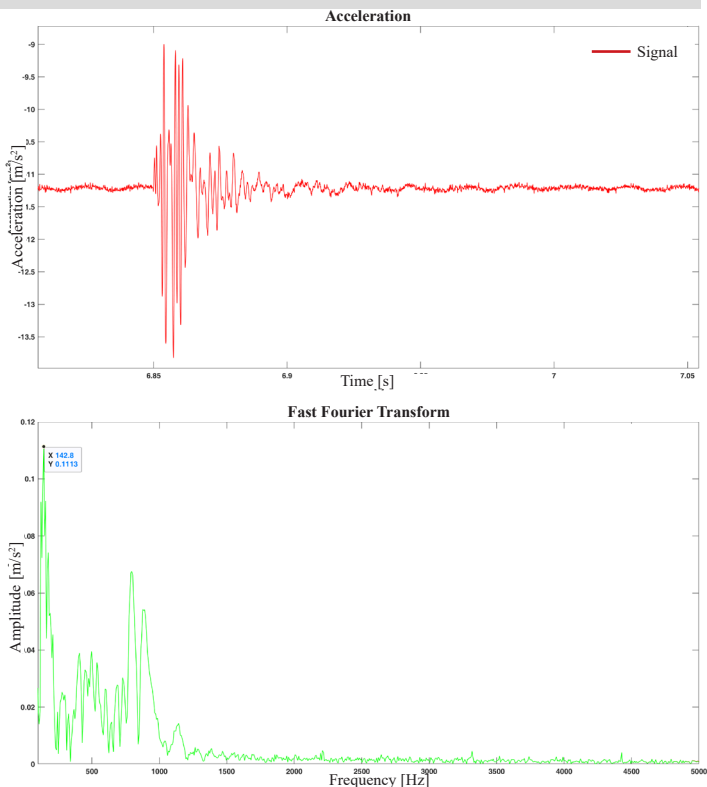


Tolentini - T1

D2

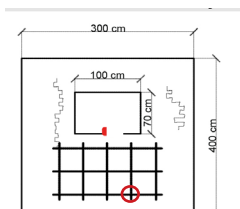
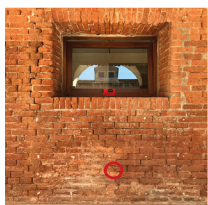


Velocity: 196 m/s
 Frequency: 142 Hz
 Time range: 7.669-7.816s

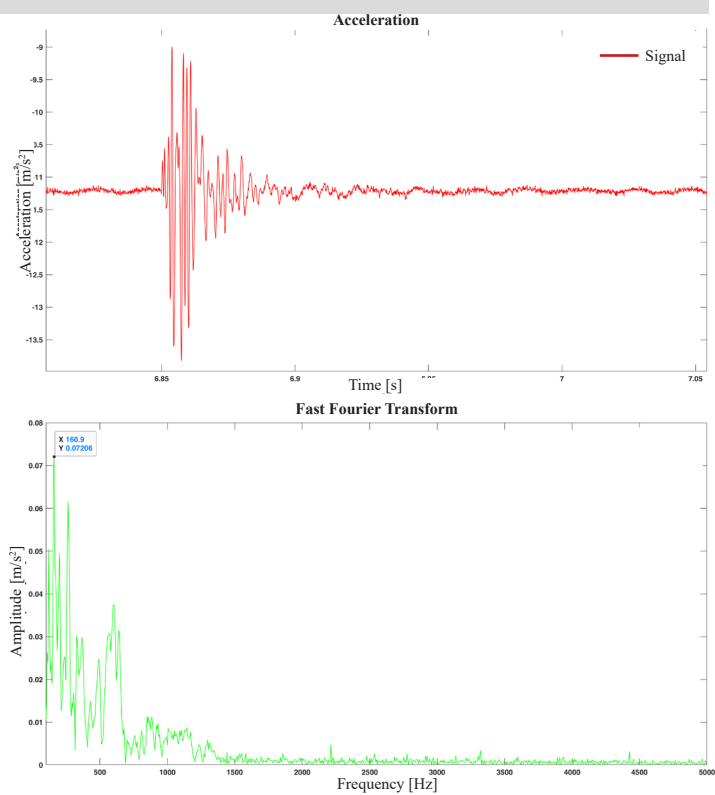


Tolentini - T1

D3

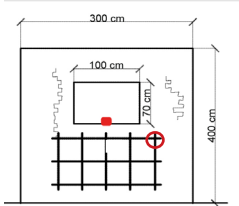


Velocity: 341 m/s
 Frequency: 160 Hz
 Time range: 7.281-7.455 s

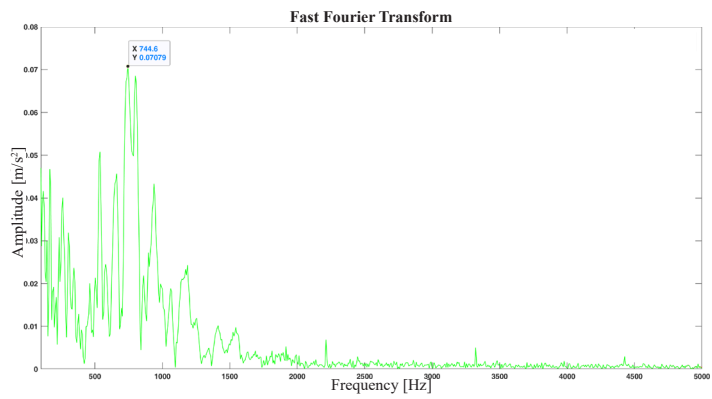
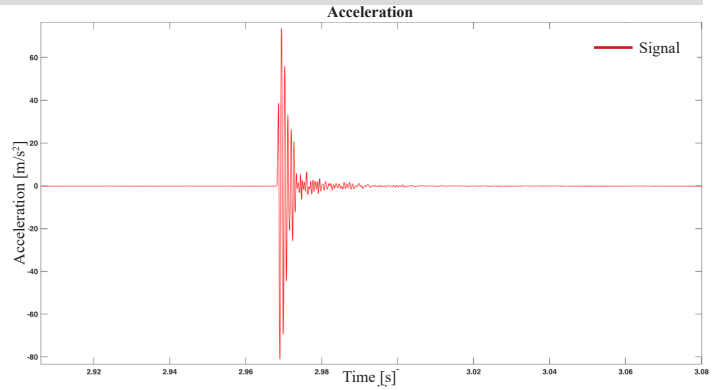


Tolentini - T1

E1

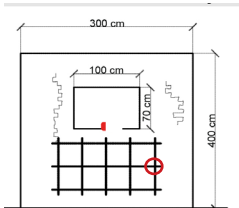


Velocity: 321 m/s
 Frequency: 744 Hz
 Time range: 4.722-4.867s

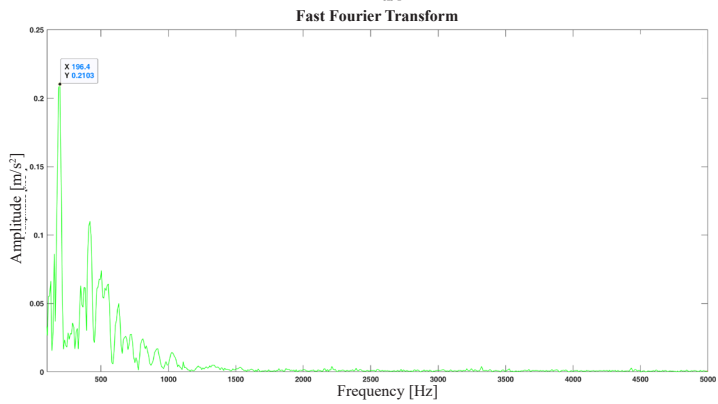
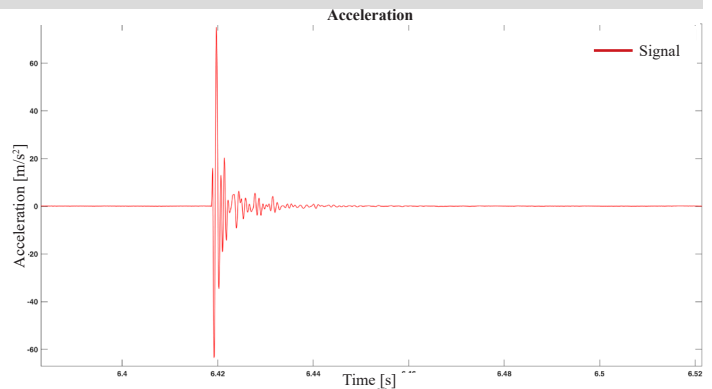


Tolentini - T1

E2

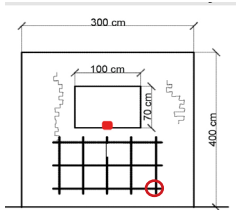


Velocity: 187 m/s
 Frequency: 196 Hz
 Time range: 9.104-9.221s

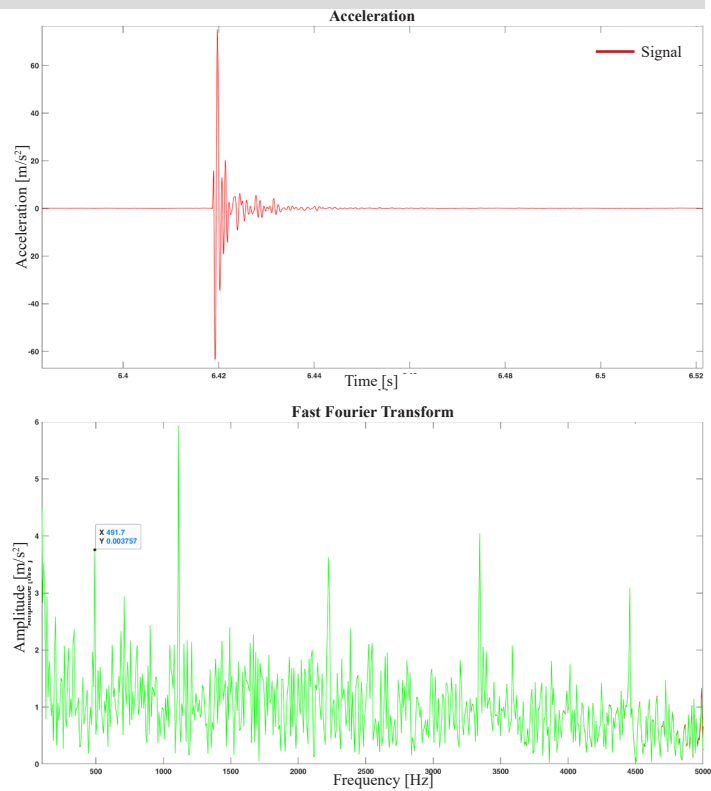


Tolentini - T1

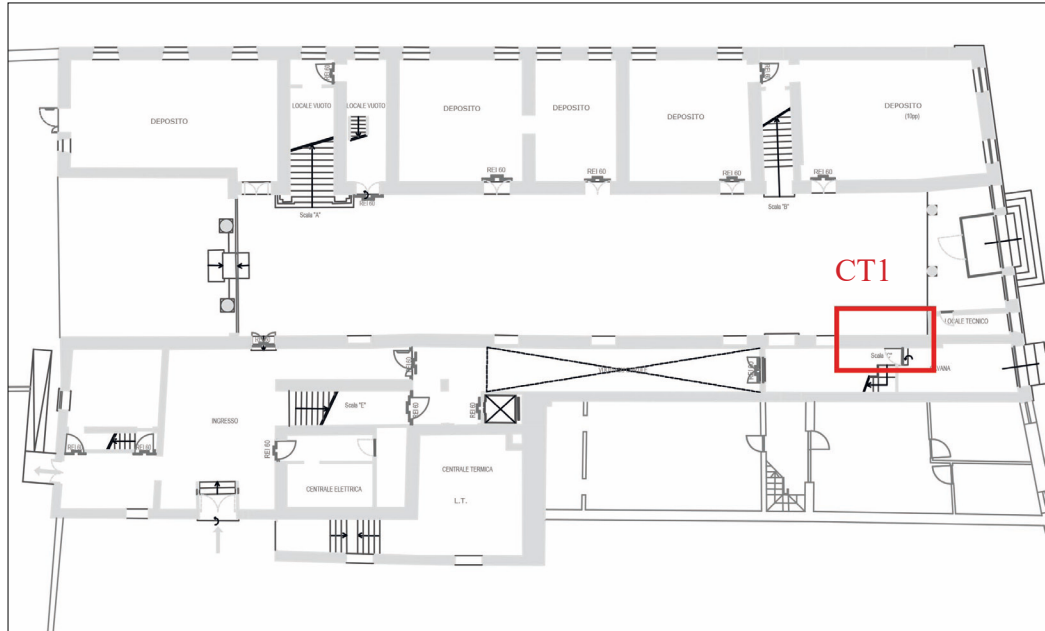
E3



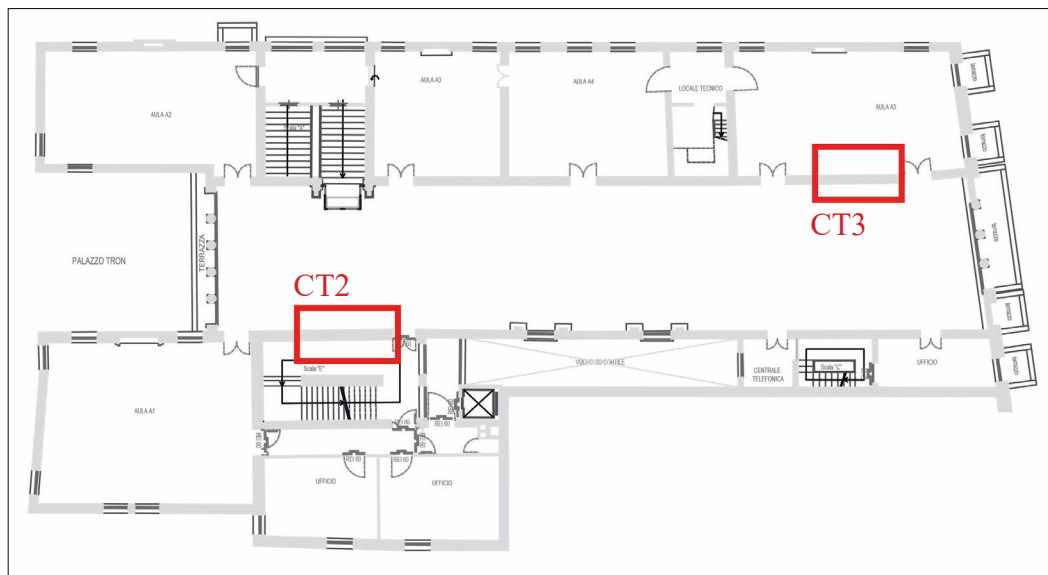
Velocity: 200 m/s
Frequency: 193 Hz
Time range: 5.363-5.487s



ALLEGATO 6. Cà Tron - CT2



Pianta del piano terra di Cà Tron



Pianta del piano primo di Cà Tron

Cà Tron



Prospetto sul Canal Grande di Palazzo Tron

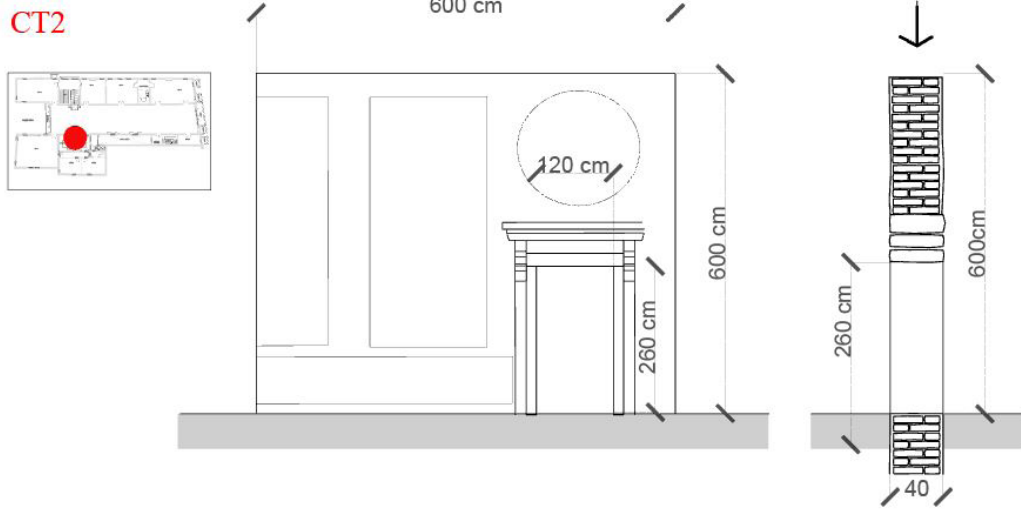


CT2



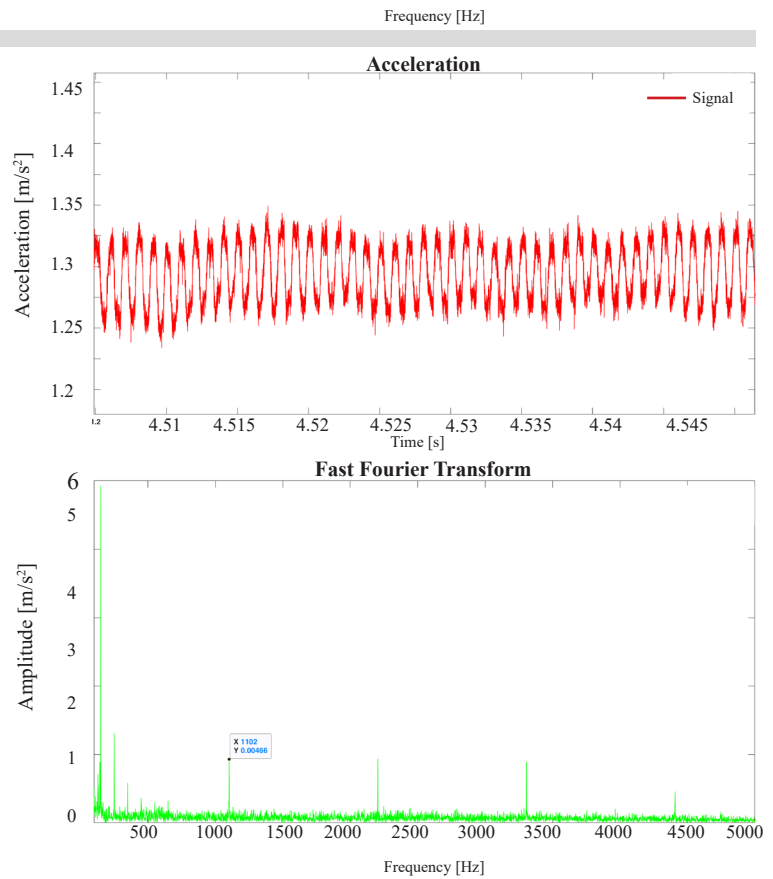
CT3

Cà Tron - CT2



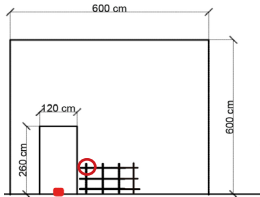
Cà Tron - CT2

Rumore di fondo dei segnali

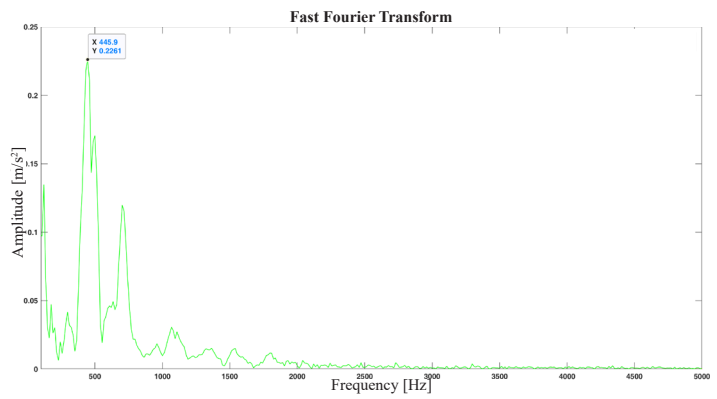
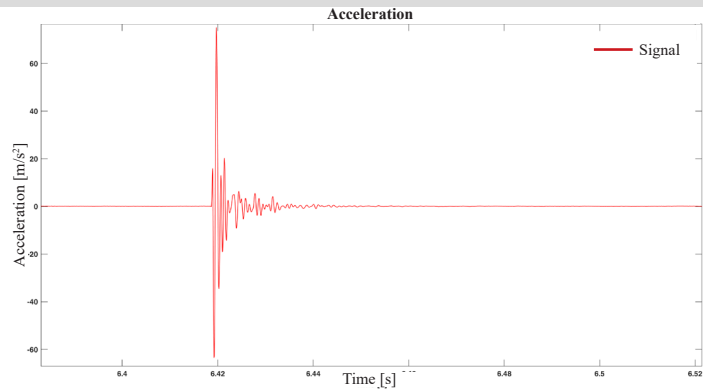


Cà Tron - CT2

A1

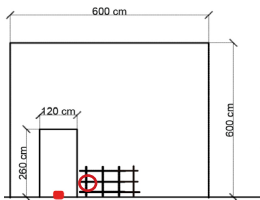


Velocity: 411 m/s
 Frequency: 121-445 Hz
 Time range: 4.621-4.695 s

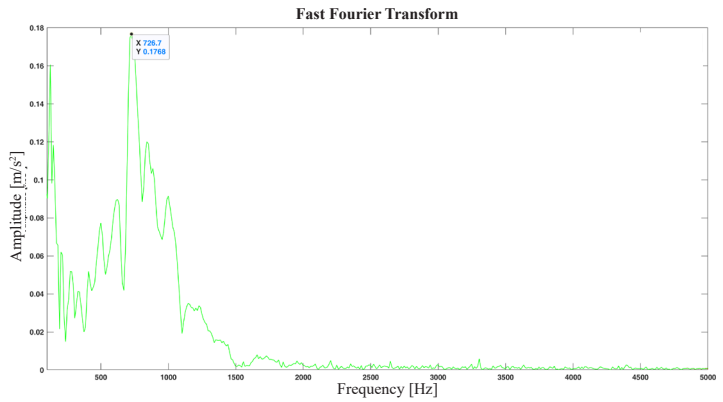
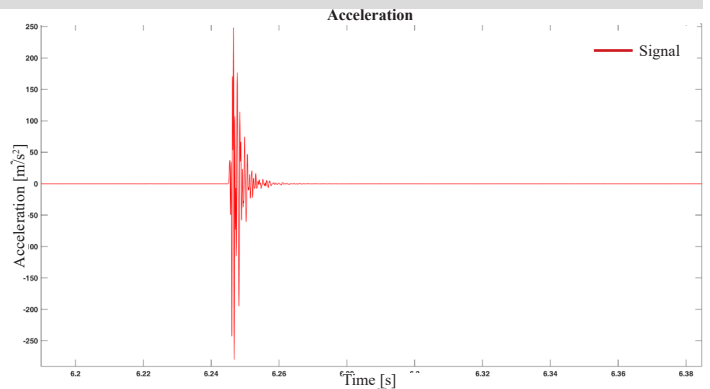


Cà Tron - CT2

A2

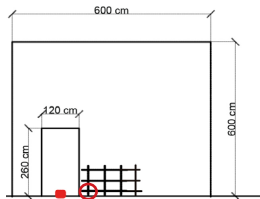


Velocity: 616 m/s
 Frequency: 124-726 Hz
 Time range: 6.124-6.212 s

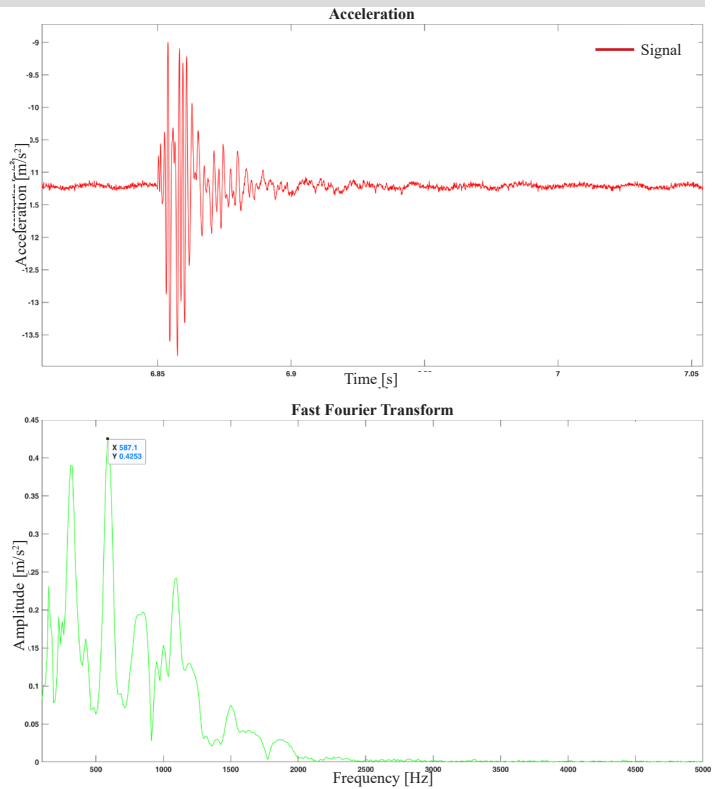


Cà Tron - CT2

A3

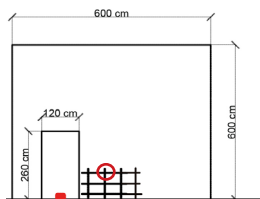


Velocity: 528 m/s
 Frequency: 149-324-587 Hz
 Time range: 4.856-4.936s

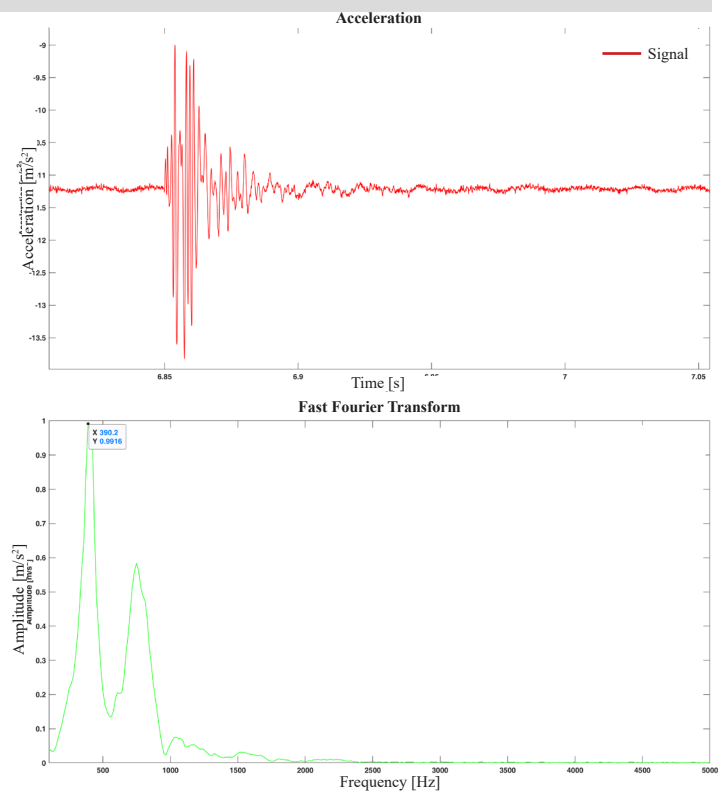


Cà Tron - CT2

B1

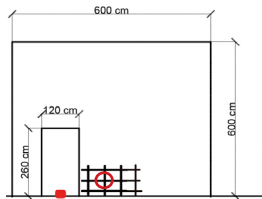


Velocity: 740 m/s
 Frequency: 390-749 Hz
 Time range: 5.045-5.109 s

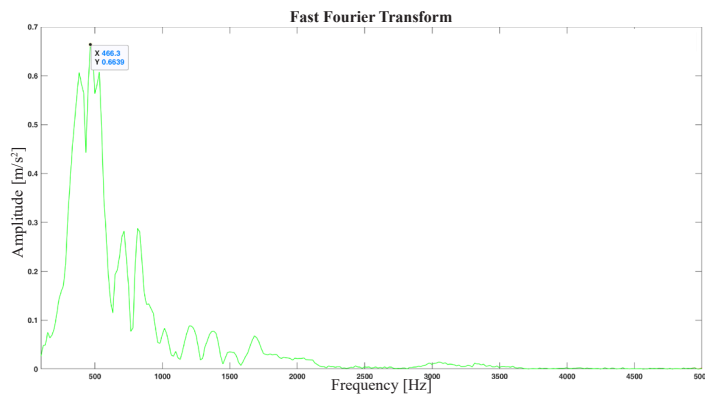
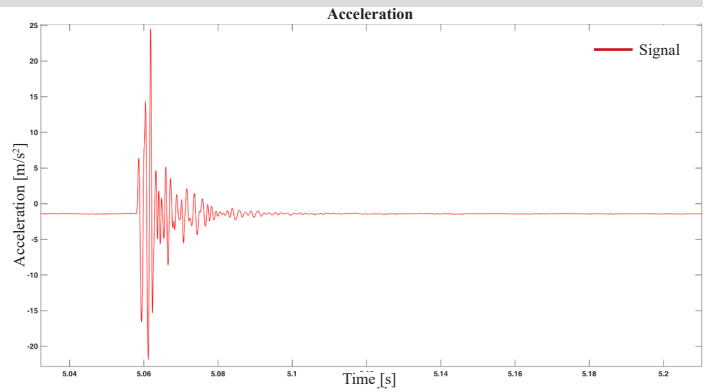


Cà Tron - CT2

B2

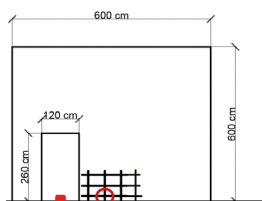


Velocity: 462 m/s
 Frequency: 383-466-716 Hz
 Time range: 4.424-4.484 s

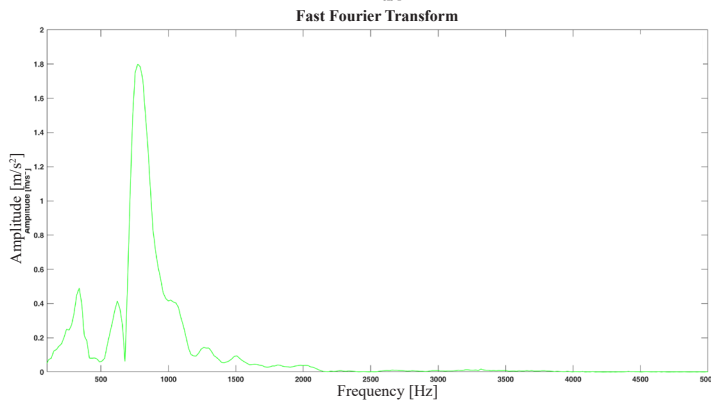
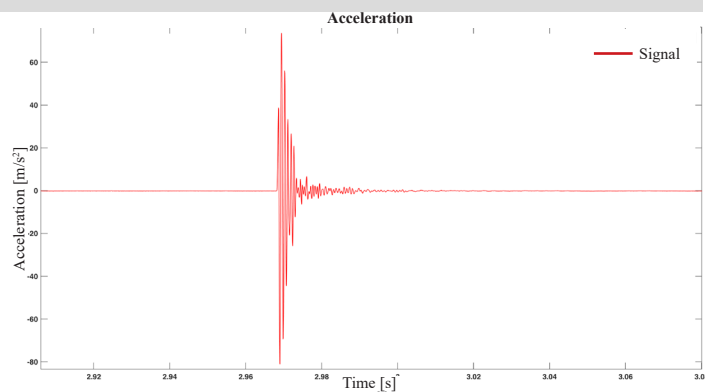


Cà Tron - CT2

B3

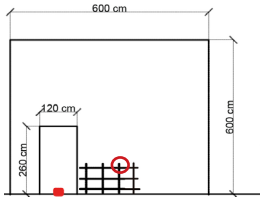


Velocity: 925m/s
 Frequency: 339-621-1039 Hz
 Time range: 3.148-3.201s

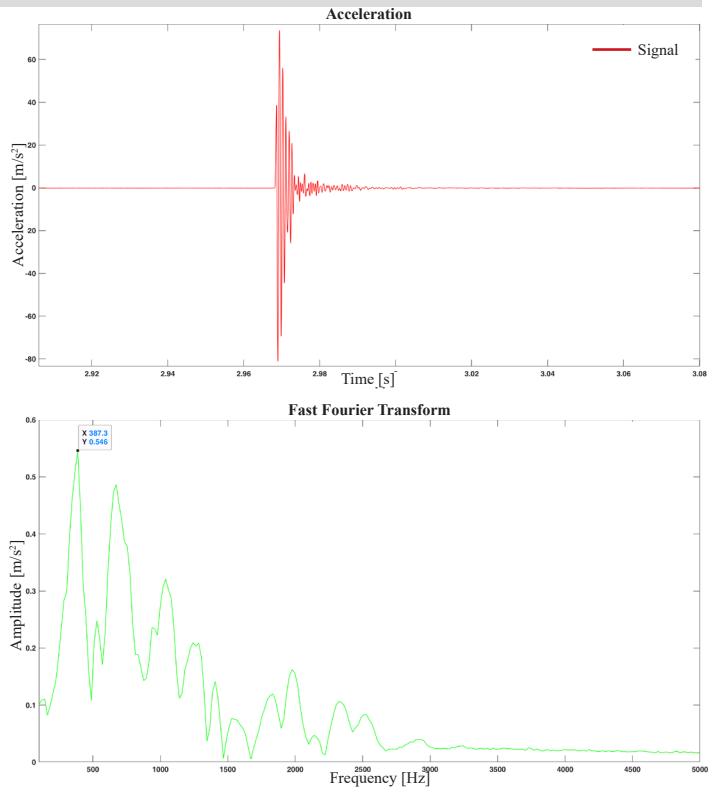


Cà Tron - CT2

C1

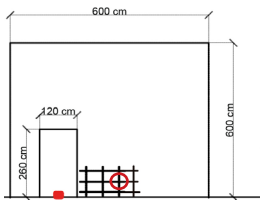


Velocity: 740 m/s
 Frequency: 387-672-1039 Hz
 Time range: 2.814-2.863s

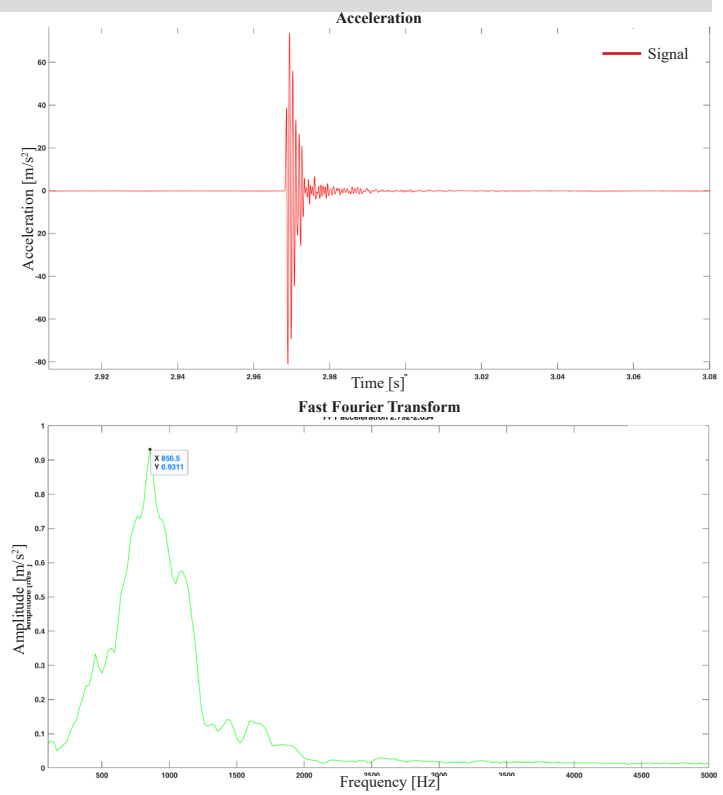


Cà Tron - CT2

C2

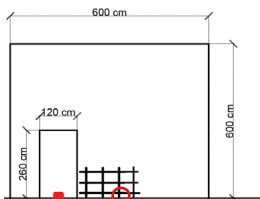


Velocity: 1057 m/s
 Frequency: 856 Hz
 Time range: 2.792-2.834 s

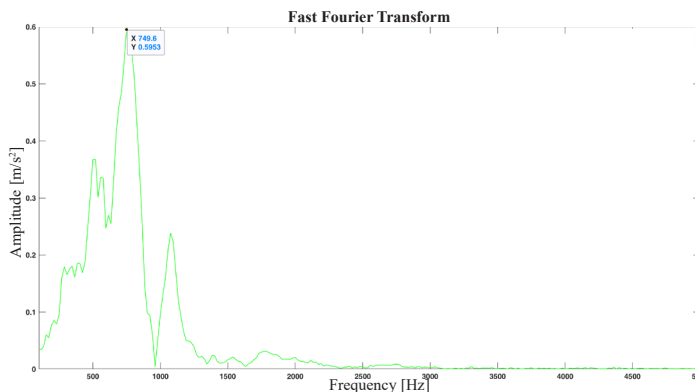
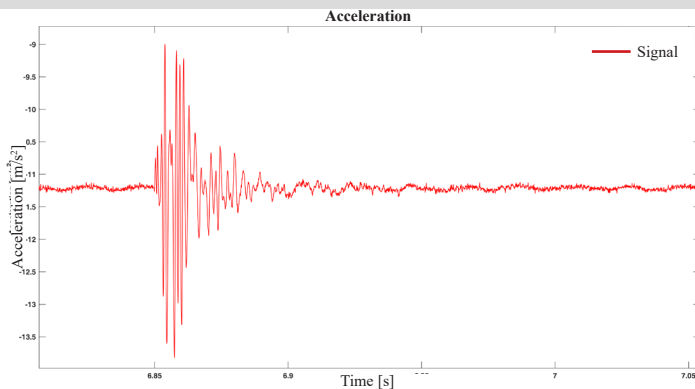


Cà Tron - CT2

C3

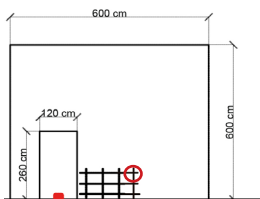


Velocity: 925 m/s
 Frequency: 518-749 Hz
 Time range: 5.388-5.44 s

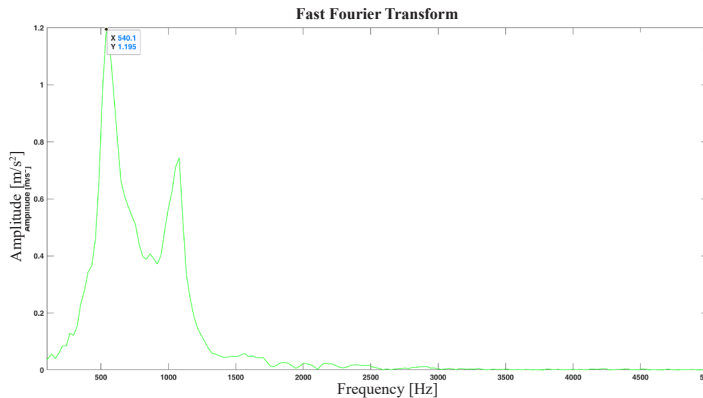
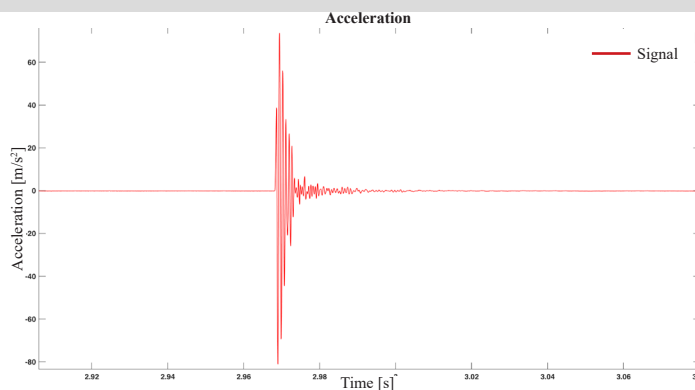


Cà Tron - CT2

D1

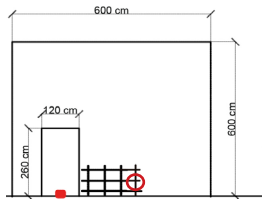


Velocity: 925m/s
 Frequency: 540-1080 Hz
 Time range: 3.693-3.733s

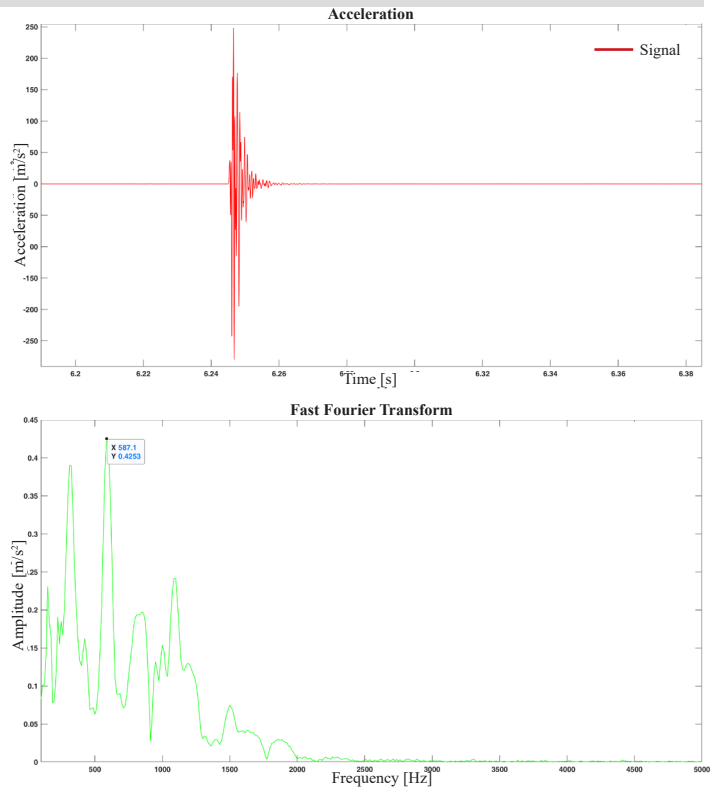


Cà Tron - CT2

D2

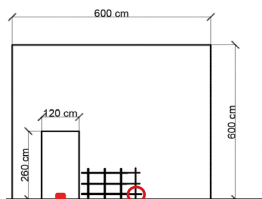


Velocity: 1880 m/s
 Frequency: 732 Hz
 Time range: 5.133-5.163 s

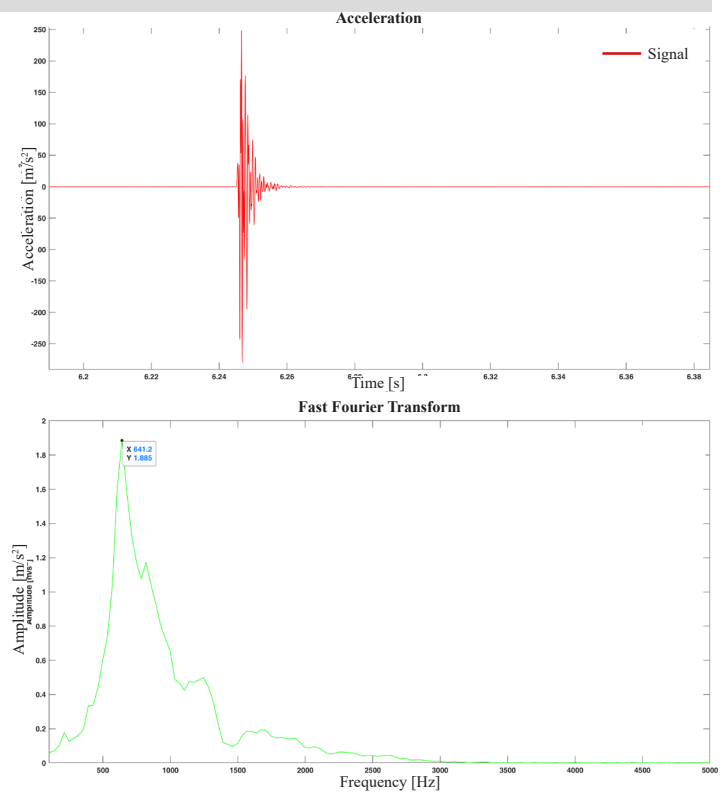


Cà Tron - CT2

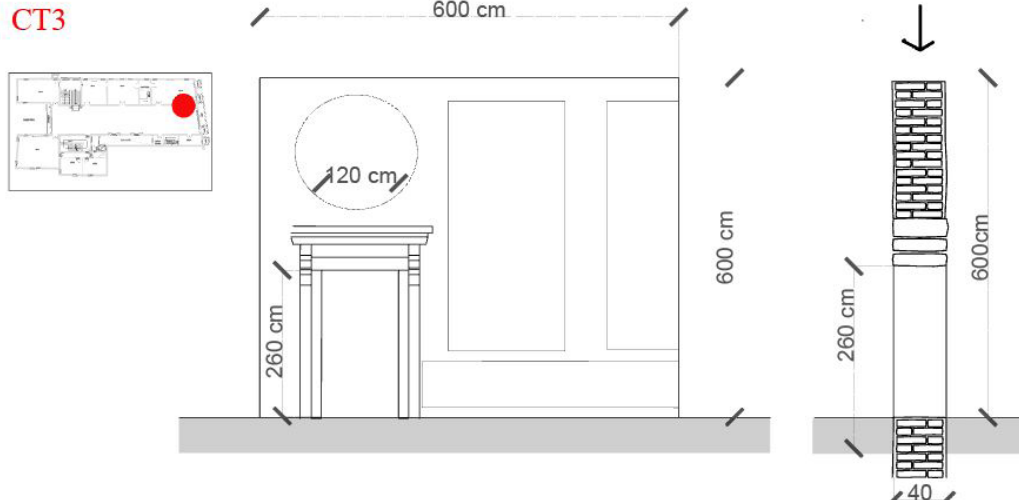
D3



Velocity: 1233 m/s
 Frequency: 641 Hz
 Time range 5.984-6.012:s

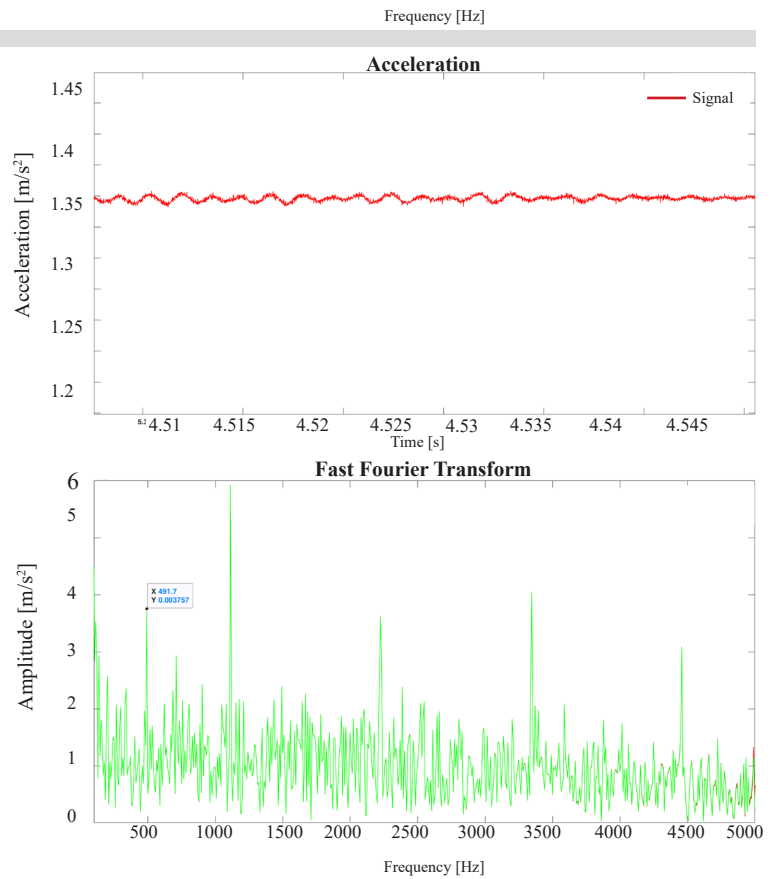


ALLEGATO 7. Cà Tron - CT3



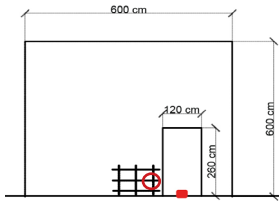
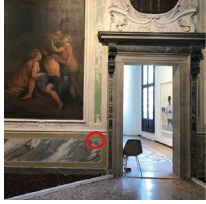
Cà Tron - CT3

Rumore di fondo dei segnali

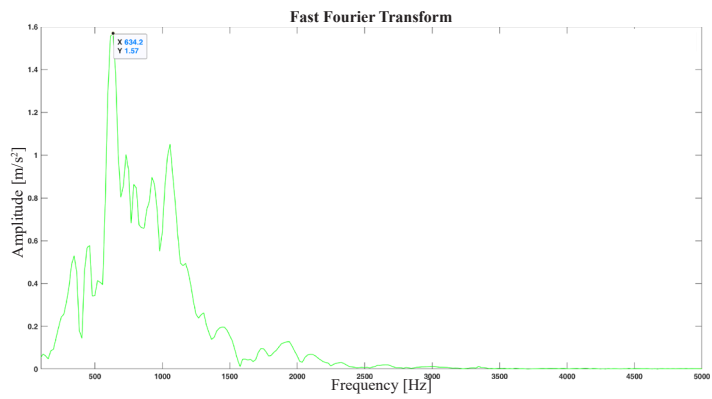
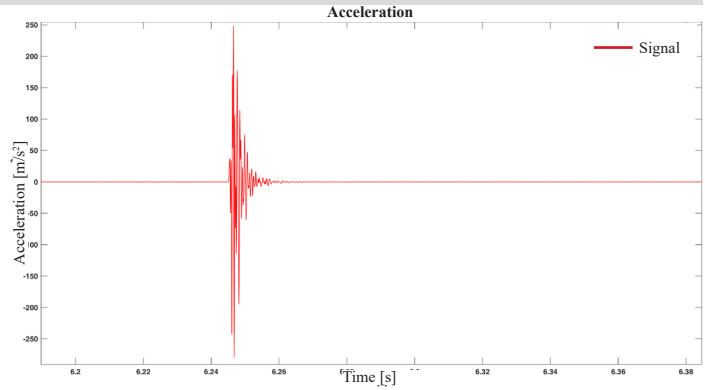


Cà Tron - CT3

A1

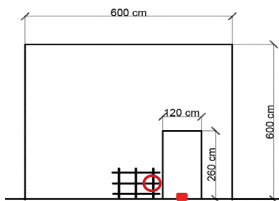


Velocity: 720 m/s
 Frequency: 634 Hz
 Time range: 5.096-5.148 s

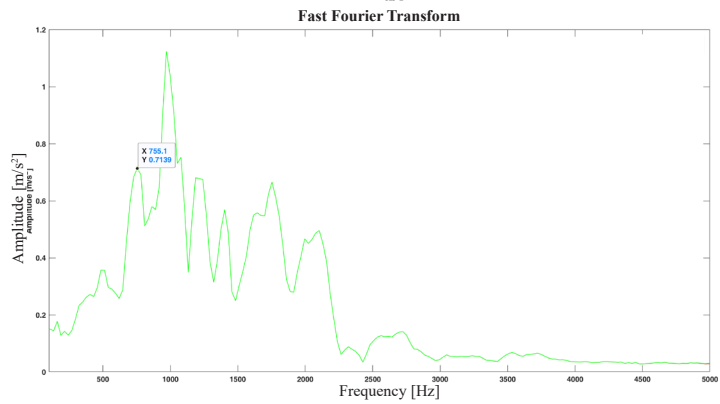
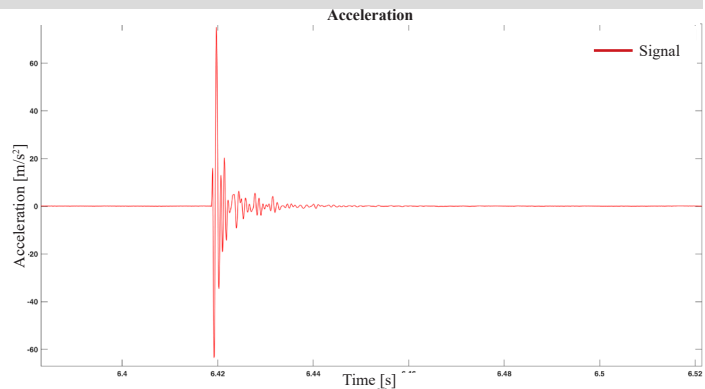


Cà Tron - CT3

A2

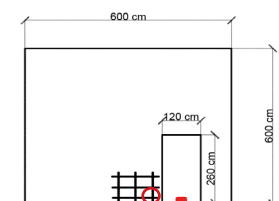
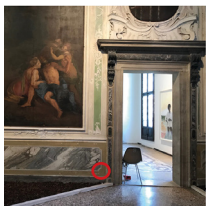


Velocity: 1200 m/s
 Frequency: 755 Hz
 Time range: 3.65-3.687s

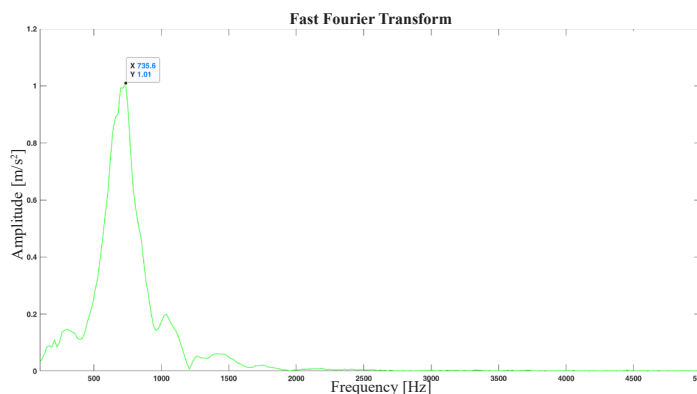
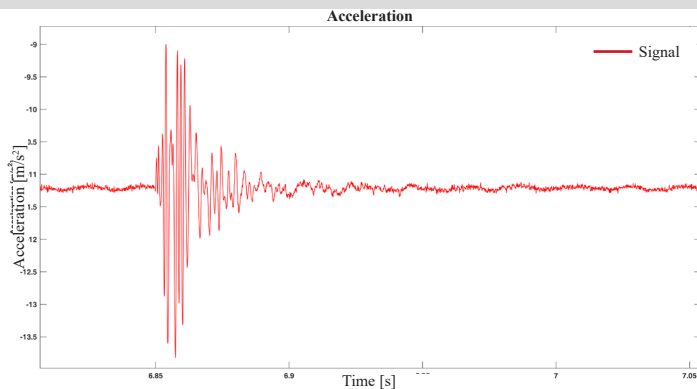


Cà Tron - CT3

A3

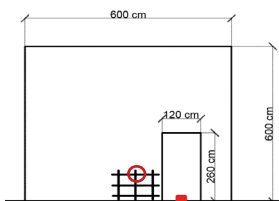
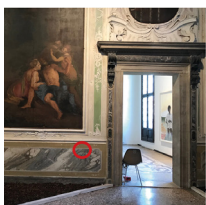


Velocity: 1200 m/s
 Frequency: 735 Hz
 Time range: 5.046-5.099 s

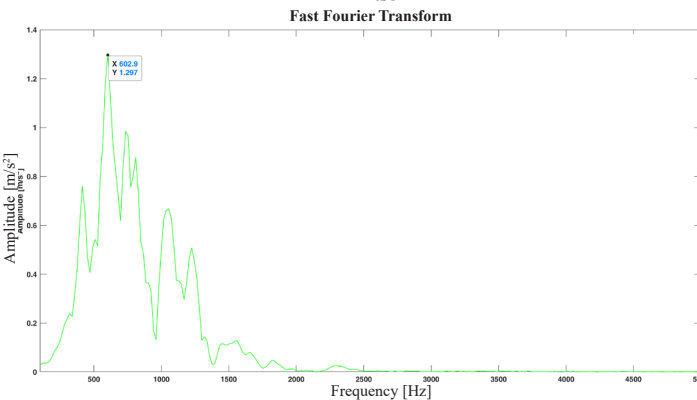
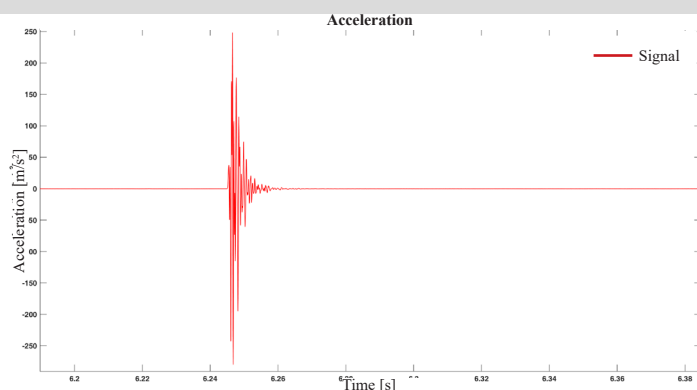


Cà Tron - CT3

B1

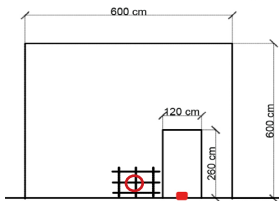


Velocity: 1028 m/s
 Frequency: 602 Hz
 Time range: 6.278-6.331s

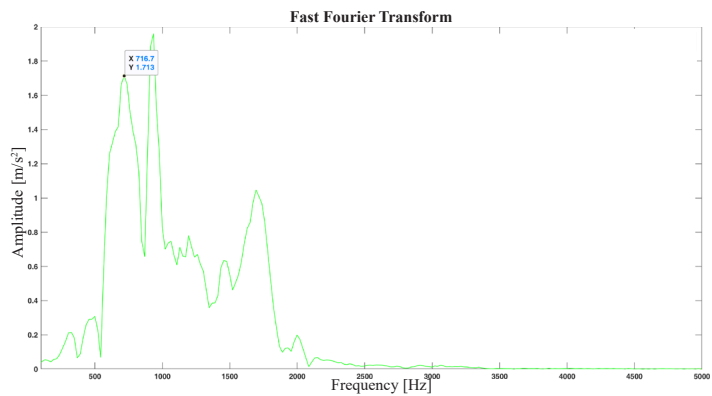
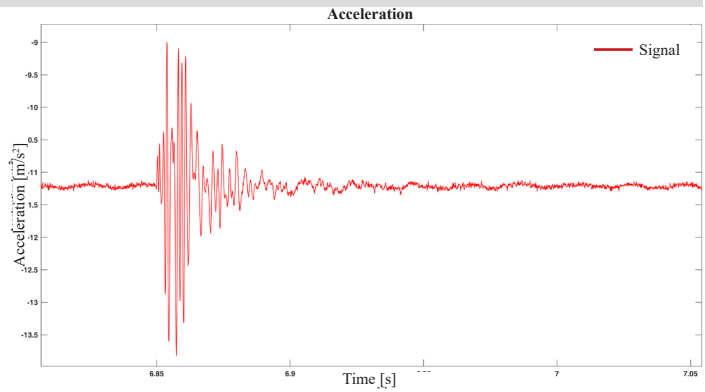


Cà Tron - CT3

B2

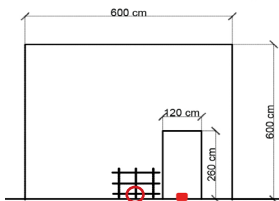


Velocity: 720 m/s
 Frequency: 716-933 Hz
 Time range: 5.876-5.922 s

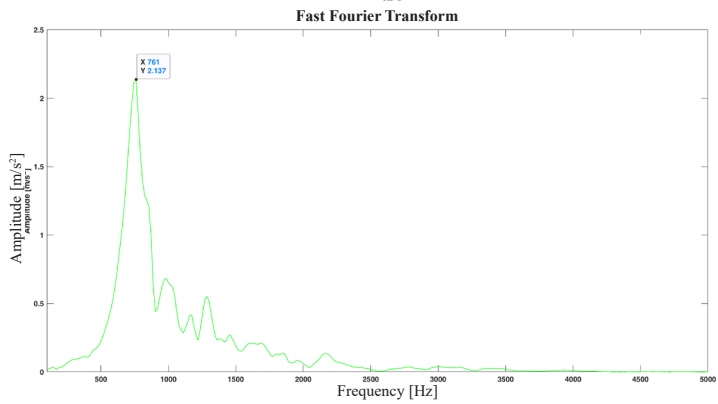
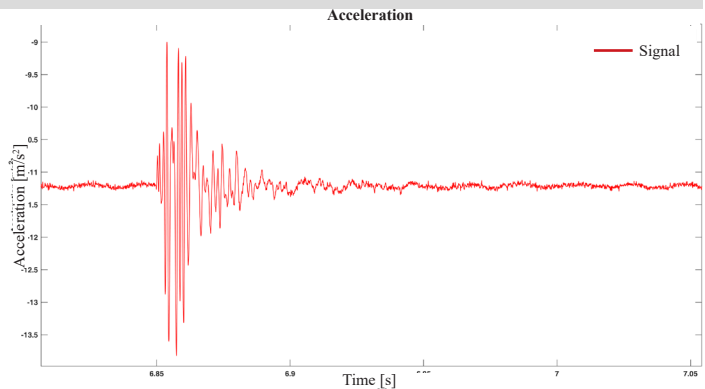


Cà Tron - CT3

B3

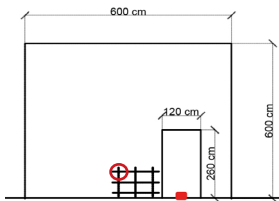
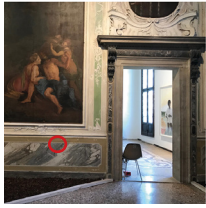


Velocity: 900 m/s
 Frequency: 716 Hz
 Time range: 4.955-5.018 s

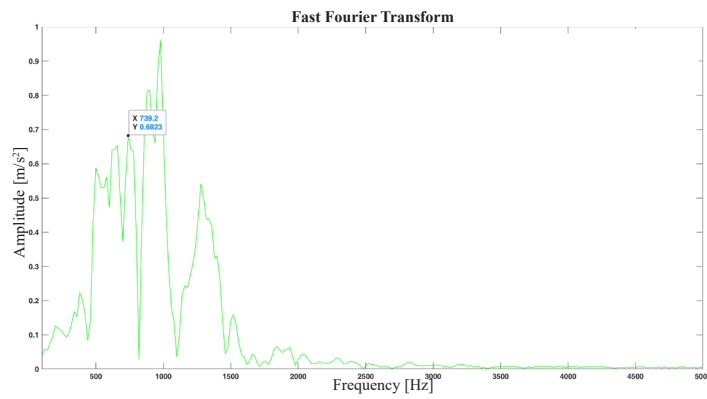
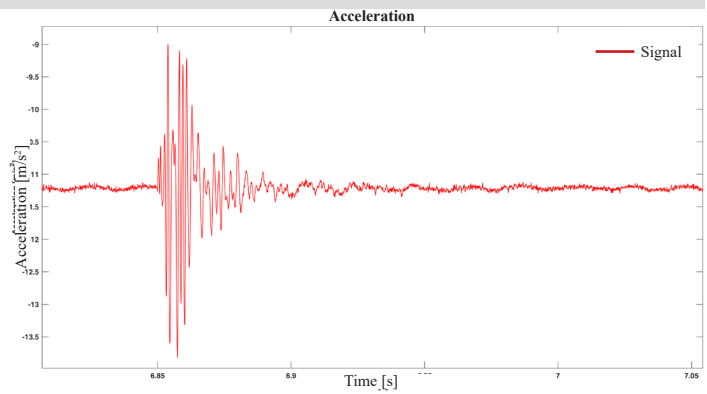


Cà Tron - CT3

C1

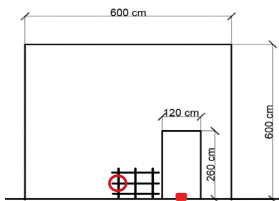


Velocity: 720 m/s
 Frequency: 739 Hz
 Time range: 5.29-5.34 s

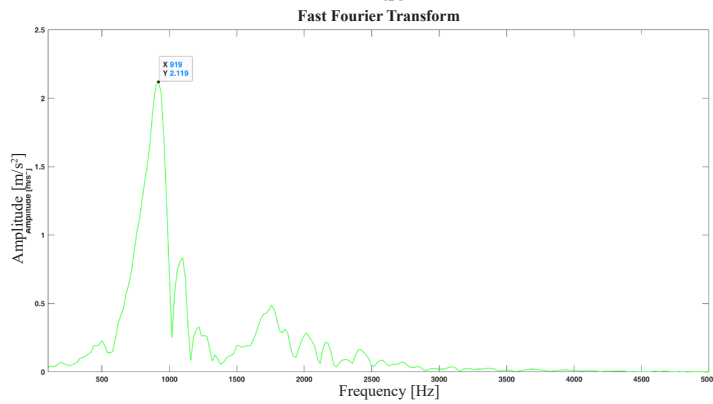
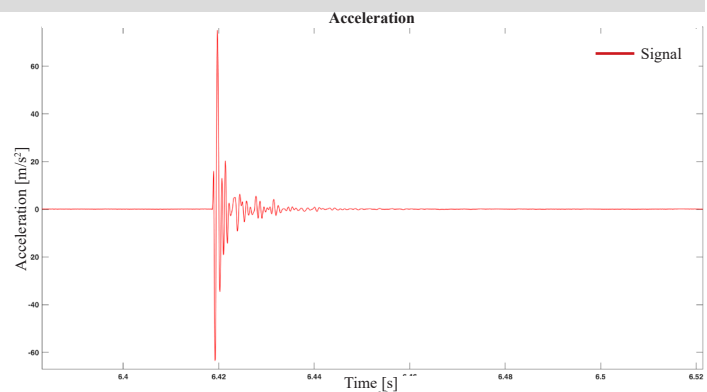


Cà Tron - CT3

C2

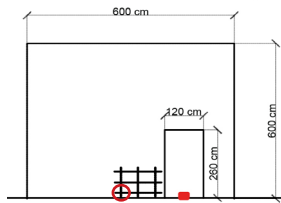


Velocity: 900 m/s
 Frequency: 919 Hz
 Time range: 4.797-4.847s

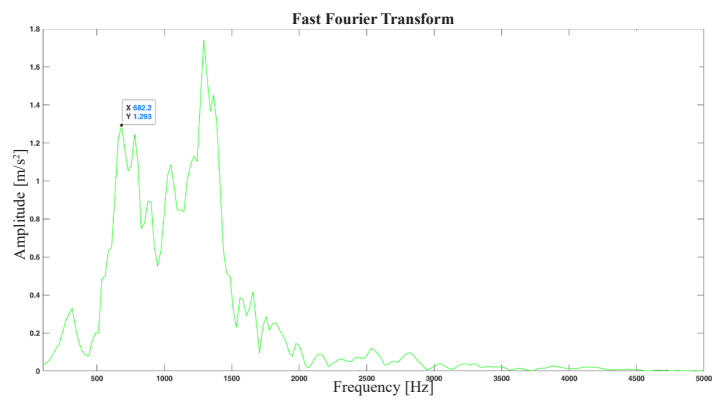
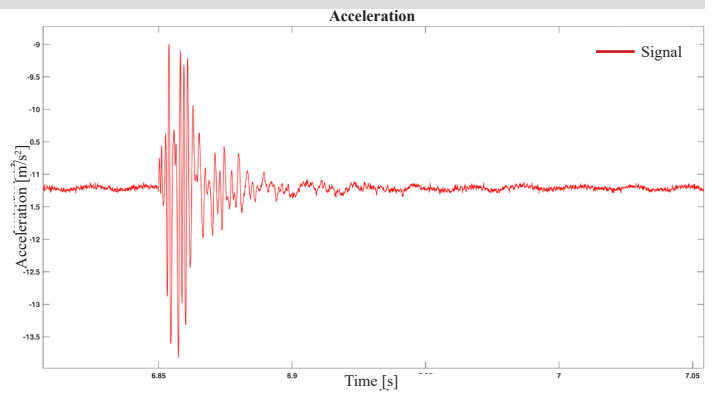


Cà Tron - CT3

C3



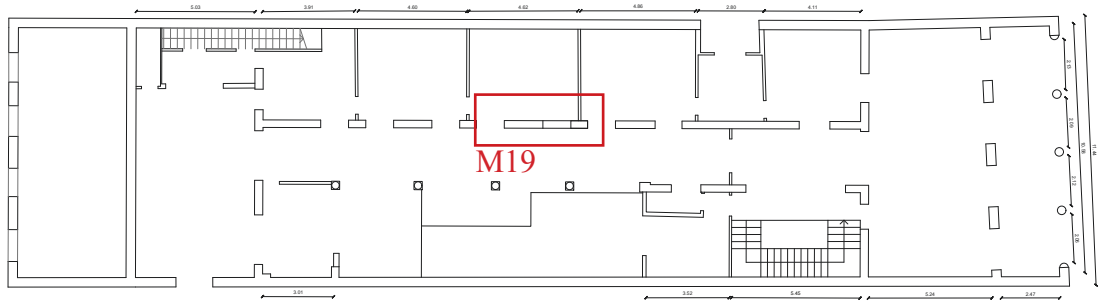
Velocity: 900 m/s
 Frequency: 682 Hz
 Time range: 6.121-6.162s



ALLEGATO 8. Malecon 19 - M19



Malecon 19 - M19

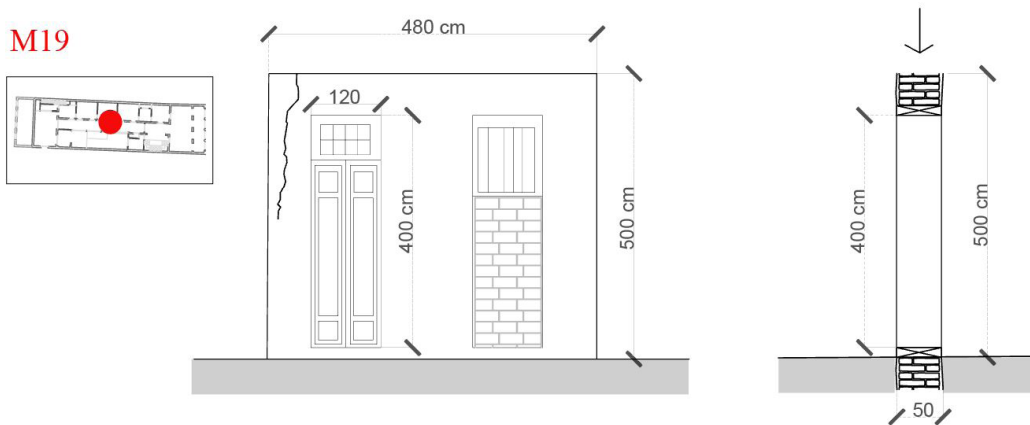


Pianta Malecon 19, piano primo



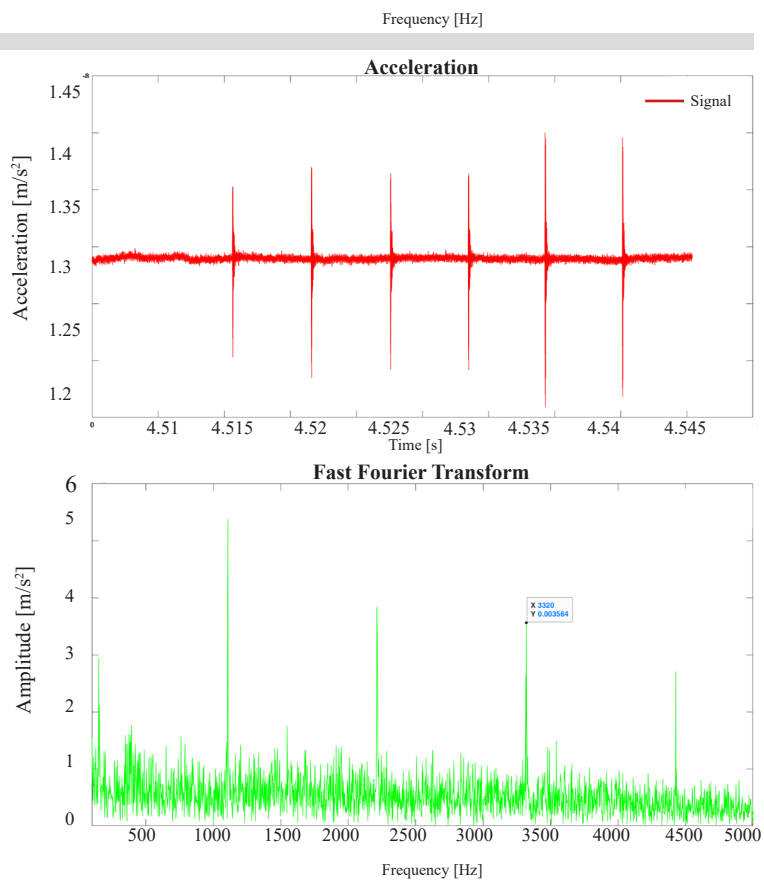
Pannello M19

Malecon 19 - M19



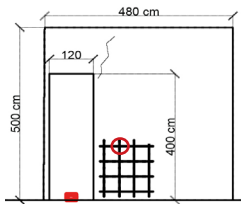
Malecon 19 - M19

Rumore di fondo dei segnali

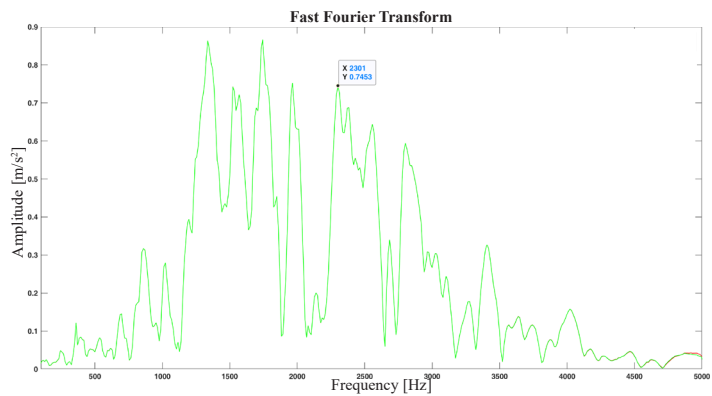
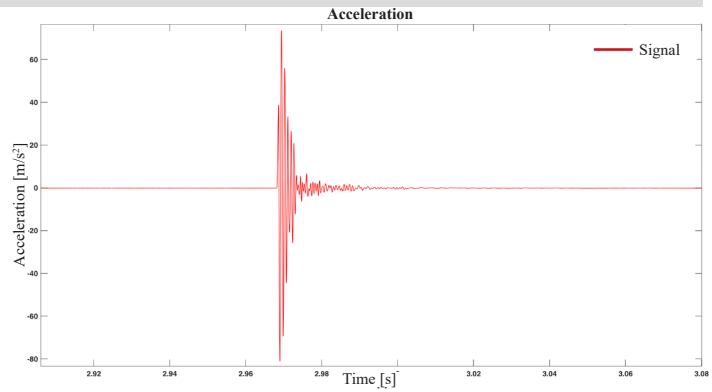


Malecon 19 - M19

A1

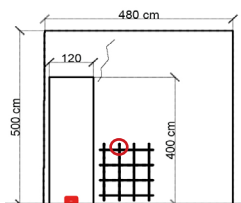


Velocity: 889 m/s
 Frequency: 1195 Hz
 Time range: 11.35-11.42s

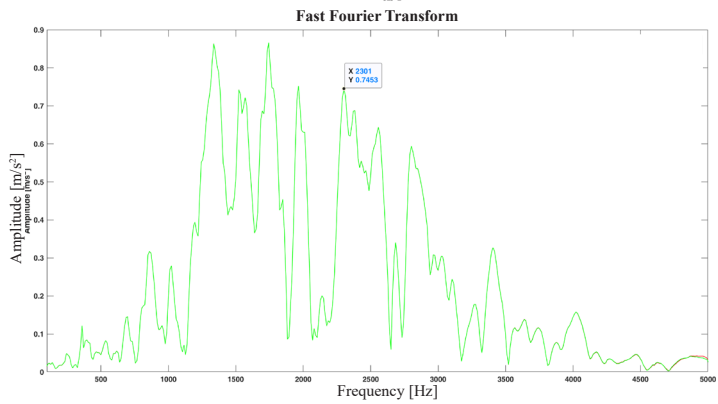
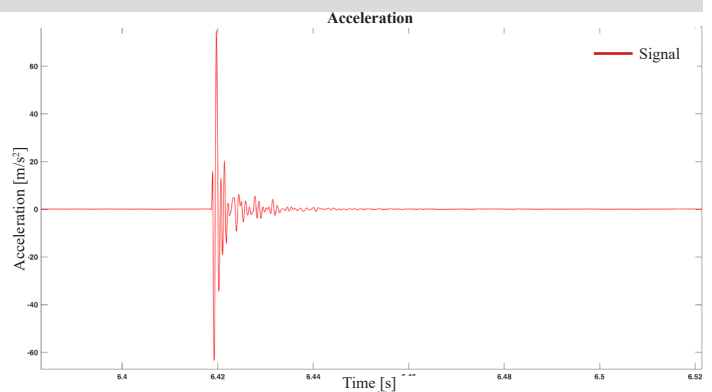


Malecon 19 - M19

A2

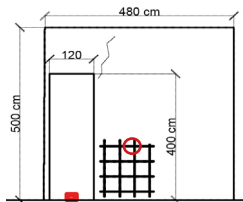


Velocity: 727 m/s
 Frequency: 656-1104-1238 Hz
 Time range: 3.91-3.97 s

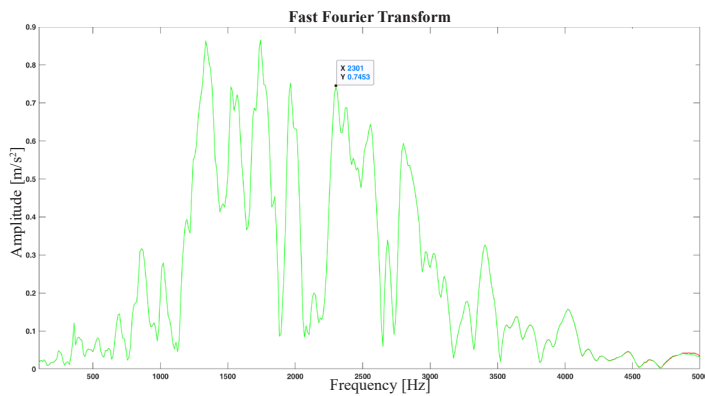
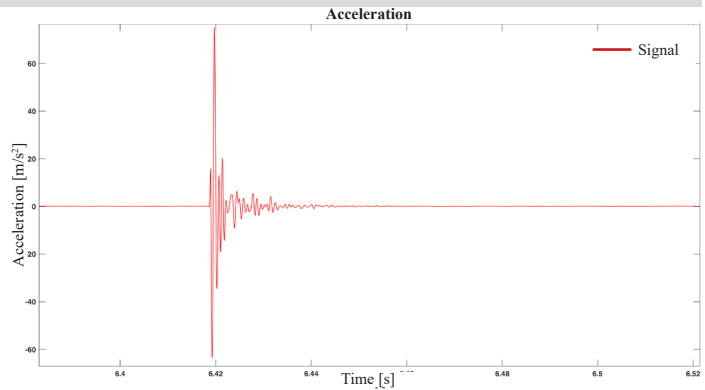


Malecon 19 - M19

A3

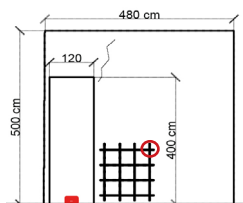


Velocity: 727 m/s
 Frequency: 754-866-1404 Hz
 Time range: 6.035-6.086 s

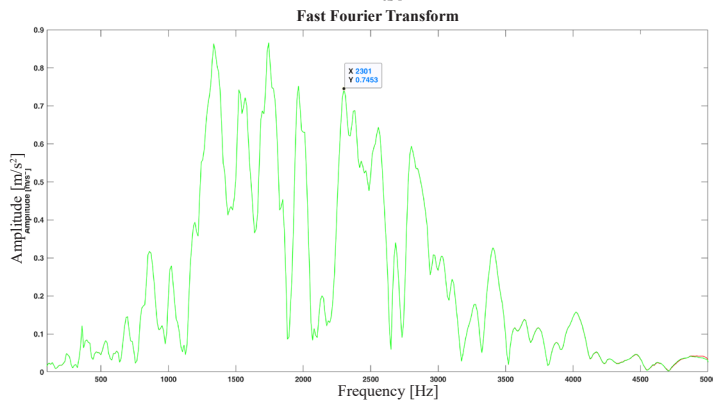
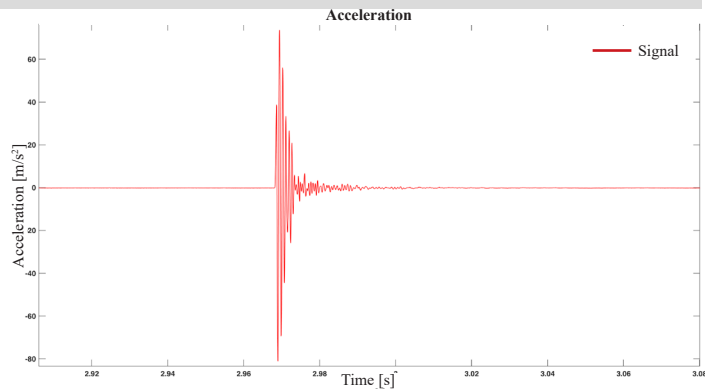


Malecon 19 - M19

A4

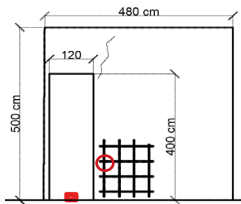


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 808 Hz
 Time range: 3.195-3.26 s

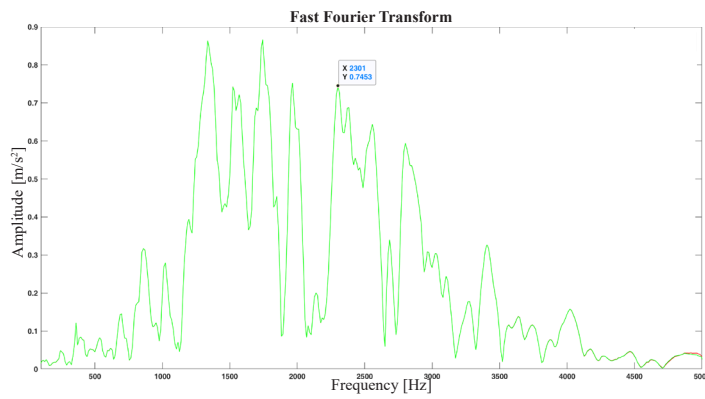
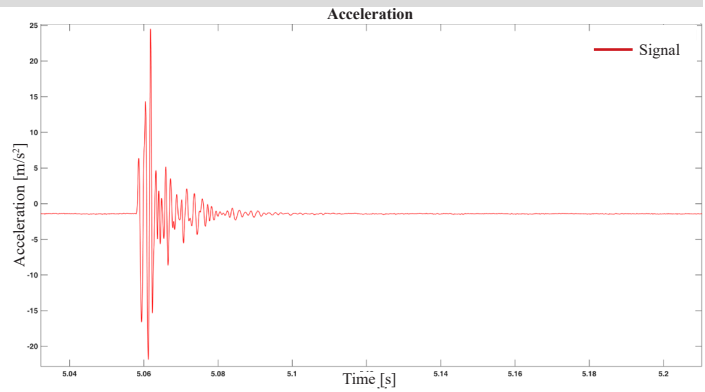


Malecon 19 - M19

B1

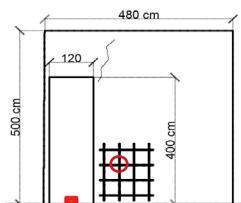


Velocity: 500 m/s
 Frequency: 654-797-1023 Hz
 Time range: 3.189-3.26s

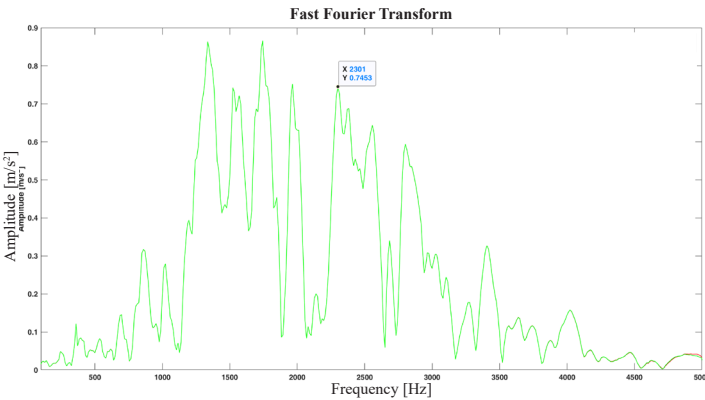
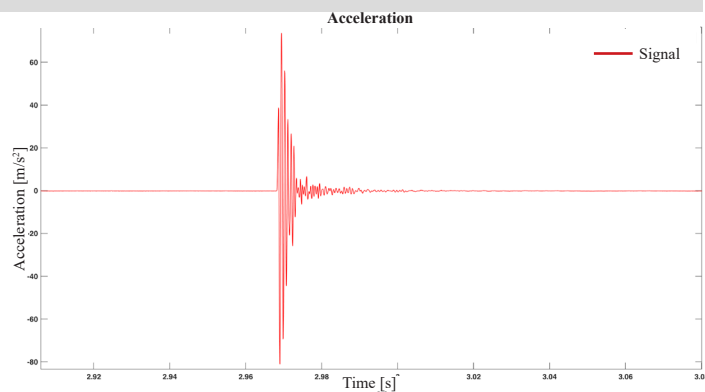


Malecon 19 - M19

B2

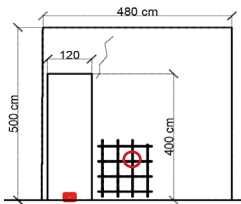


Velocity: 667 m/s
 Frequency: 731-838-1392 Hz
 Time range: 3.68-3.75s

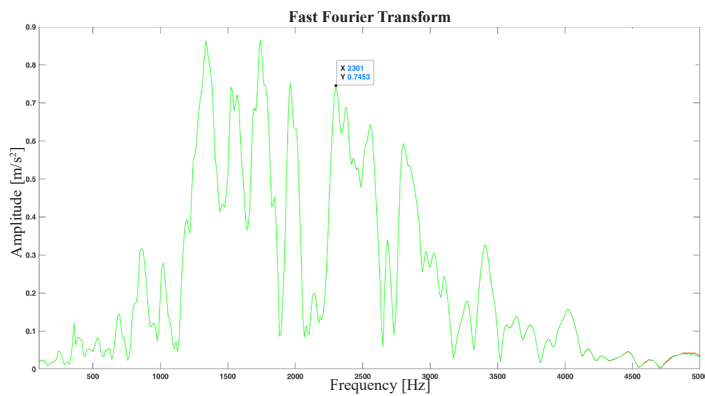
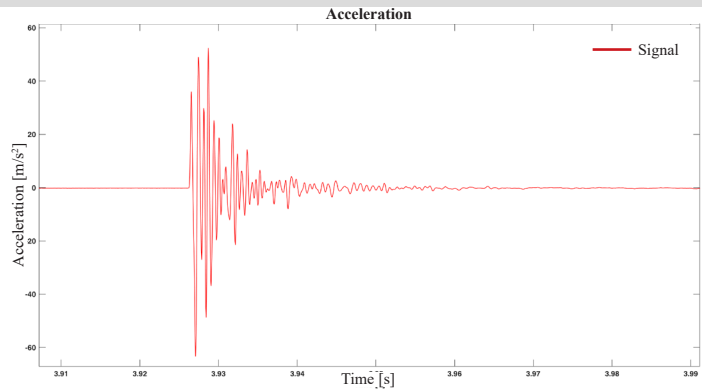


Malecon 19 - M19

B3

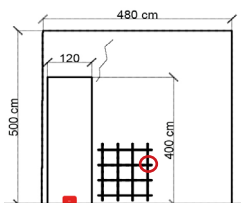


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 976-1430-1627 Hz
 Time range: 3.925-3.965 s

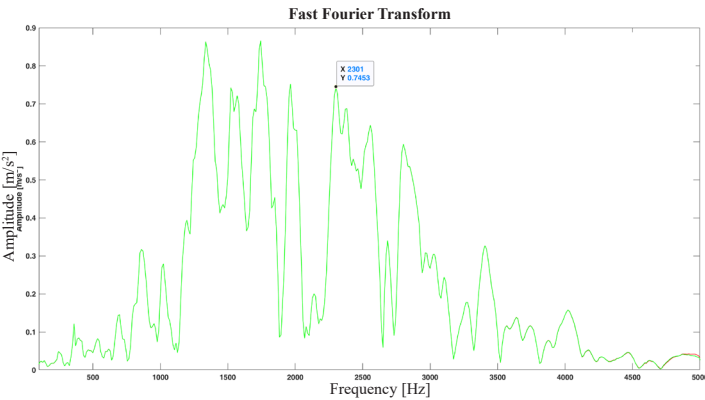
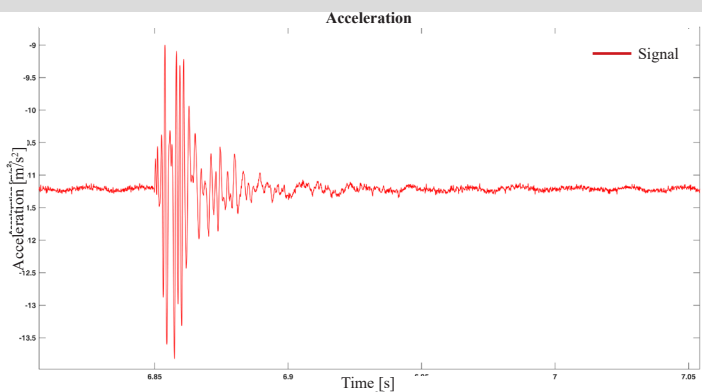


Malecon 19 - M19

B4

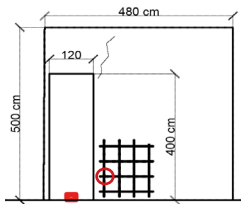


Velocity: 500 m/s
 Frequency: 368-778-1220 Hz
 Time range: 3.855-3.953s

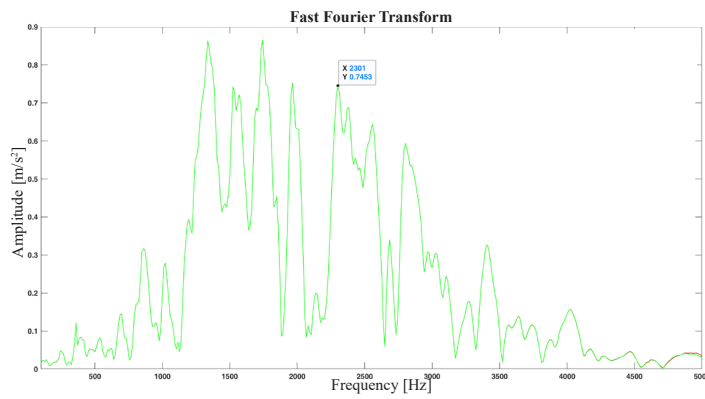
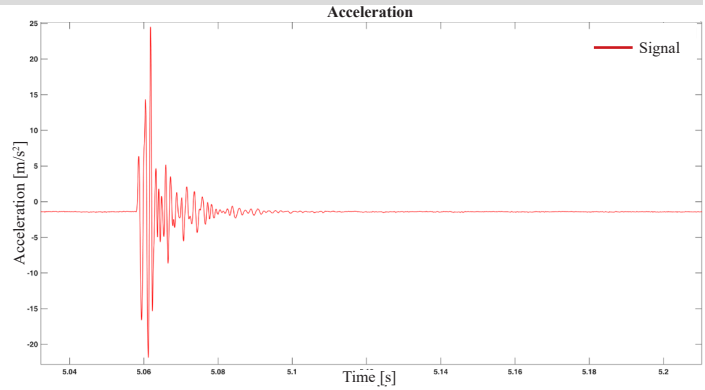


Malecon 19 - M19

C1

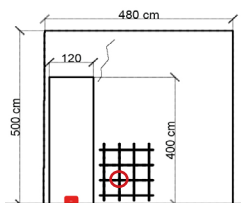


Velocity: 727 m/s
 Frequency: 885-1339 Hz
 Time range: 2.025-2.065 s

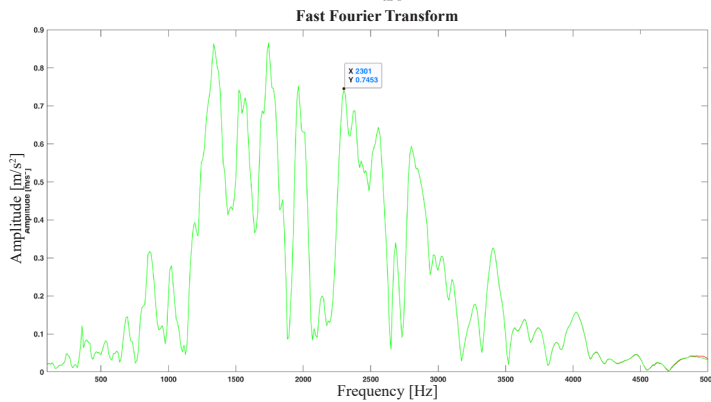
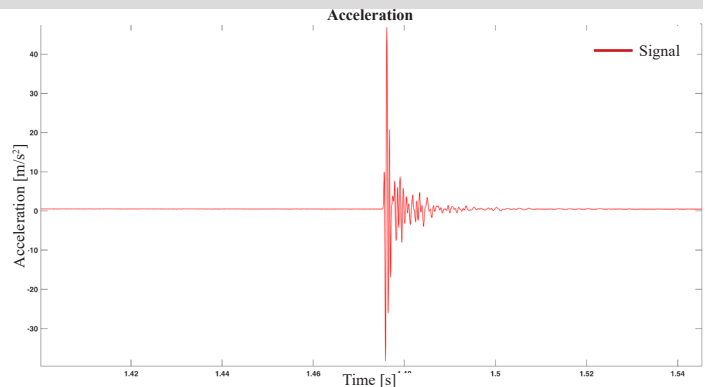


Malecon 19 - M19

C2

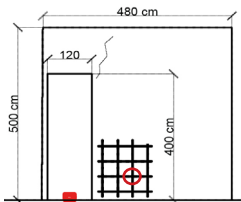


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 460-572-954 Hz
 Time range: 1.875-1.95 s

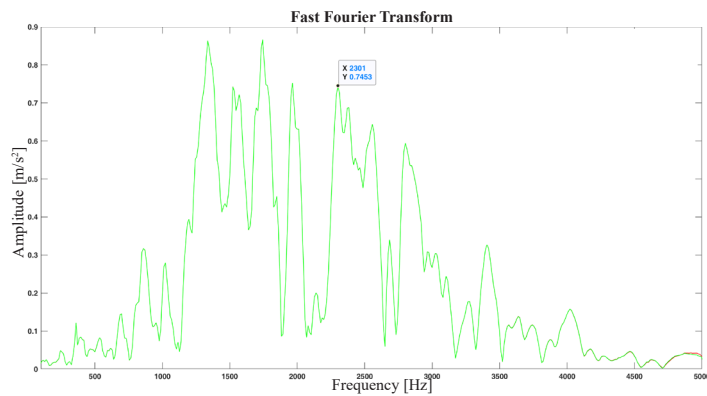
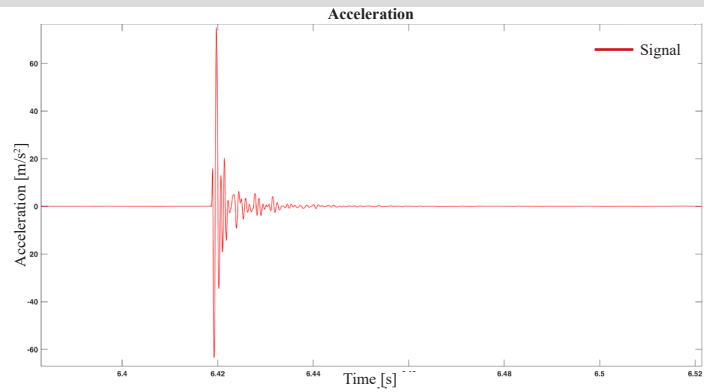


Malecon 19 - M19

C3

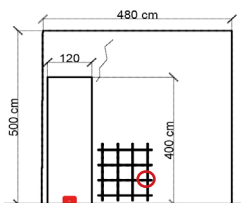


Velocity: 727 m/s
 Frequency: 1535 Hz
 Time range: 3.825-3.855 s

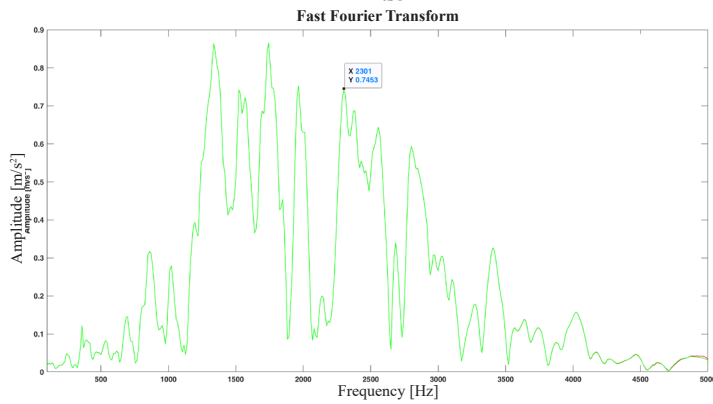
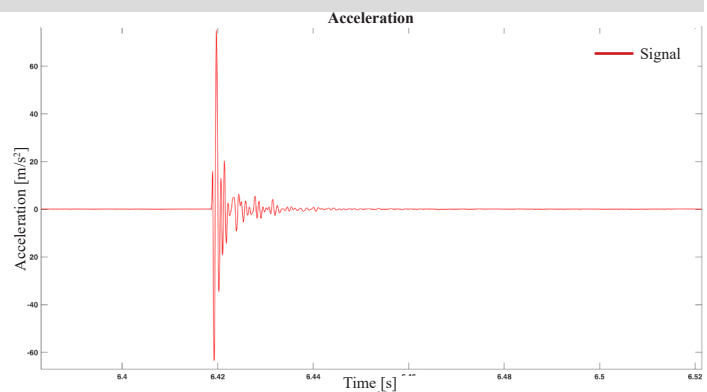


Malecon 19 - M19

C4

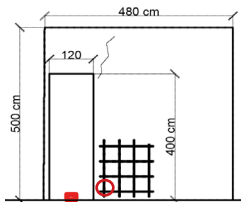


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 1239 Hz
 Time range: 3.129-3.179s

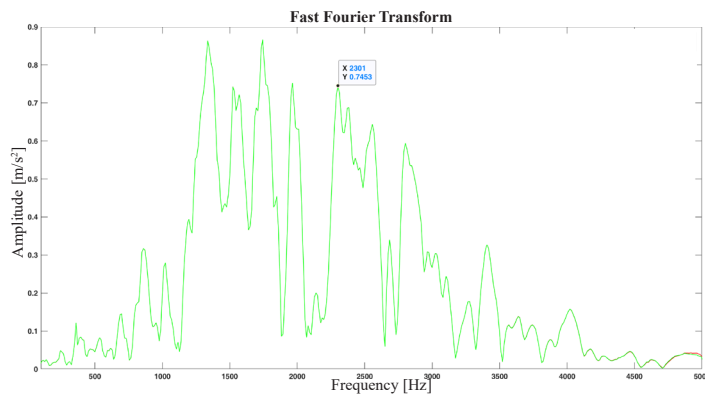
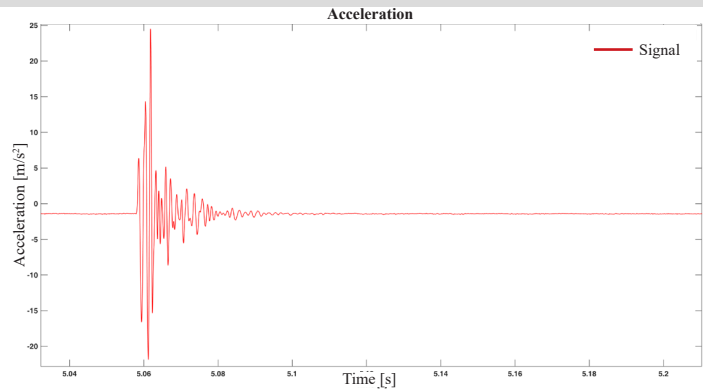


Malecon 19 - M19

D1

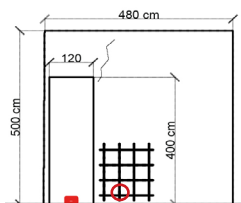


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 1060-1203-1631 Hz
 Time range: 1.999-2.048s

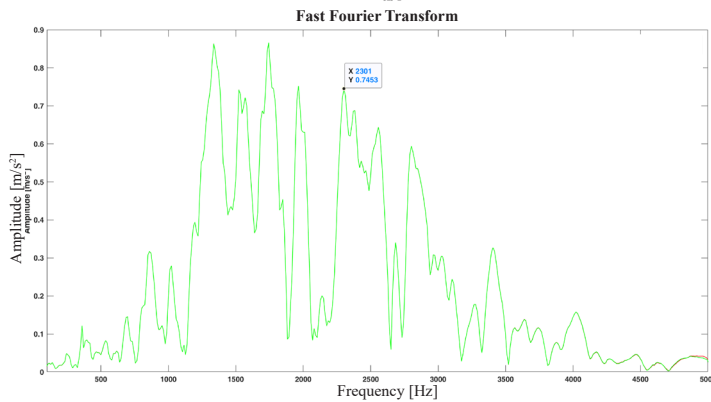
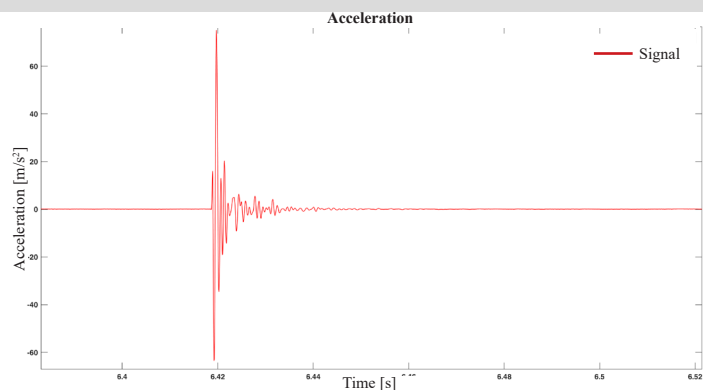


Malecon 19 - M19

D2

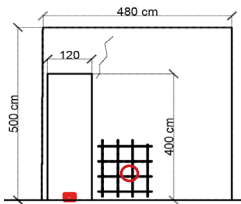


Velocity: 667 m/s
 Frequency: 1072 Hz
 Time range: 4.574-4.629s

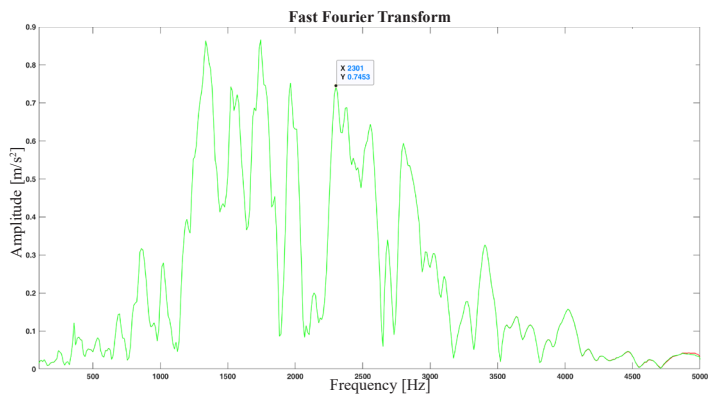
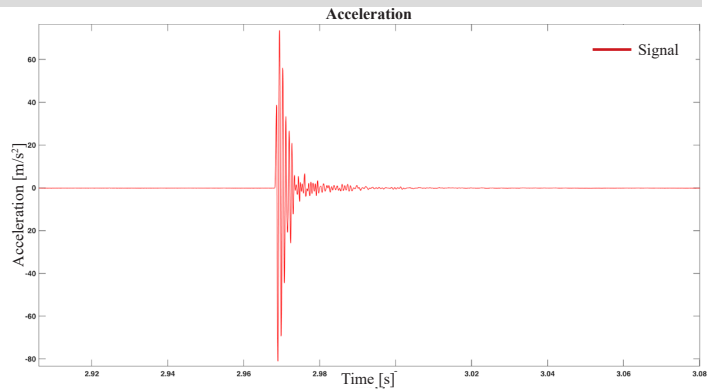


Malecon 19 - M19

D3

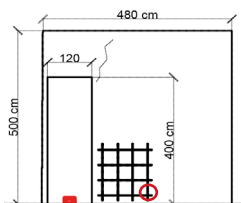


Velocity: 100 m/s
 Frequency: 660-998-1253 Hz
 Time range: 3.557-3.616s

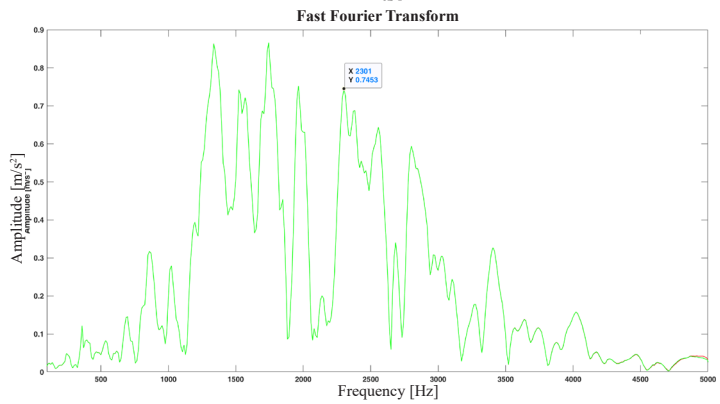
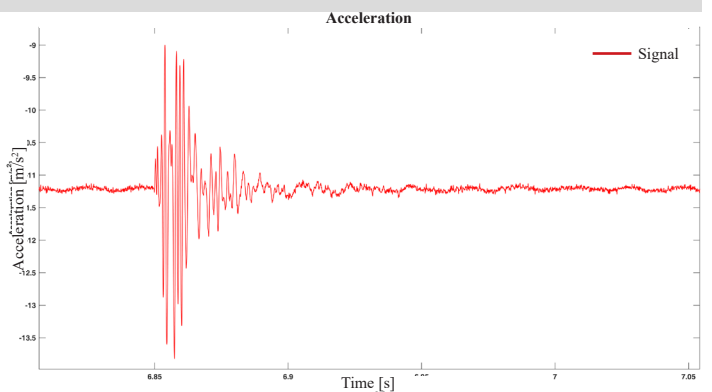


Malecon 19 - M19

D4

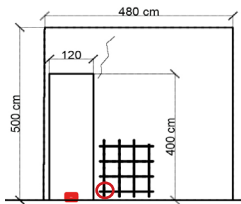


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 999 Hz
 Time range: 6.493-6.571s

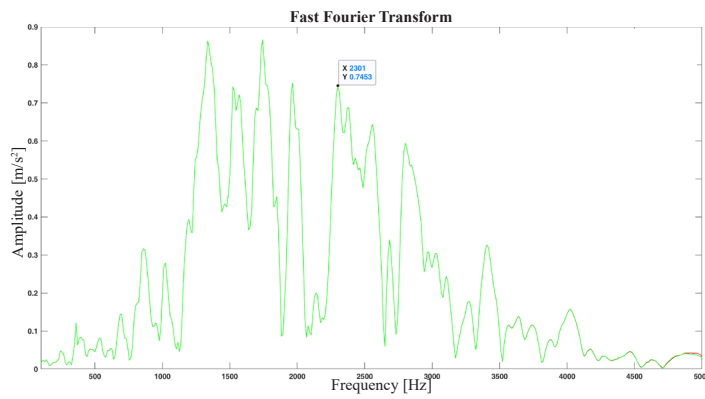
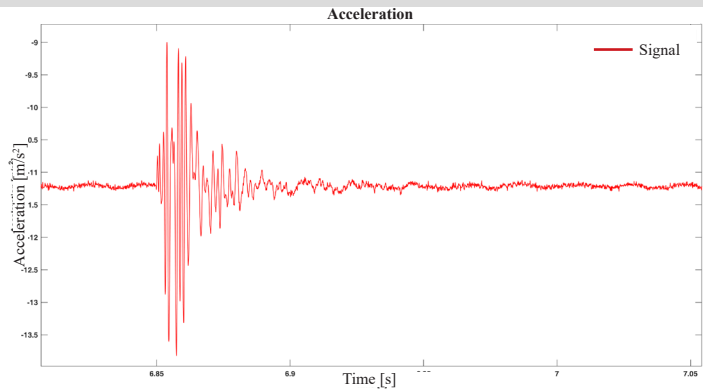


Malecon 19 - M19

E1

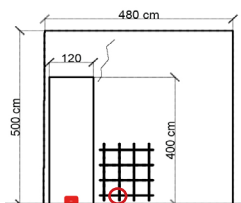


Velocity: 500 m/s
 Frequency: 930 Hz
 Time range: 5.488-5.56s

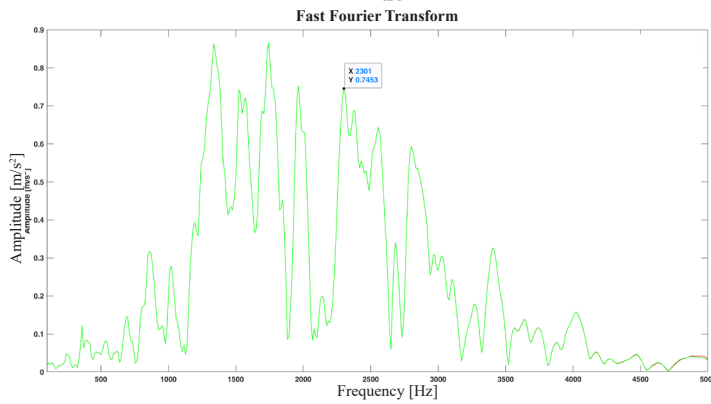
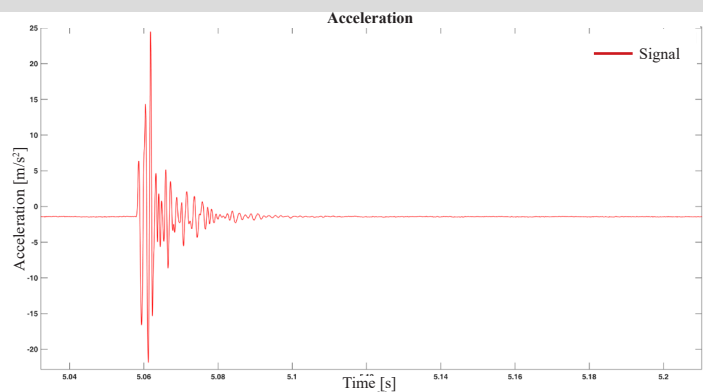


Malecon 19 - M19

E2

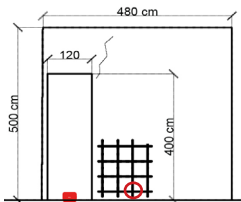


Velocity: 471 m/s
 Frequency: 781-1115 Hz
 Time range: 2.705-2.774s

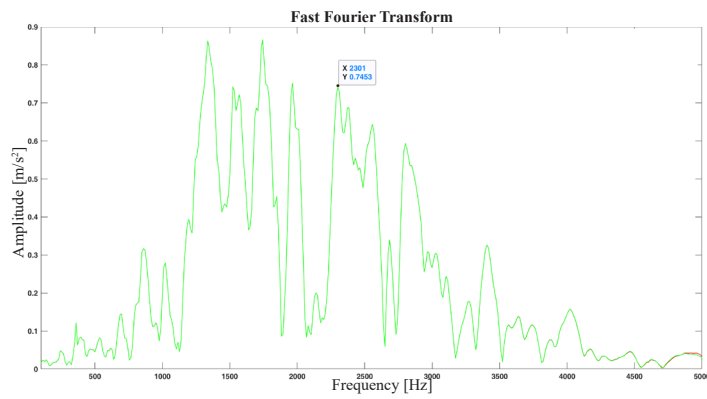
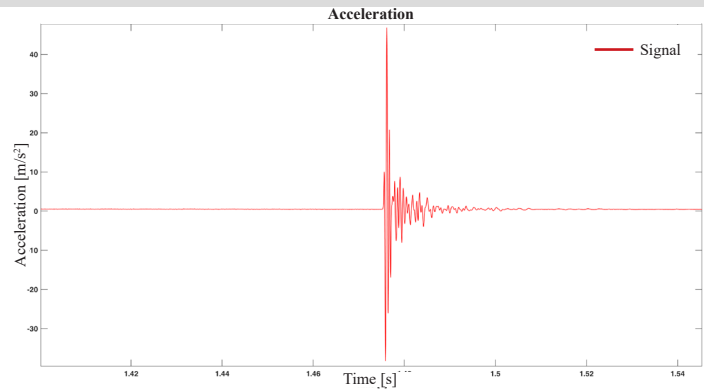


Malecon 19 - M19

E3

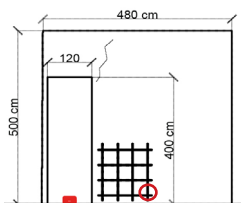


Velocity: 667 m/s
 Frequency: 1060 Hz
 Time range: 1.649-1.698s

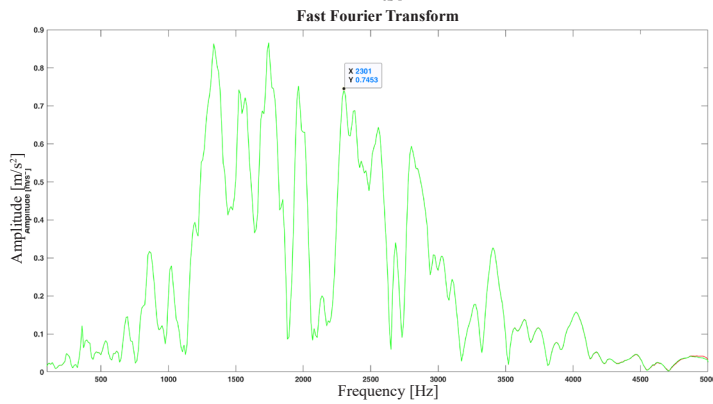
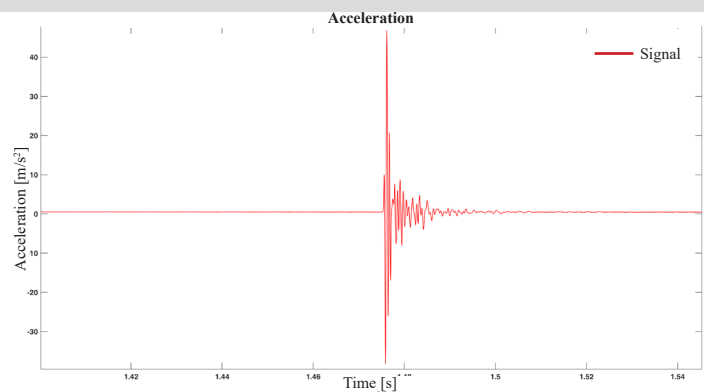


Malecon 19 - M19

E4



Velocity: 1143 m/s
 Frequency: 1462-1674 Hz
 Time range: 1.501-1.544s

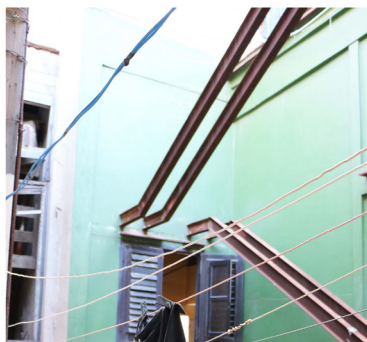


ALLEGATO 9. Malecon 21



Pianta e sezione Malecon 21

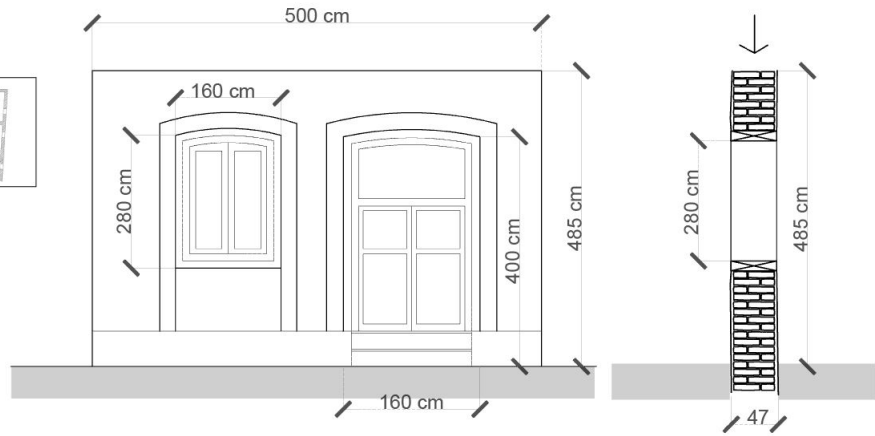
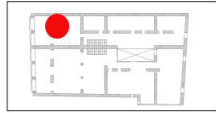
Malecon 21



M21

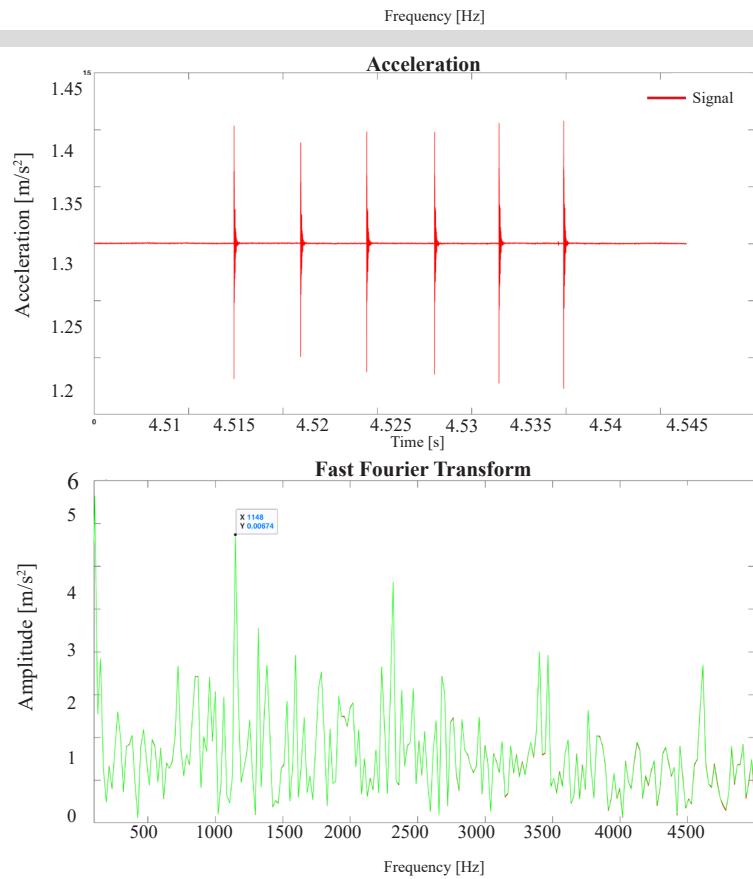
Malecon 21 - M21

M21



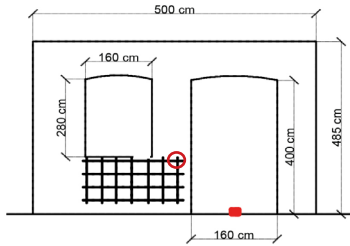
Malecon 21 - M21

Rumore di fondo dei segnali

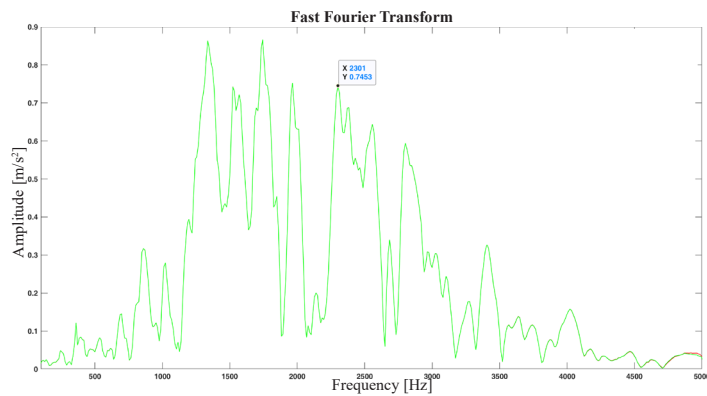
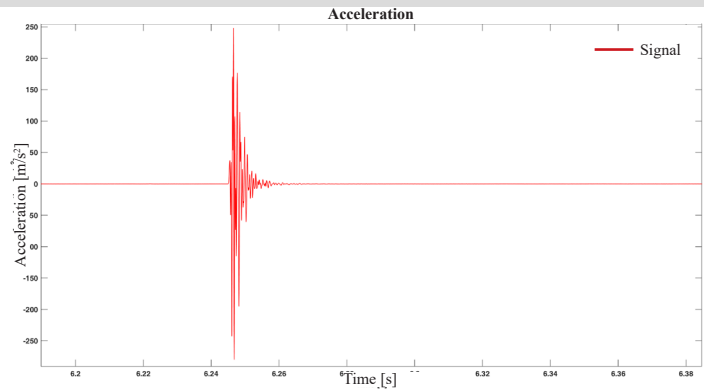


Malecon 21 - M21

A1

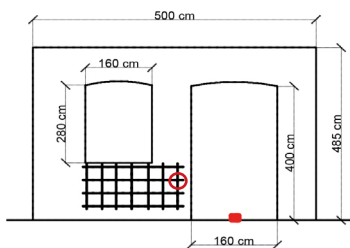


Velocity: 411 m/s
 Frequency: 121-445 Hz
 Time range: 4.977-5.131s

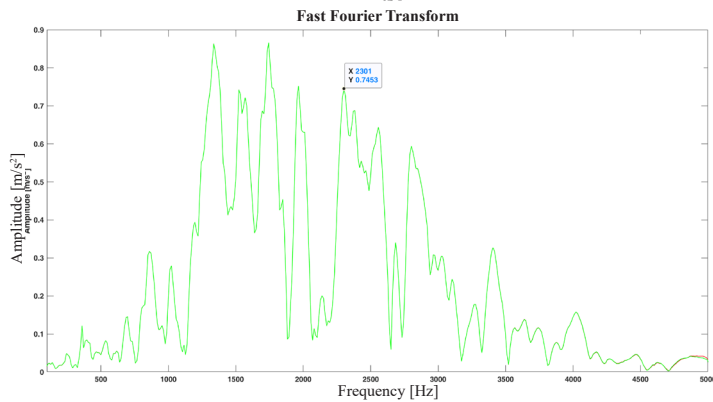
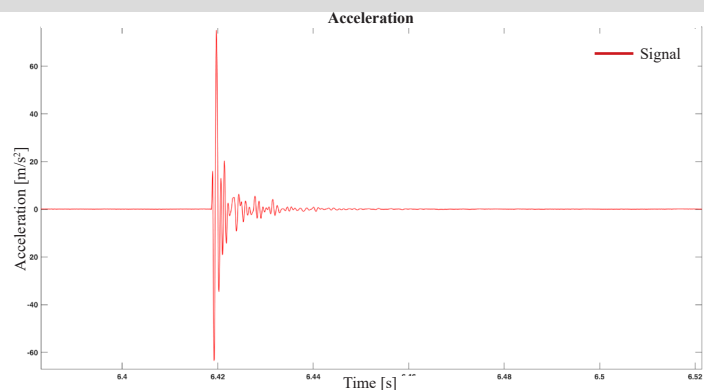


Malecon 21 - M21

A2

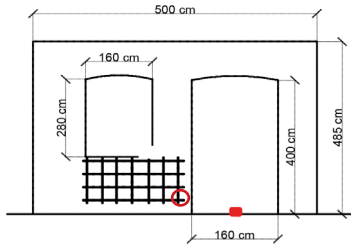


Velocity: 616 m/s
 Frequency: 124-726 Hz
 Time range: 3.747-3.865s

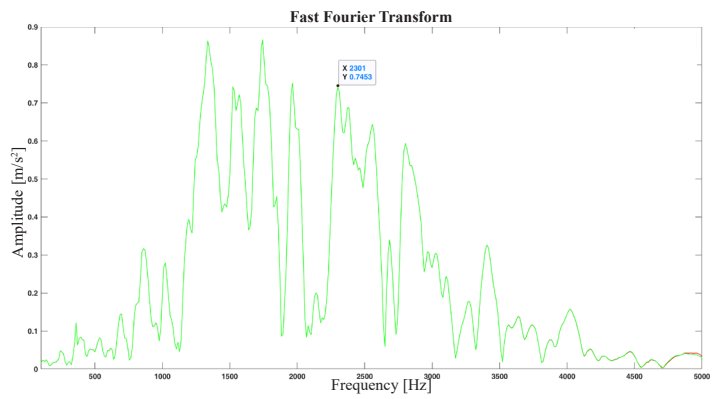
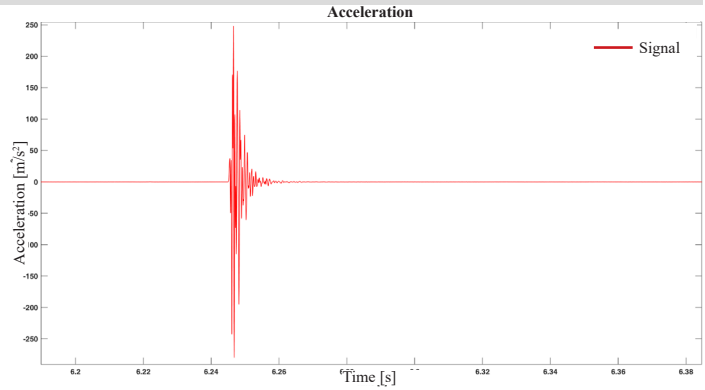


Malecon 21 - M21

A3

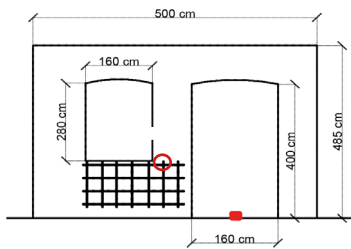


Velocity: 528m/s
 Frequency: 149-324-587 Hz
 Time range: 5.588-5.688s

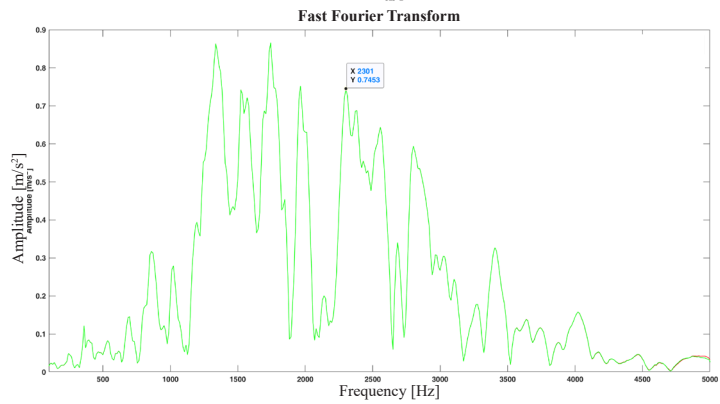
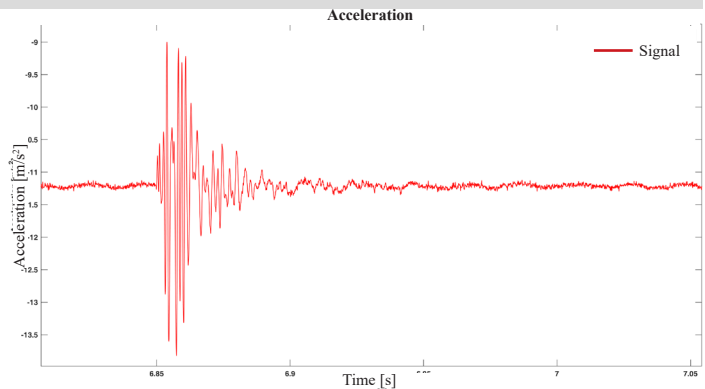


Malecon 21 - M21

B1

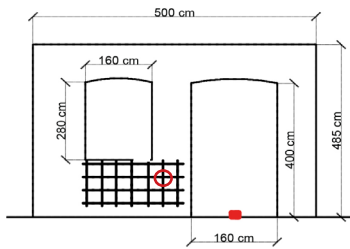


Velocity: 740 m/s
 Frequency: 390-749 Hz
 Time range: 6.7-6.751s

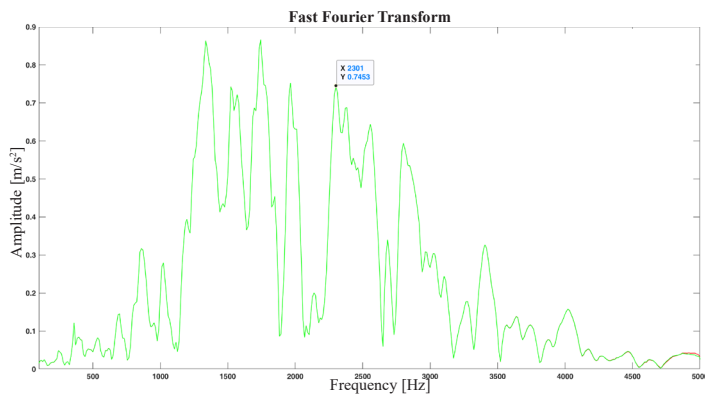
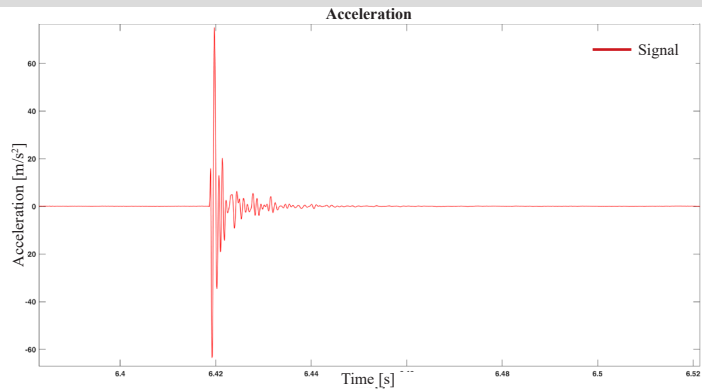


Malecon 21 - M21

B2

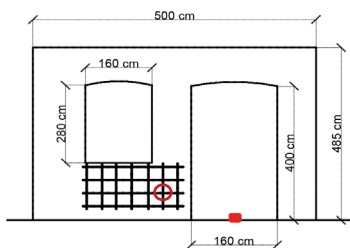


Velocity: 462 m/s
 Frequency: 383-466-716 Hz
 Time range: 5.225-5.273s

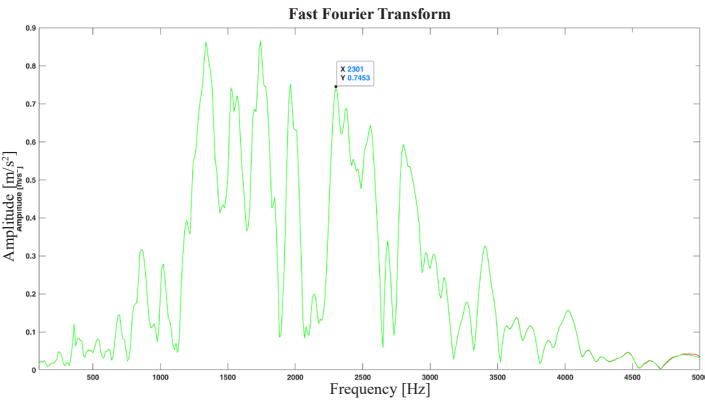
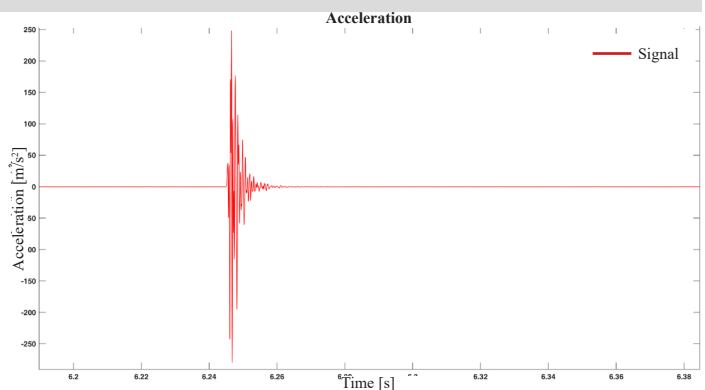


Malecon 21 - M21

B3

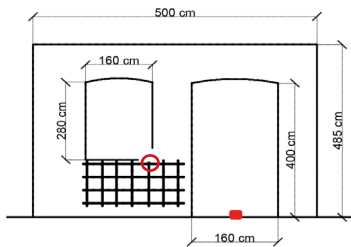


Velocity: 925 m/s
 Frequency: 339-621-772 Hz
 Time range: 4.863-4.92s

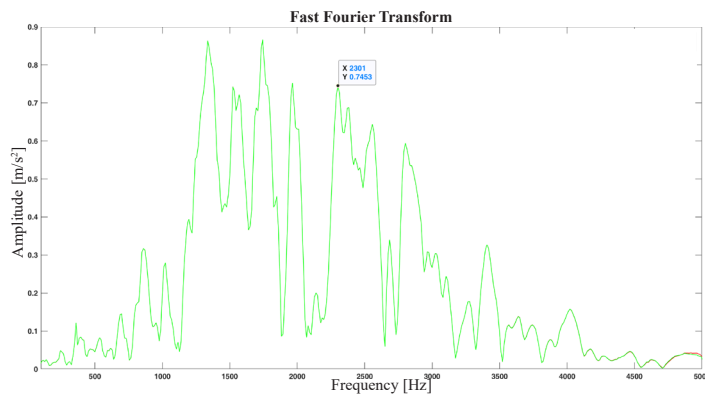
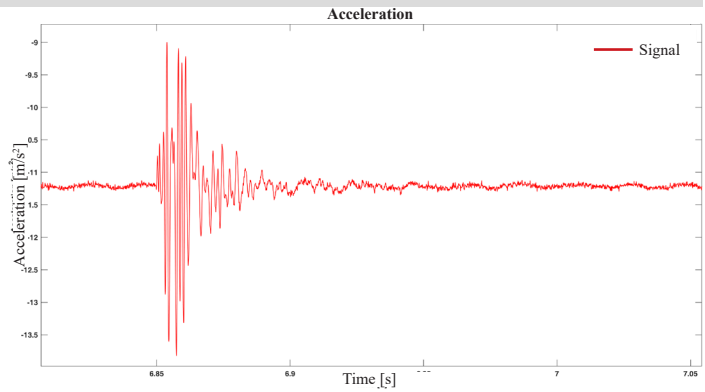


Malecon 21 - M21

A1

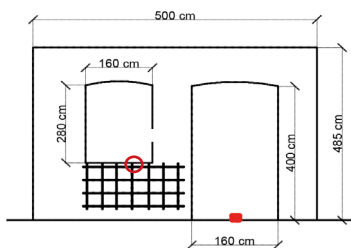


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 318-785-1201 Hz
 Time range: 4.977-5.131s

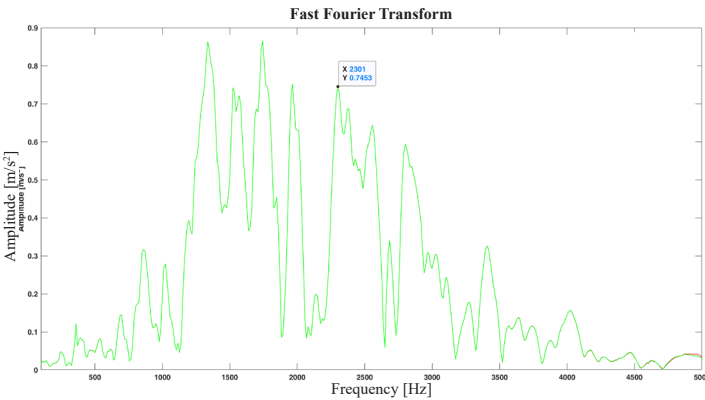
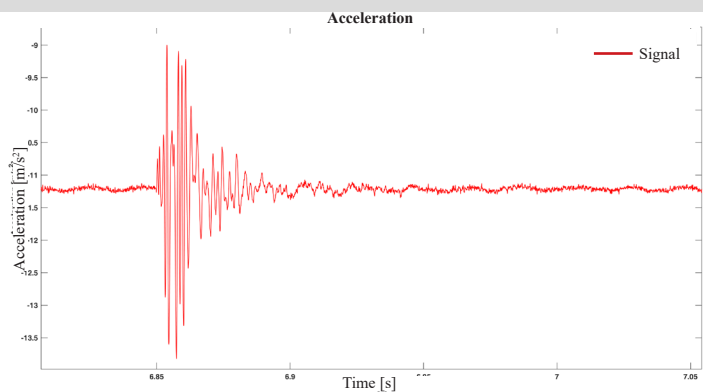


Malecon 21 - M21

A2

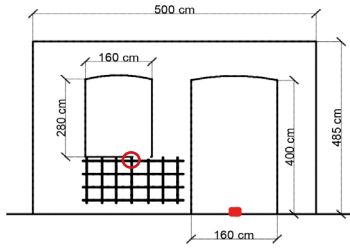


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 474-999-1144-1279 Hz
 Time range: 3.747-3.865s

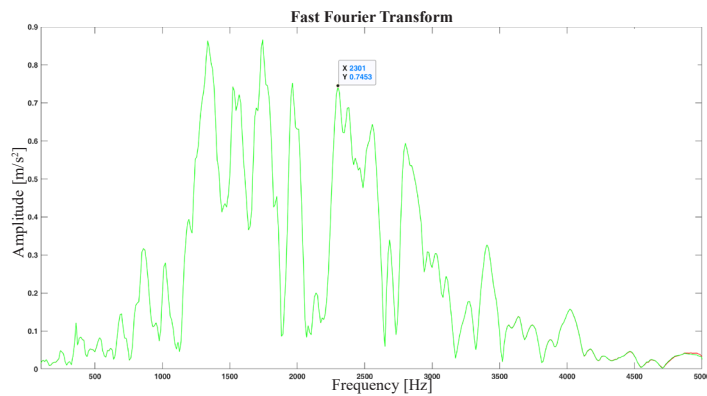
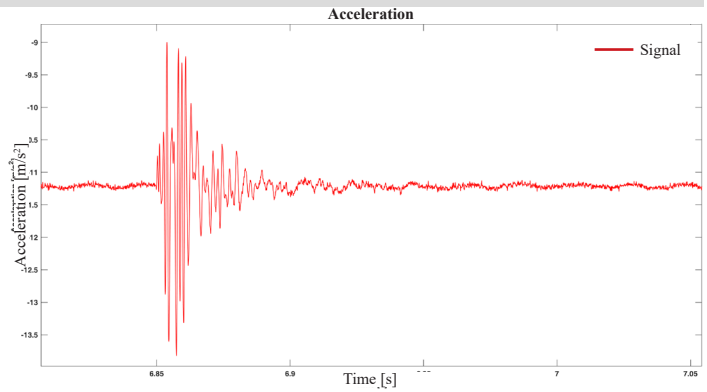


Malecon 21 - M21

A3

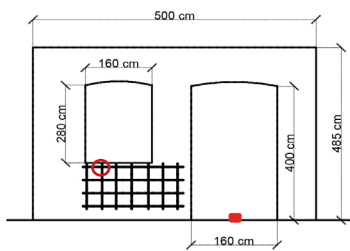


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 689-1019-1749 Hz
 Time range: 5.588-5.688s

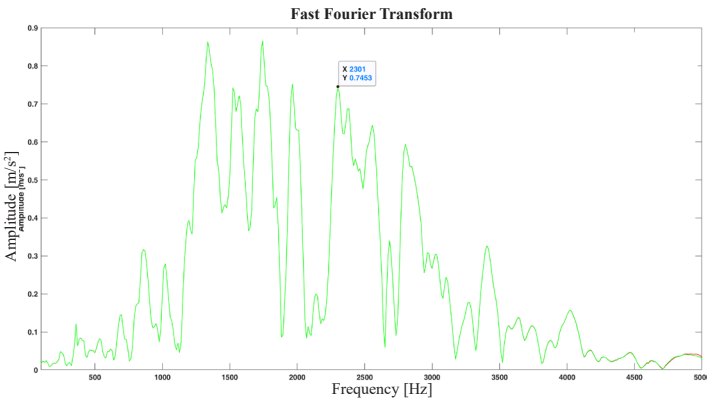
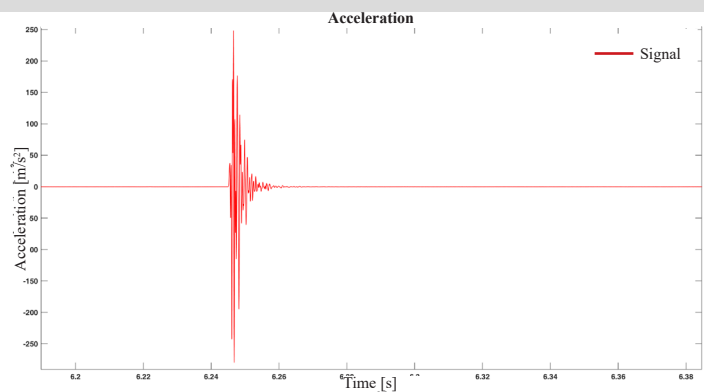


Malecon 21 - M21

A4

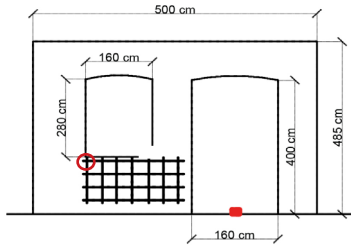


Velocity: 2000 m/s
 Frequency: 587-704-939 Hz
 Time range: 6.7-6.751s

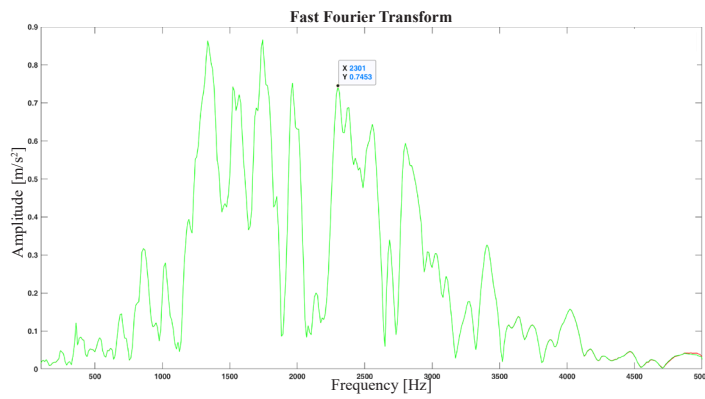
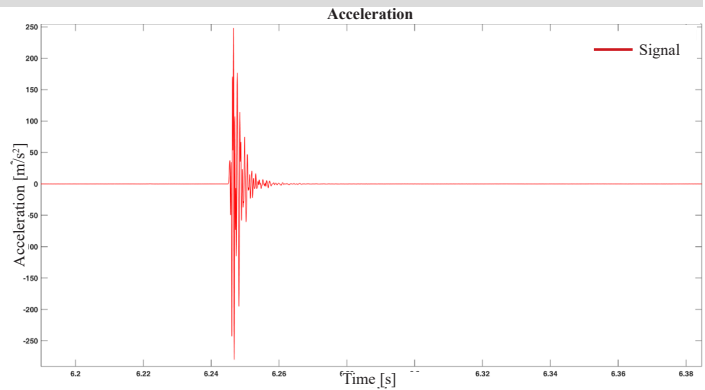


Malecon 21 - M21

A5

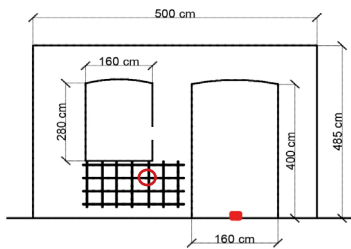


Velocity: 2000 m/s
 Frequency: 2657 Hz
 Time range: 5.446-5.46 s

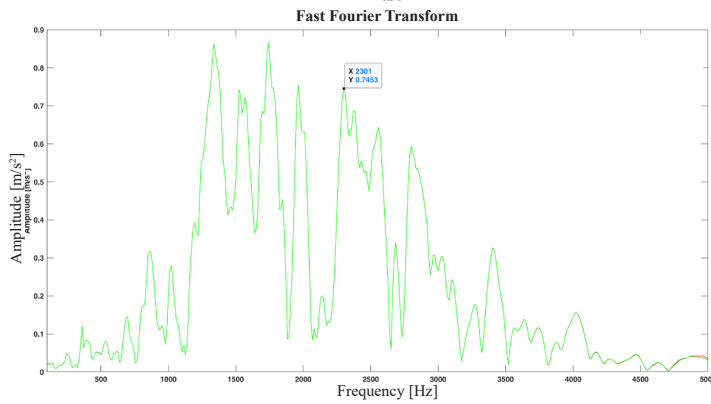
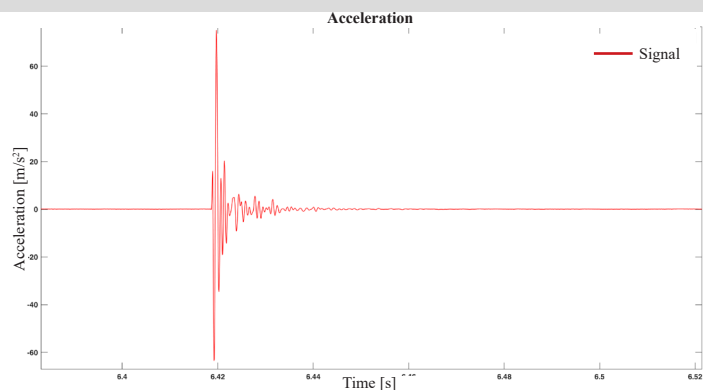


Malecon 21 - M21

B1

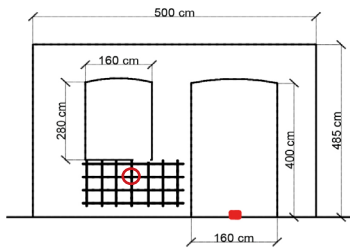


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 1745-2345 Hz
 Time range: 4.448-4.46 s

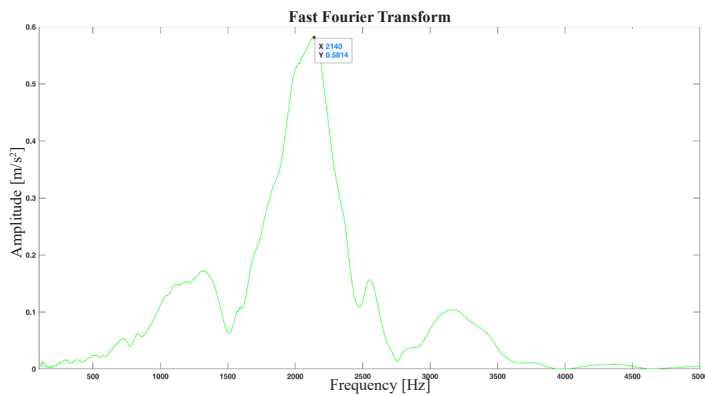
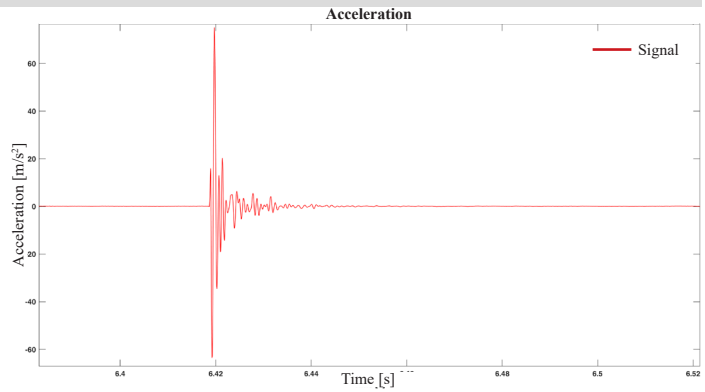


Malecon 21 - M21

B2

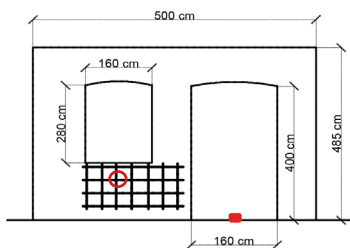


Velocity: 2000m/s
 Frequency: 2140 Hz
 Time range: 4.5-5.5 s

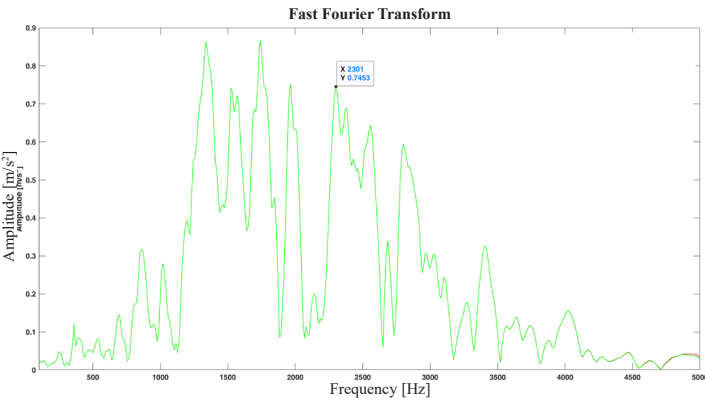
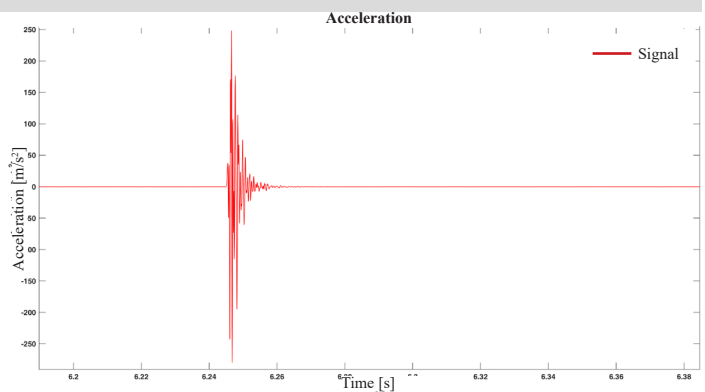


Malecon 21 - M21

B3

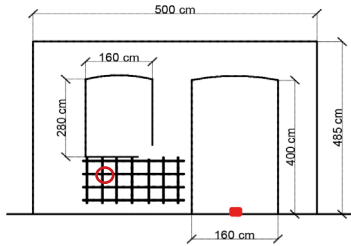


Velocity: 2000 m/s
 Frequency: 826-1226-1816 Hz
 Time range: 5.472-5.494 s

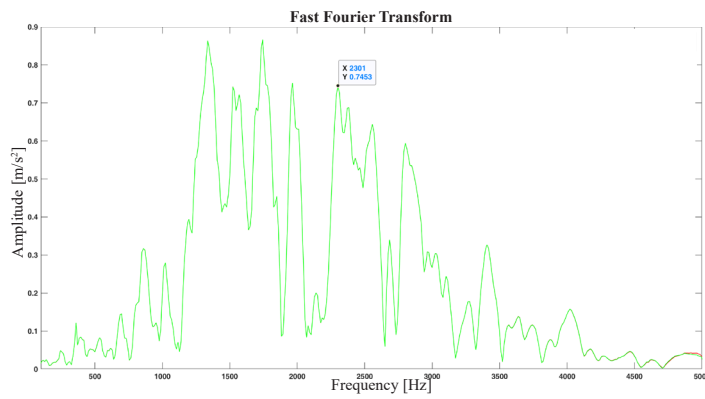
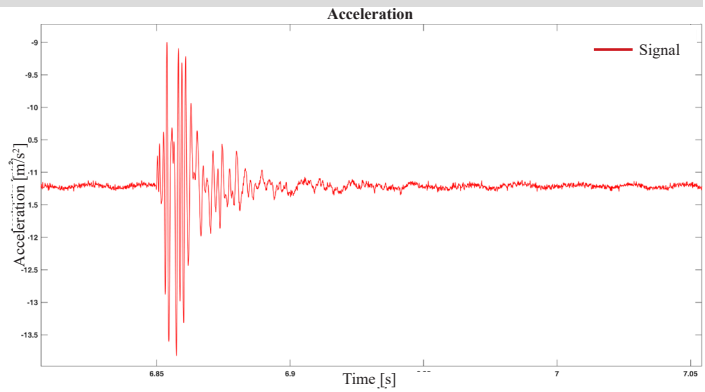


Malecon 21 - M21

B4

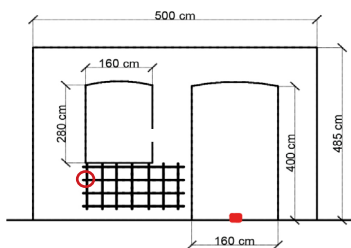


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 1823 Hz
 Time range: 4.55-4.572 s

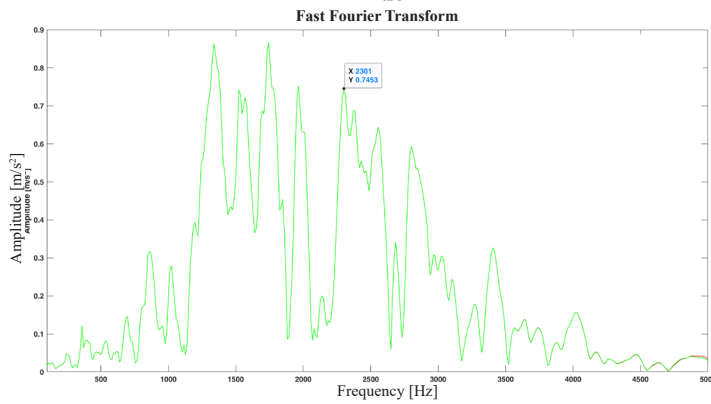
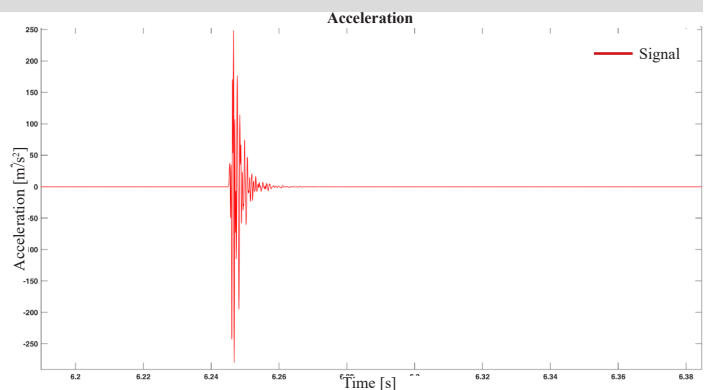


Malecon 21 - M21

B5

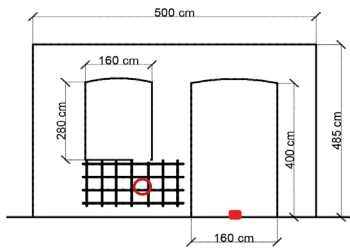


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 1026 Hz
 Time range: 5.037-5.074 s

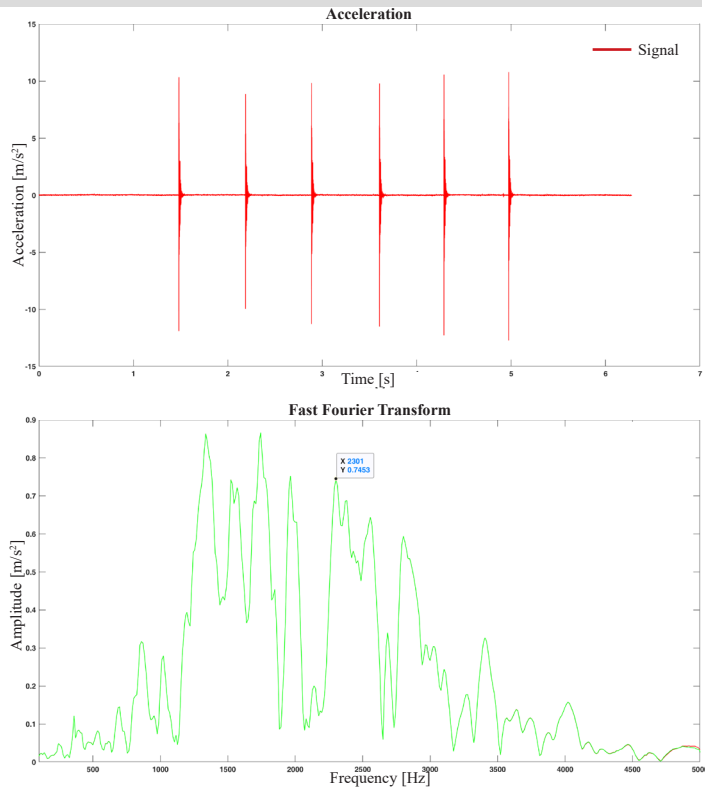


Malecon 21 - M21

C1

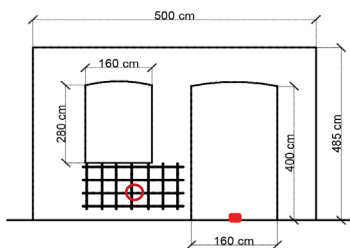


Velocity: 2000 m/s
 Frequency: 2179 Hz
 Time range: 5.011-5.033 s

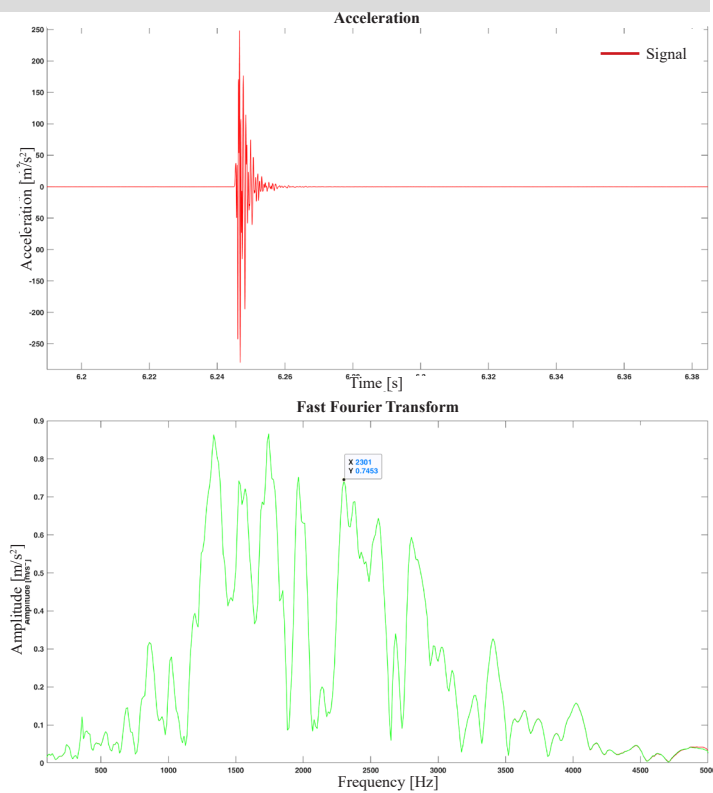


Malecon 21 - M21

C2

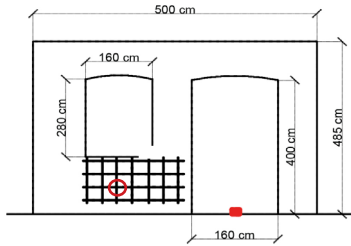


Velocity: 2667 m/s
 Frequency: 1674 Hz
 Time range: 5.813-5.841 s

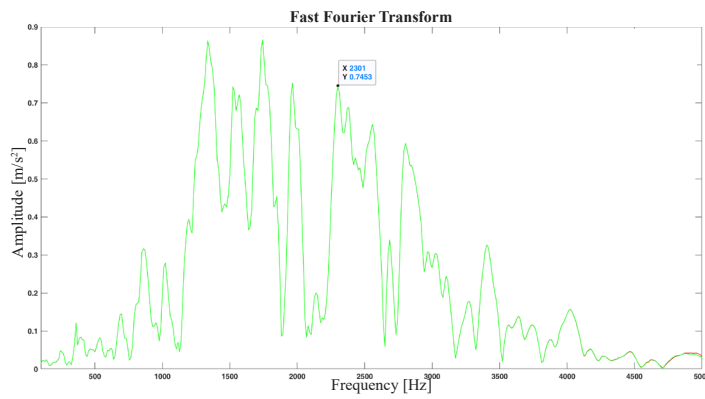
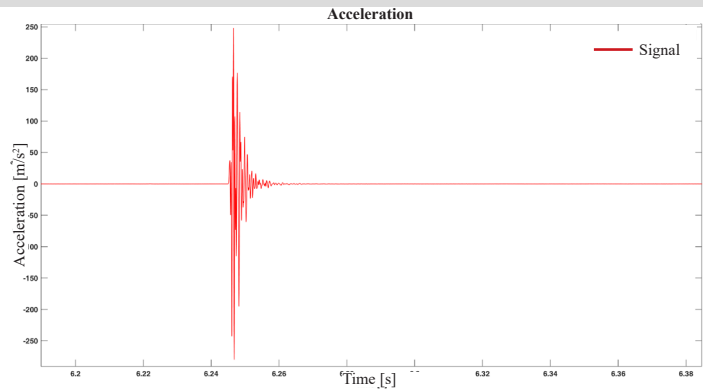


Malecon 21 - M21

C3

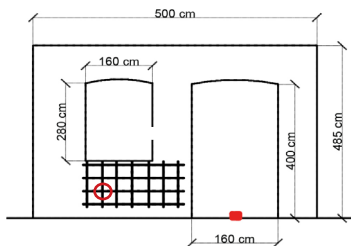


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 916-1295 Hz
 Time range: 5.854-5.908 s

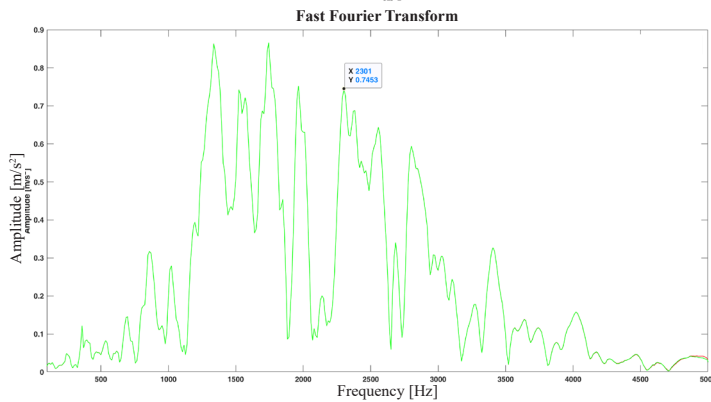
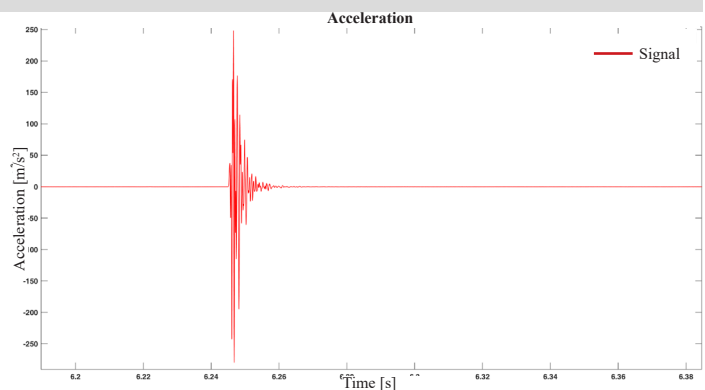


Malecon 21 - M21

C4

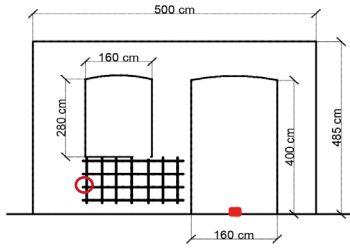


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 1115 Hz
 Time range: 4.973-4.996 s

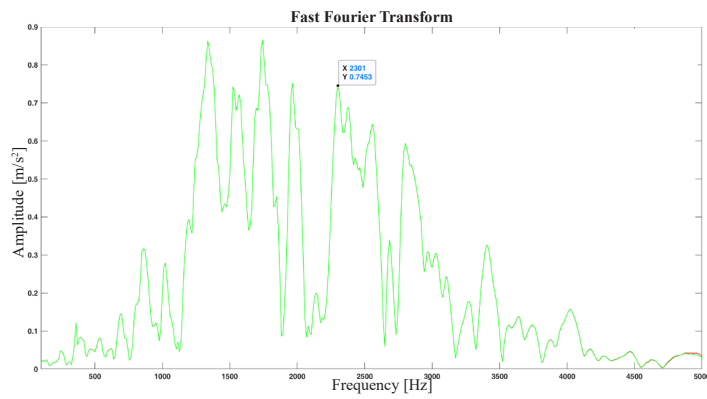
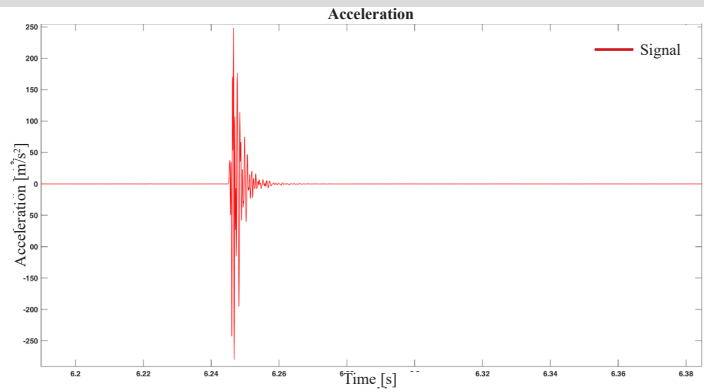


Malecon 21 - M21

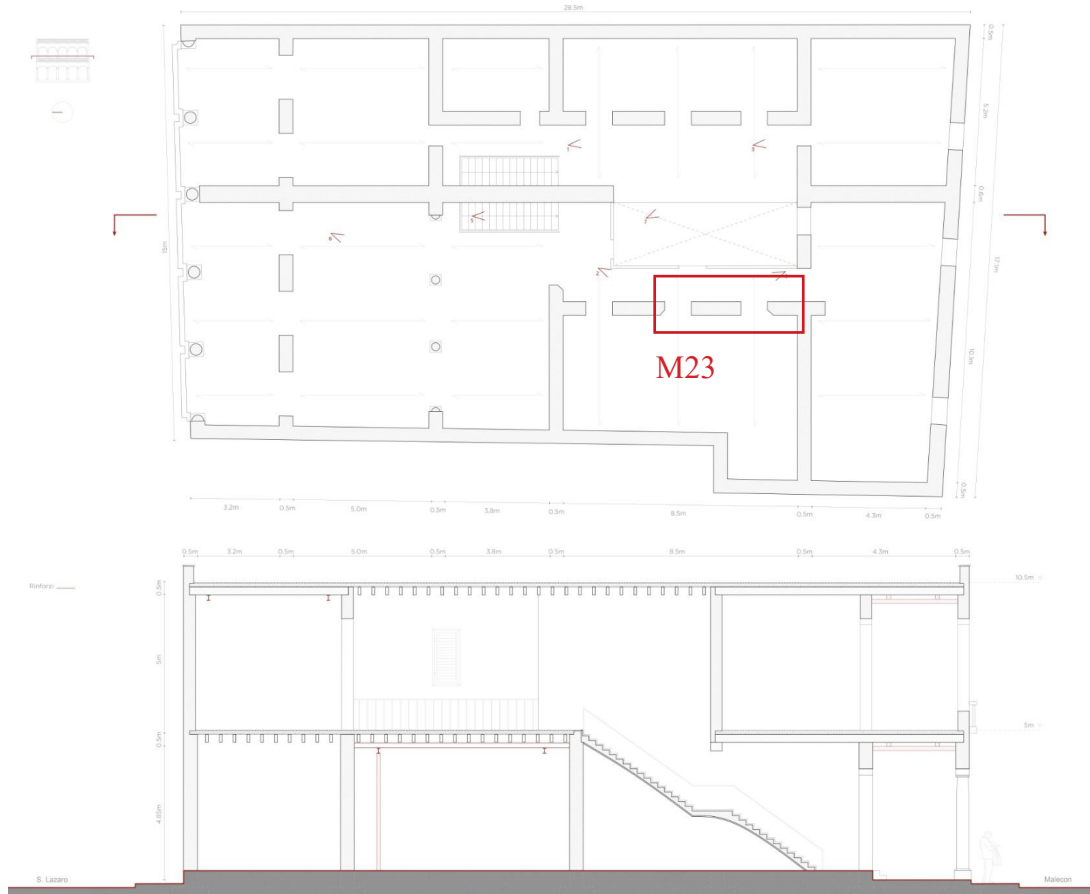
C5



Velocity: 1111 m/s
Frequency: 914-1441-2771 Hz
Time range: 6.245-6.281 s



ALLEGATO 10. Malecon 23



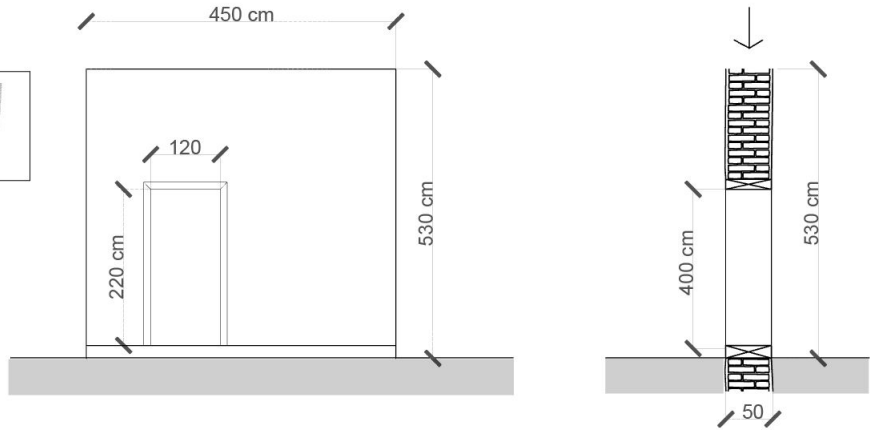
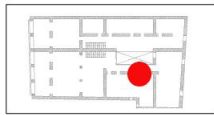
Malecon 23



M23

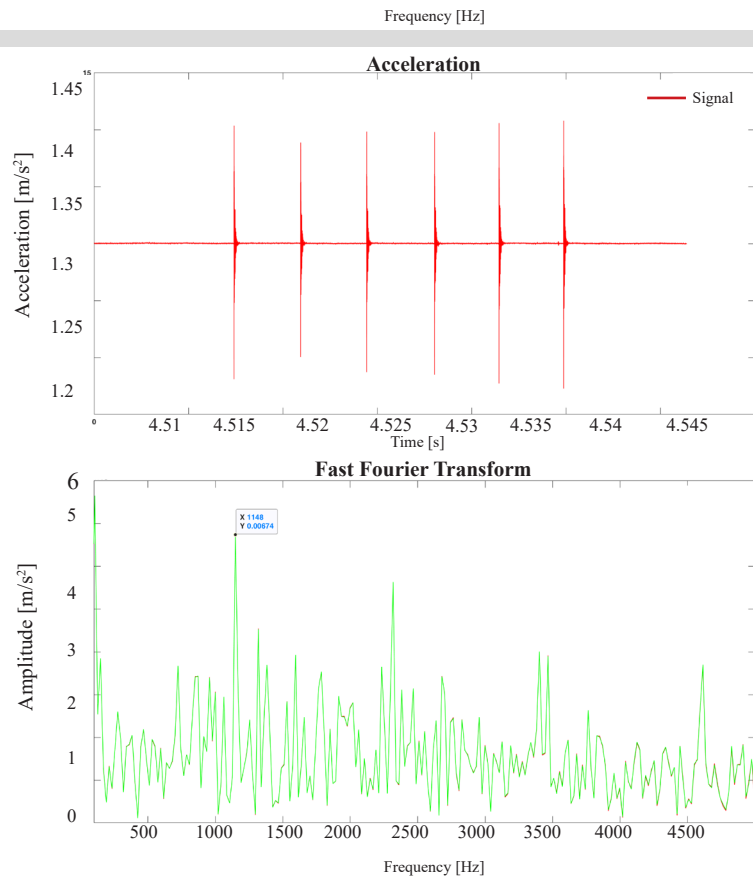
Malecon 23 - M23

M23



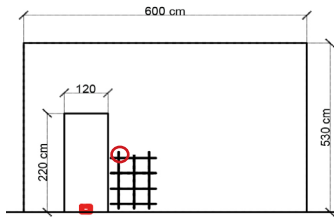
Malecon 23 - M23

Rumore di fondo dei segnali

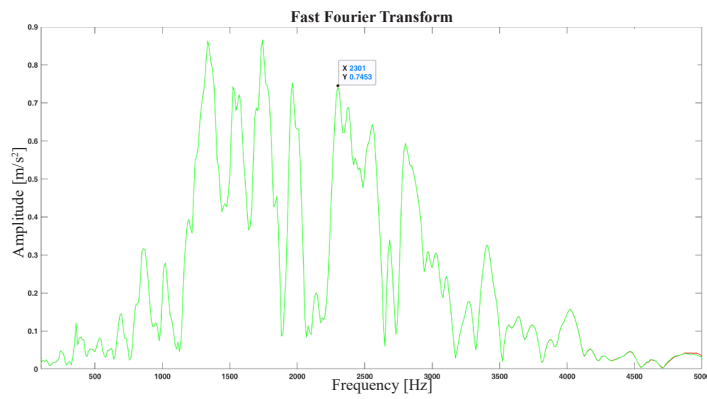
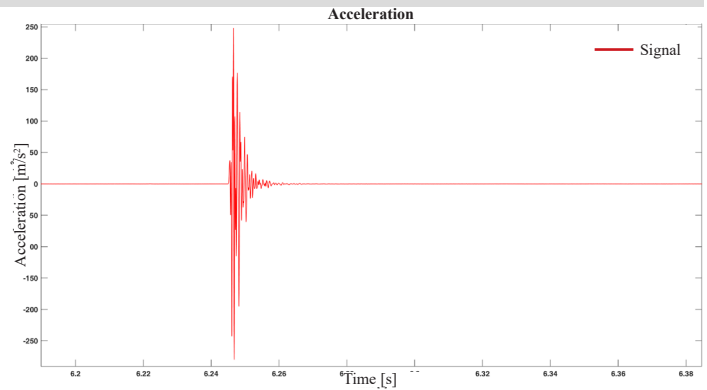


Malecon 23 - M23

A1

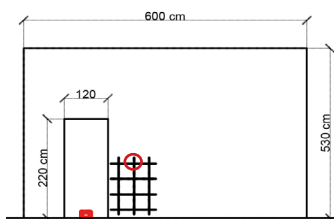


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 469 Hz
 Time range: 5.523-5.606 s

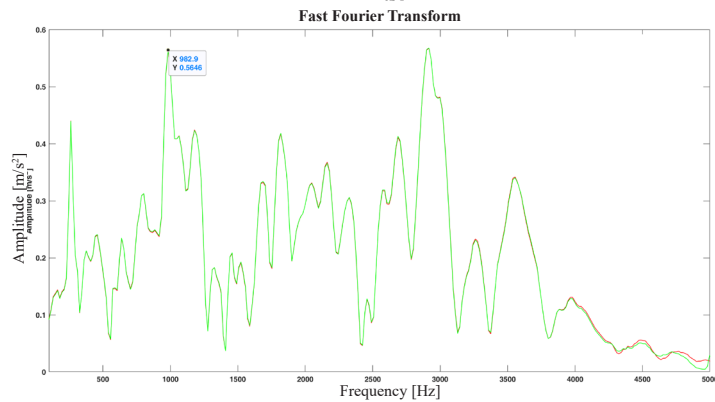
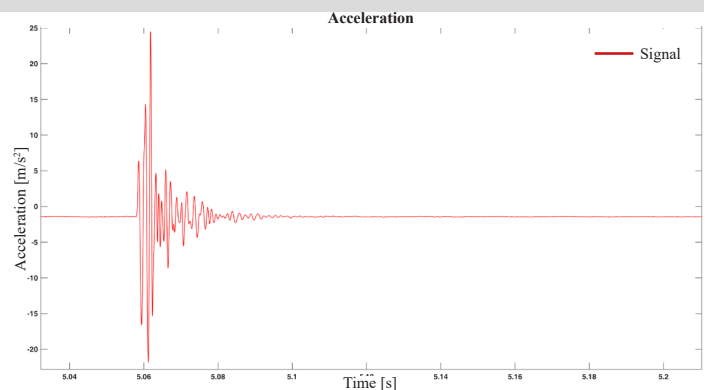


Malecon 23 - M23

A2

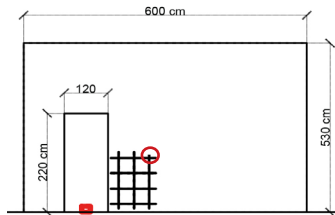


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 985 Hz
 Time range: 7.021-7.091 s

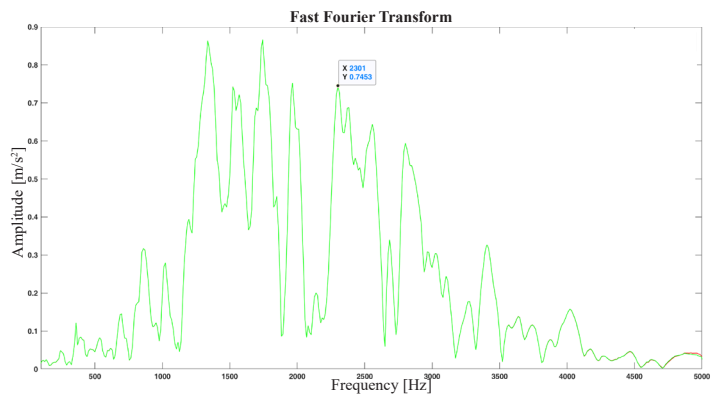
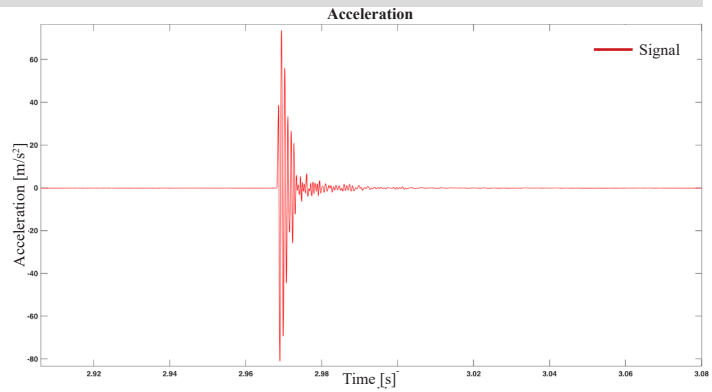


Malecon 23 - M23

A3

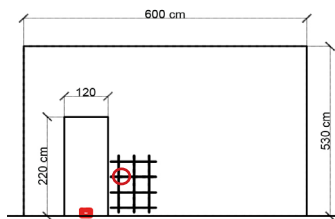


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 817-1257-1817 Hz
 Time range: 3.018-3.084s

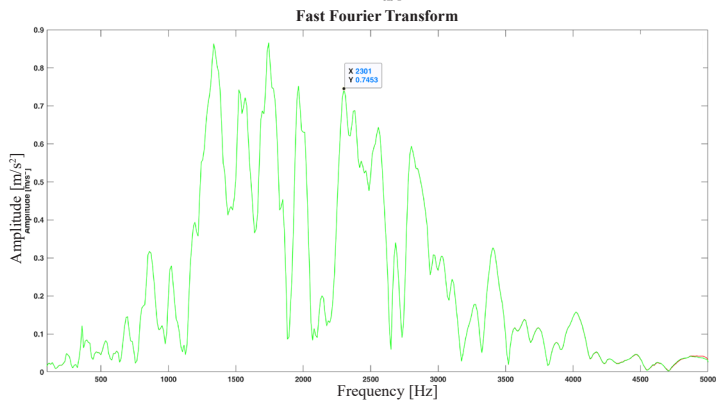
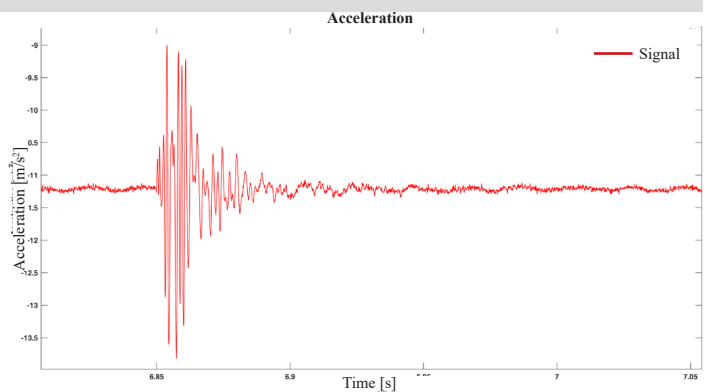


Malecon 23 - M23

B1

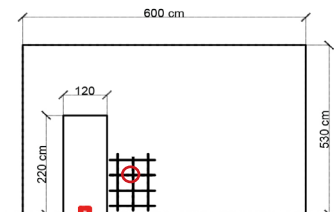


Velocity: 735 m/s
 Frequency: 410-820-1212 Hz
 Time range: 5.7-5.756 s

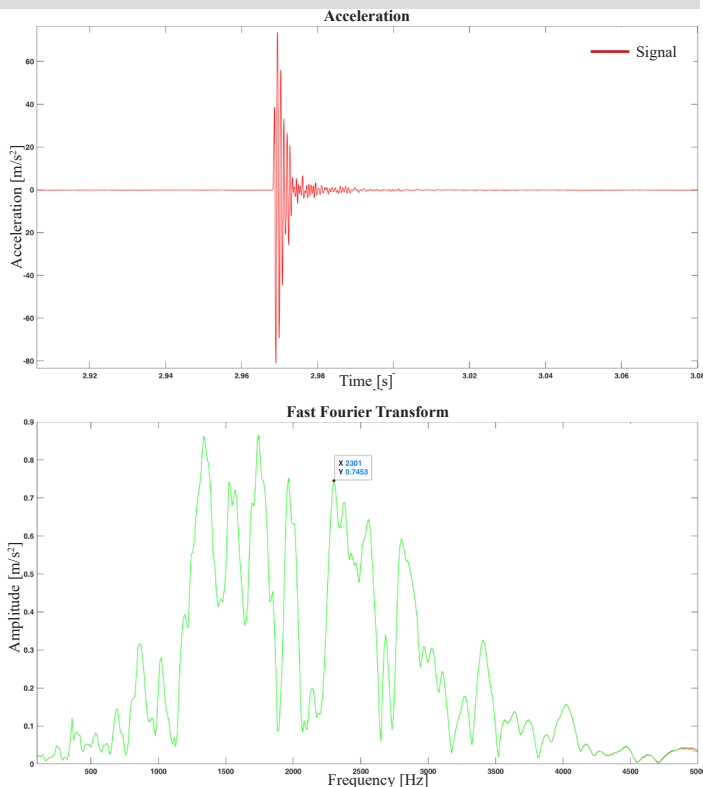


Malecon 23 - M23

B2

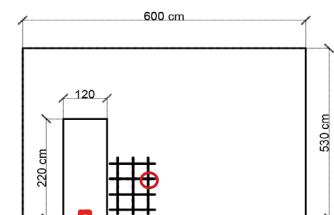


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 301-2201 Hz
 Time range: 4.083-4.132 s

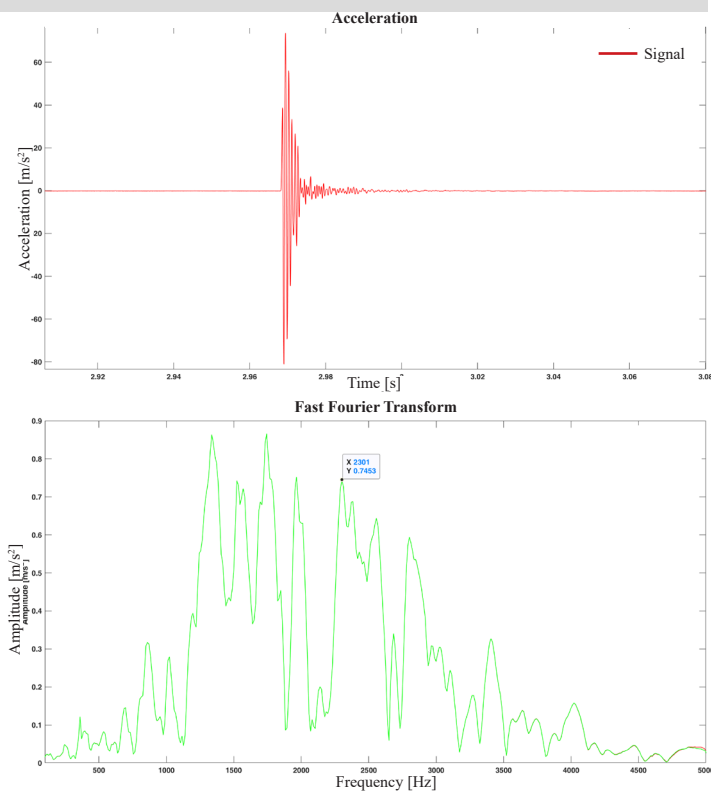


Malecon 23 - M23

B3

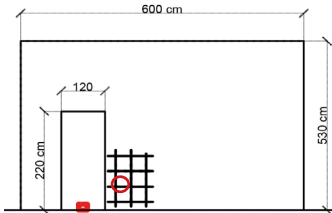


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 463-1130-1689 Hz
 Time range: 4.217-4.301 s

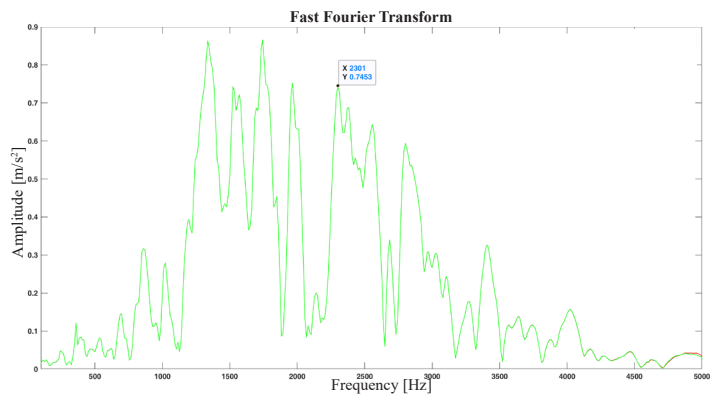
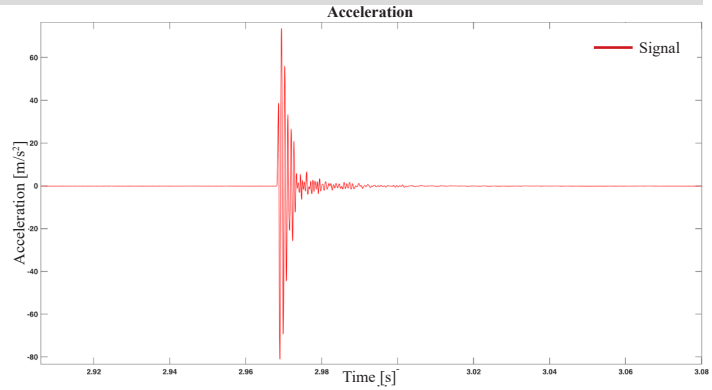


Malecon 23 - M23

C1

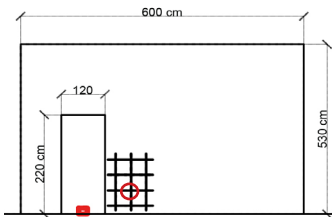


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 1115-1833-2284 Hz
 Time range: 3.997- 4.075 s

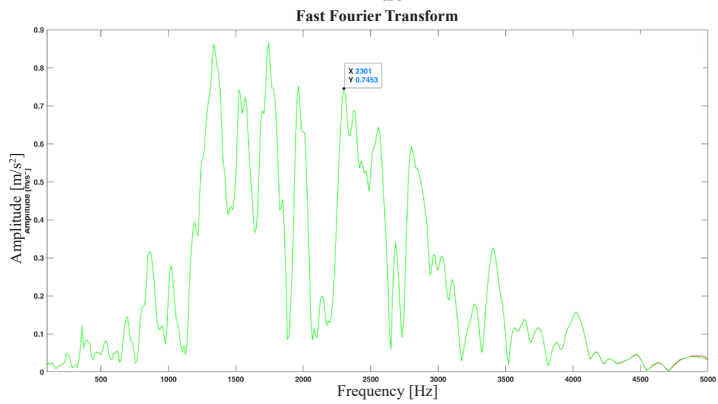
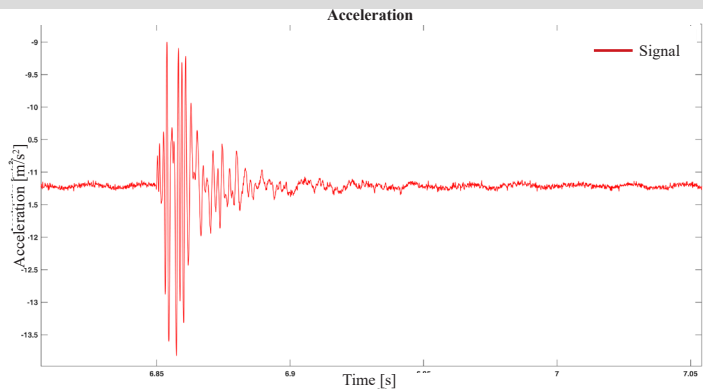


Malecon 23 - M23

C2

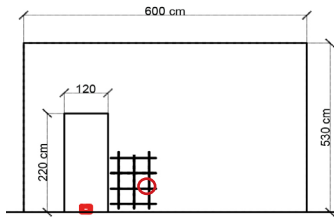


Velocity: 1428 m/s
 Frequency: 1433 Hz
 Time range: 5.847-5.893 s

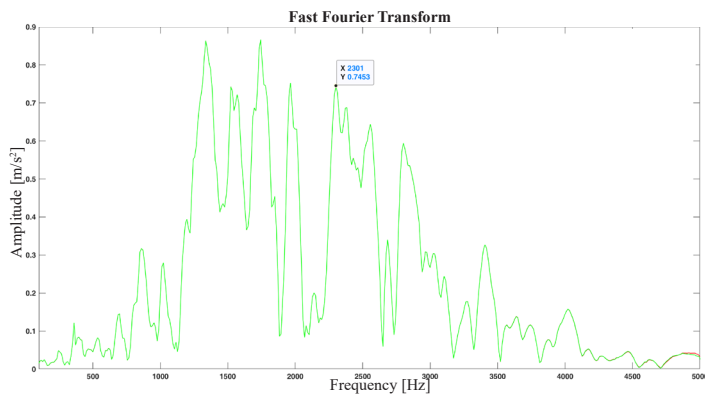
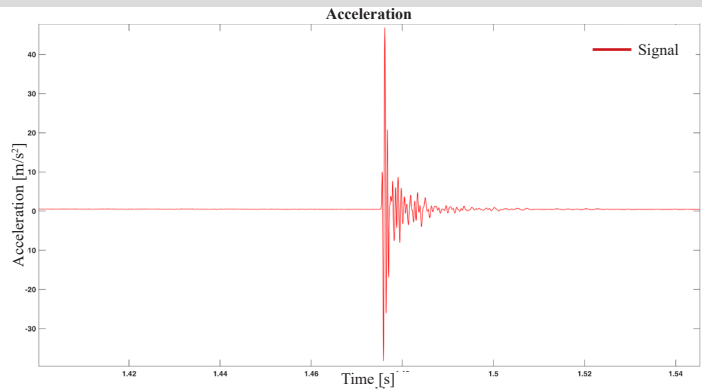


Malecon 23 - M23

C3

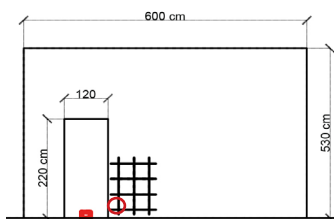


Velocity: 909 m/s
 Frequency: 1170 Hz
 Time range: 1.908-1.943 s

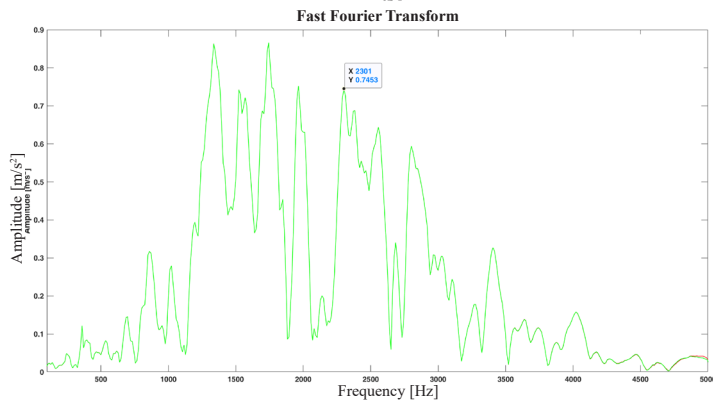
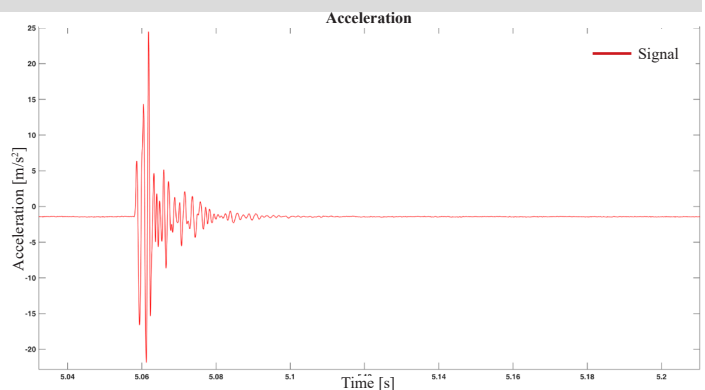


Malecon 23 - M23

D1

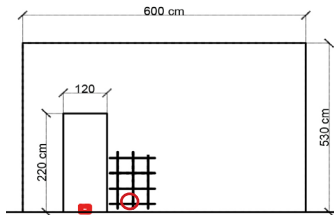


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 1569-2026 Hz
 Time range: 2.12-2.155 s

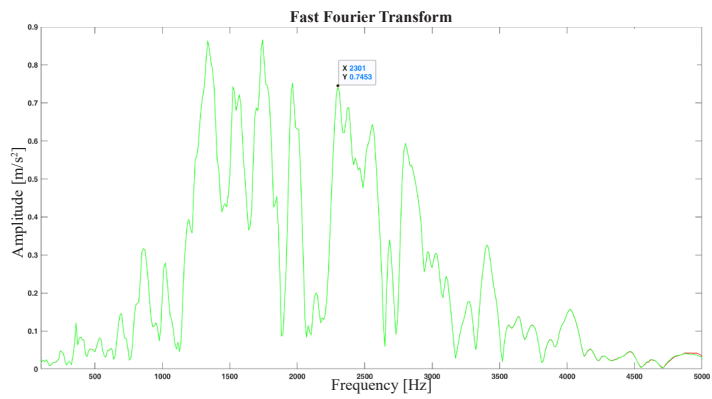
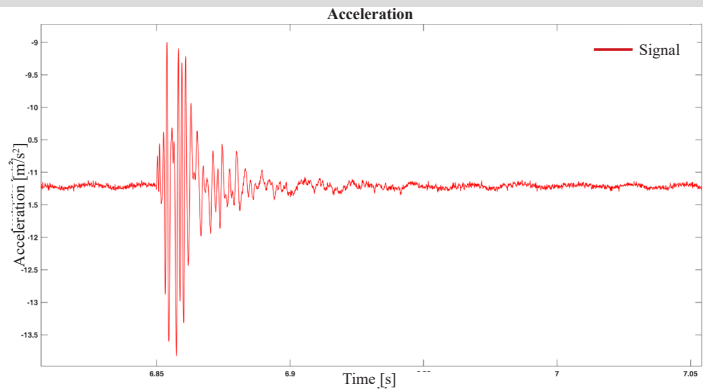


Malecon 23 - M23

D2

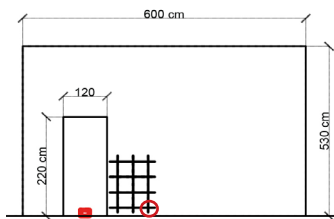


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 1284-1862 Hz
 Time range: 5.616-5.69 s

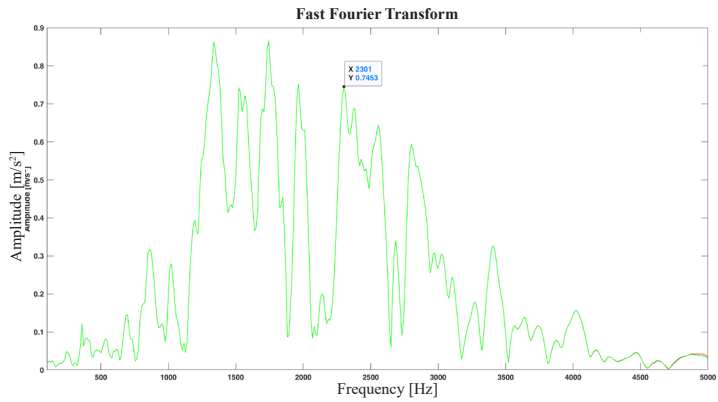
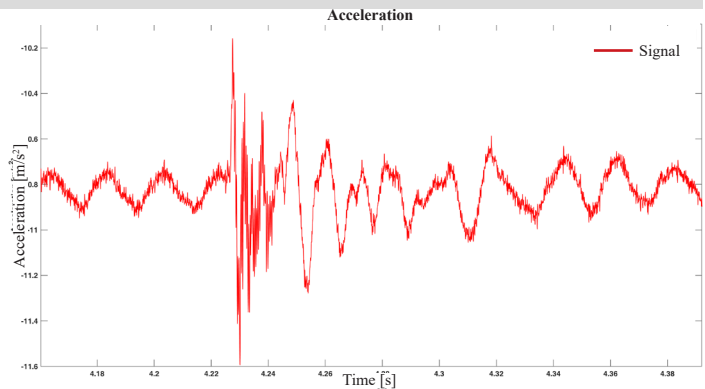


Malecon 23 - M23

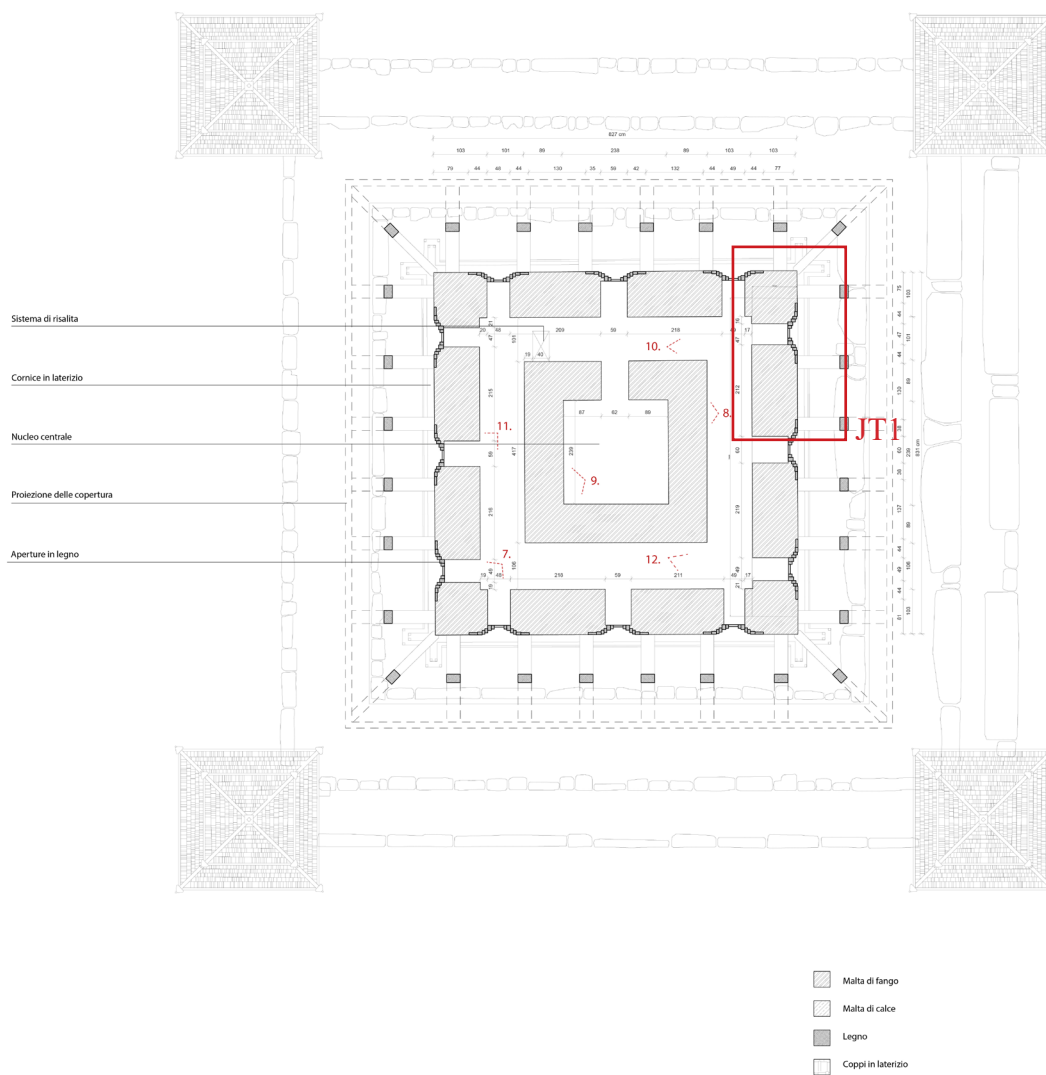
D3



Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 1296-1577 Hz
 Time range: 4.993-5.057 s

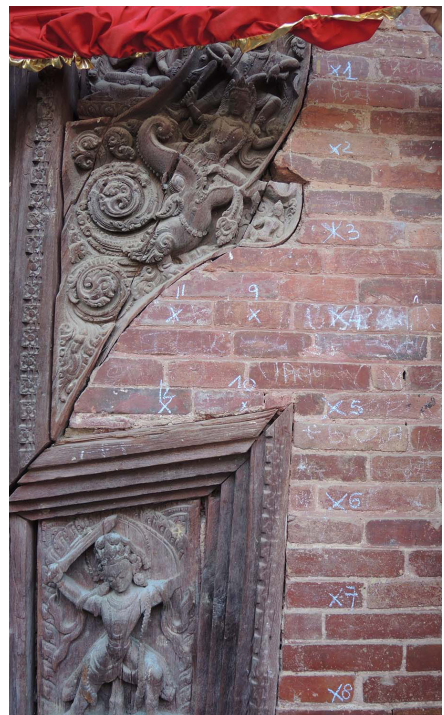


ALLEGATO 11. Jagannath temple



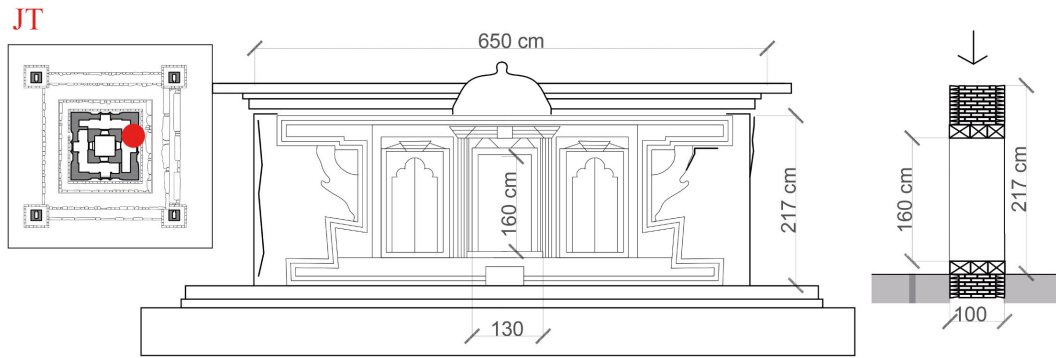
Pianta del piano terra del tempio Jagannath

Jagannath temple



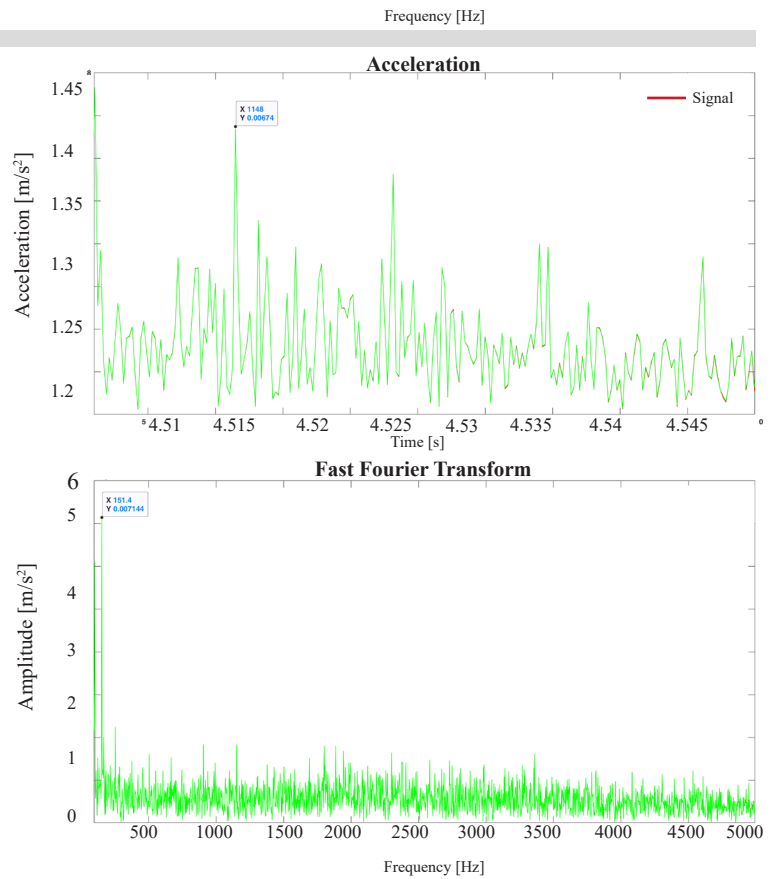
JT1

Jagannath temple -JT1



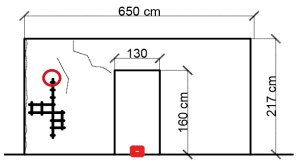
Jagannath temple -JT1

Rumore di fondo dei segnali

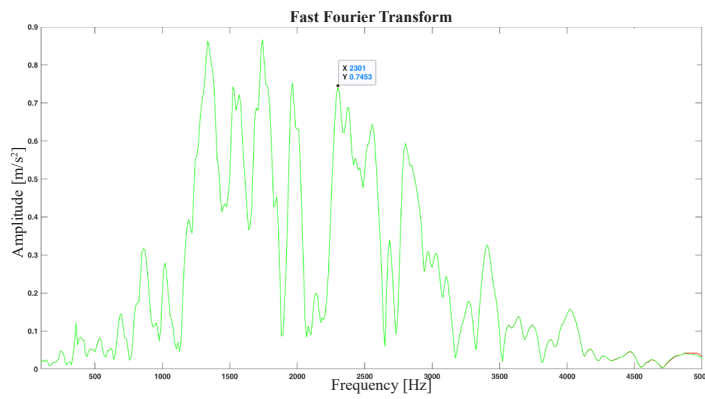
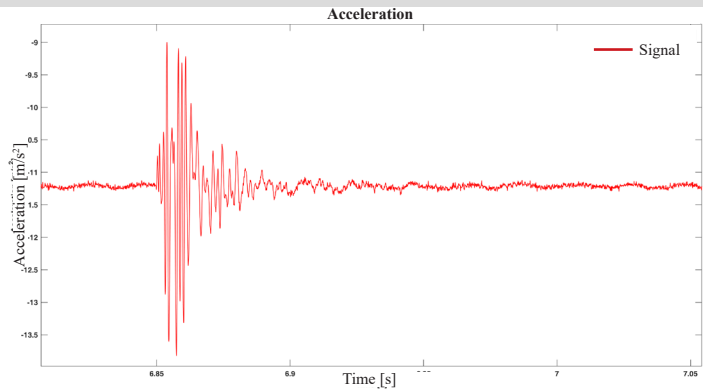


Jagannath temple -JT1

1

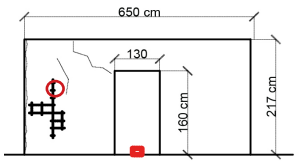


Velocity: 1235 m/s
 Frequency: 298-613-718 Hz
 Time range: 14.033-14.09 s

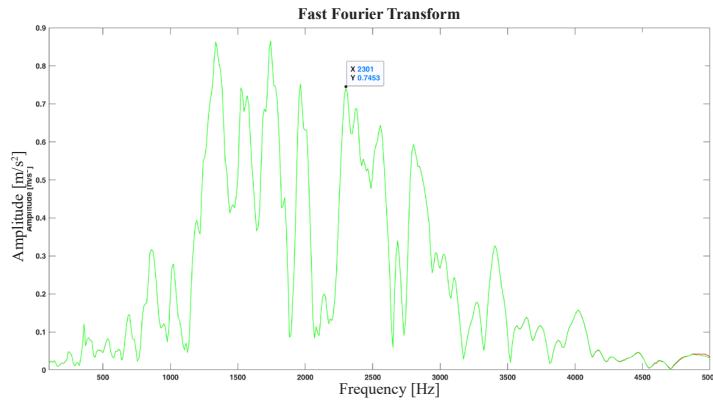
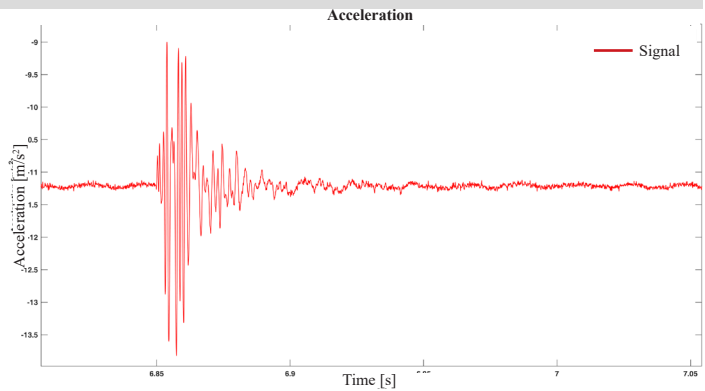


Jagannath temple -JT1

2

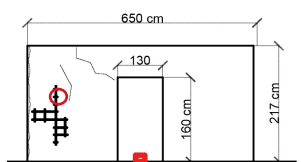


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 307-460 Hz
 Time range: 5.8795-5.899 s

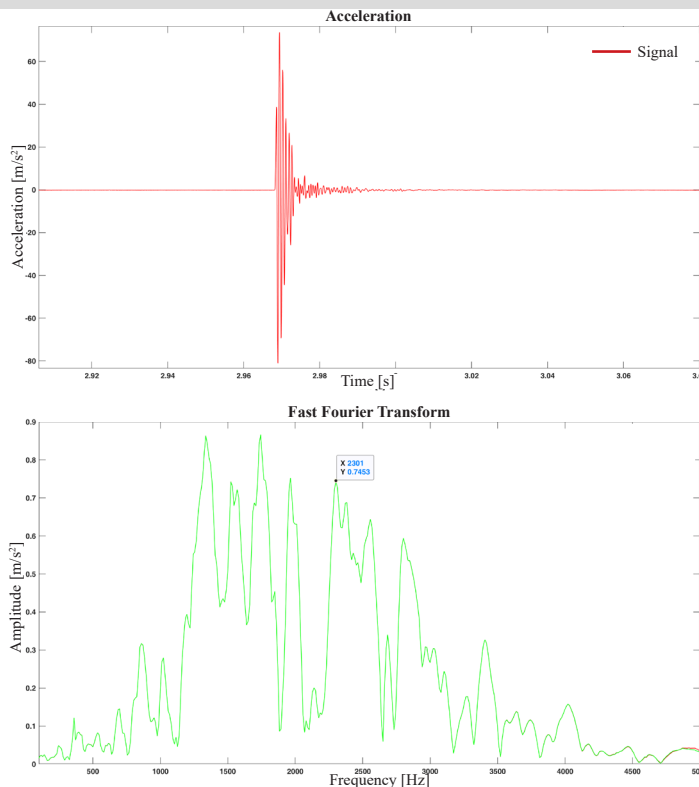


Jagannath temple -JT1

3

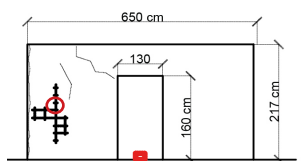


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 444-641-1046 Hz
 Time range: 5.7288-5.749 s

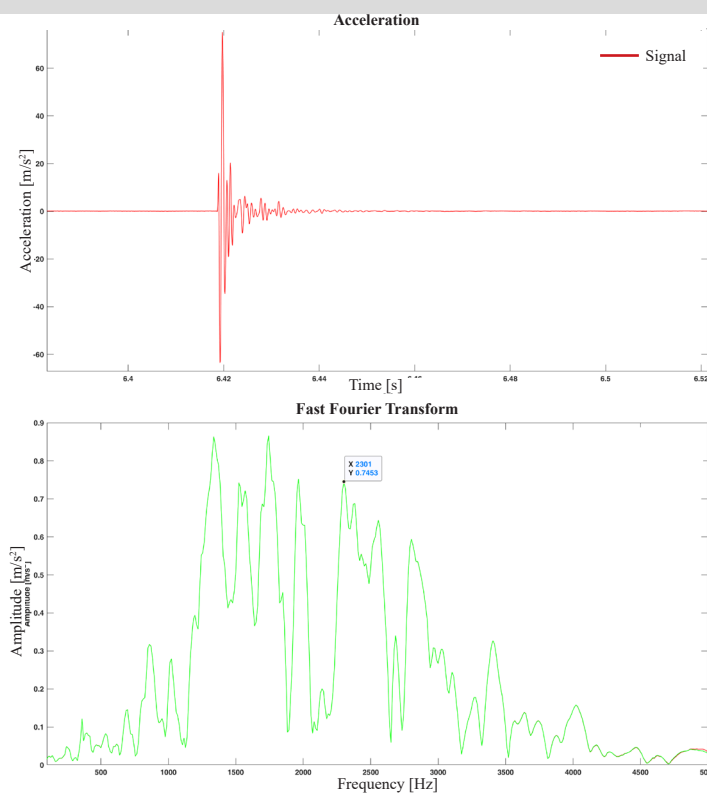


Jagannath temple -JT1

4

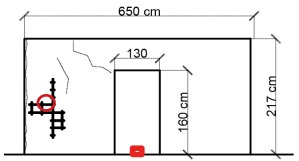


Velocity: 1111 m/s
 Frequency: 455 Hz
 Time range: 5.2575-5.272 s

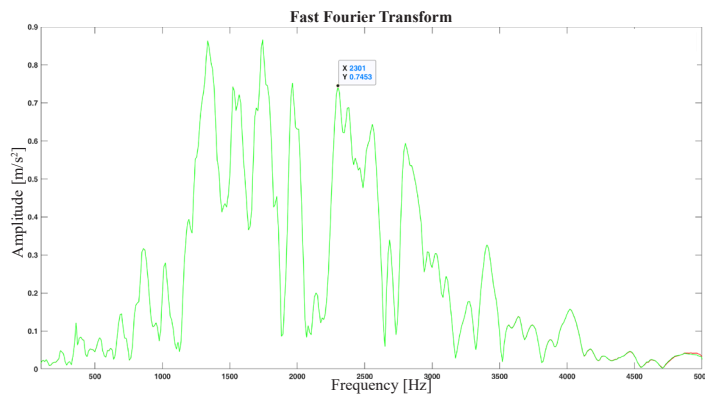
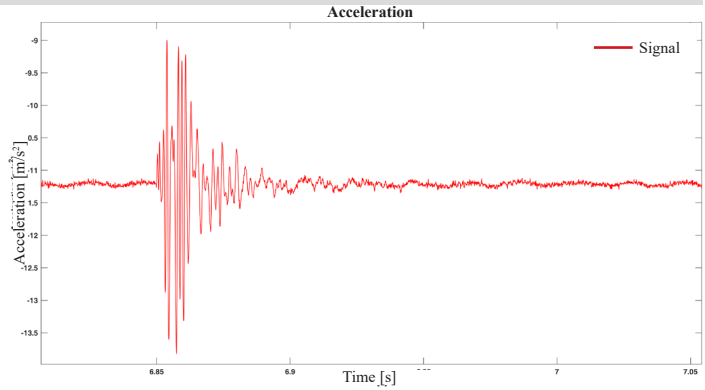


Jagannath temple -JT1

5

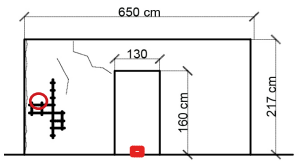


Velocity: 1176 m/s
 Frequency: 475 Hz
 Time range: 5.78375-5.811 s

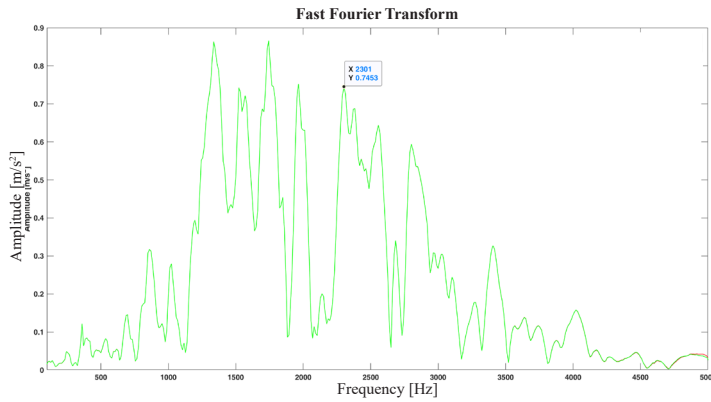
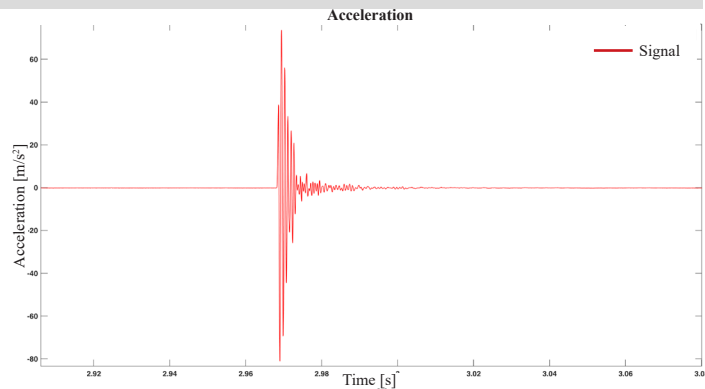


Jagannath temple -JT1

5b

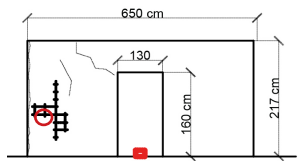


Velocity: 1667 m/s
 Frequency: 466 Hz
 Time range: 2.17855-2.2195 s

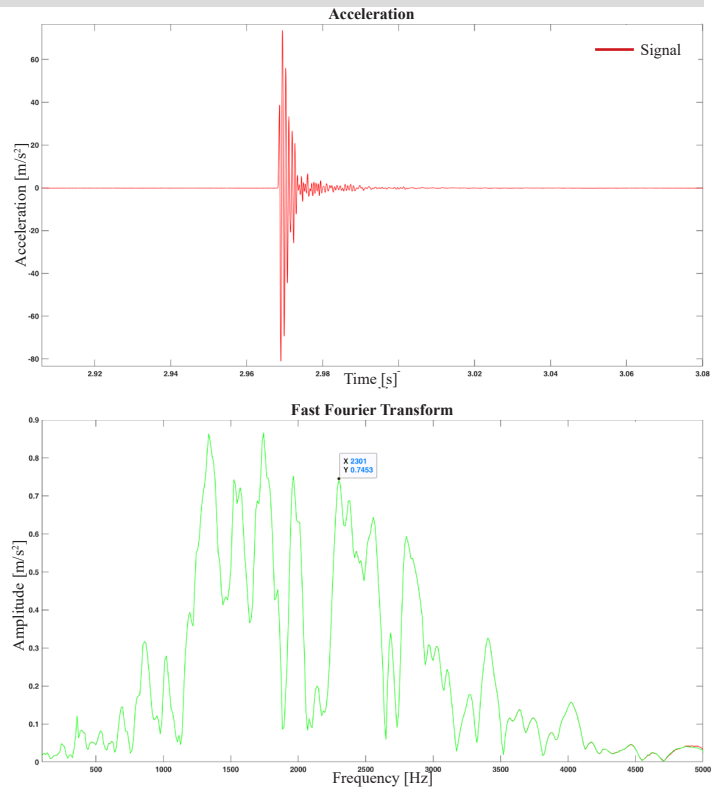


Jagannath temple -JT1

6

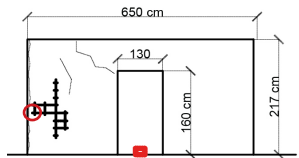


Velocity: 1099 m/s
 Frequency: 488-706-814 Hz
 Time range: 5.5732-5.61 s

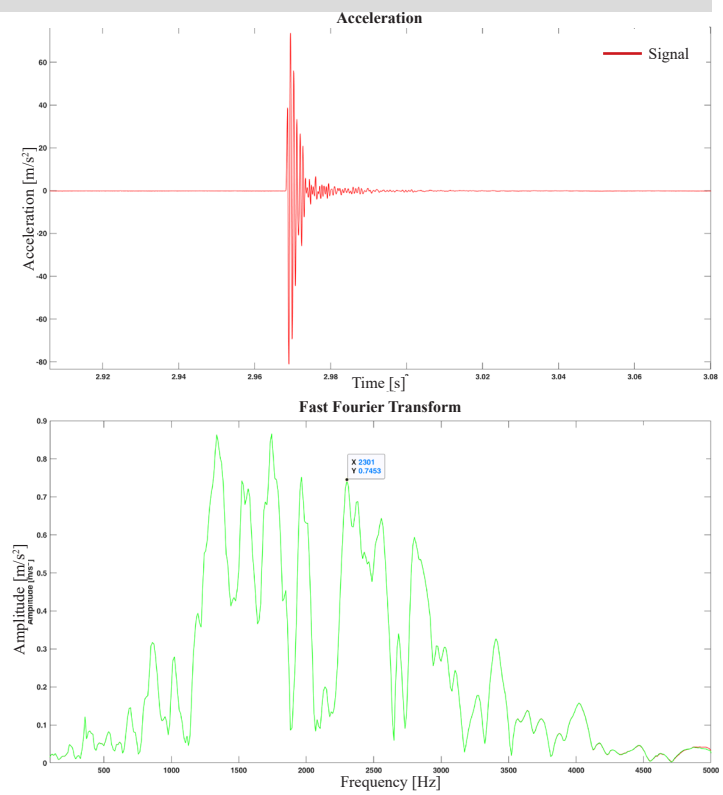


Jagannath temple -JT1

6b

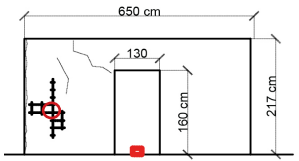


Velocity: 1667 m/s
 Frequency: 463-810 Hz
 Time range: 3.1355-3.17 s

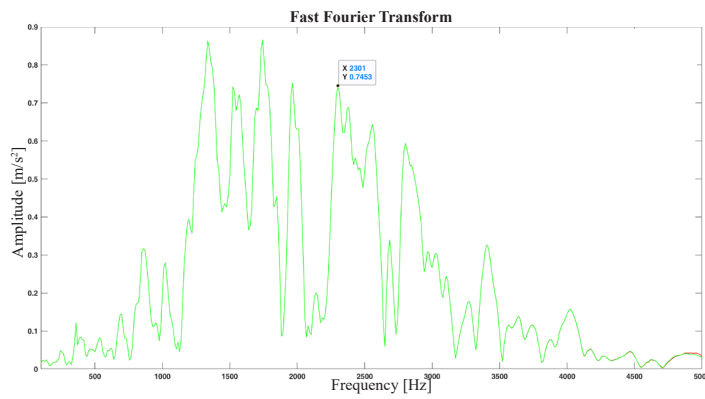
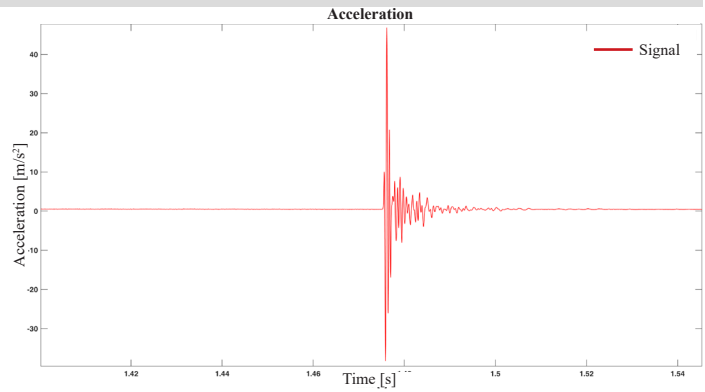


Jagannath temple -JT1

7

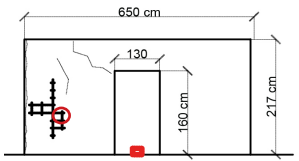


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 596 Hz
 Time range: 0.6302-0.6469 s

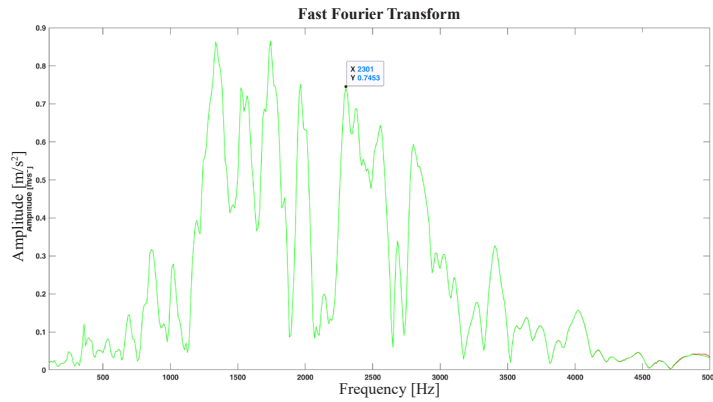
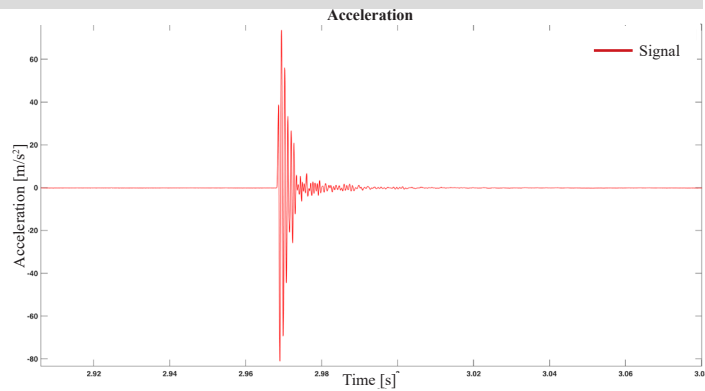


Jagannath temple -JT1

7b

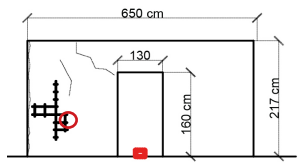


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 488 Hz
 Time range: 2.2457-2.35 s

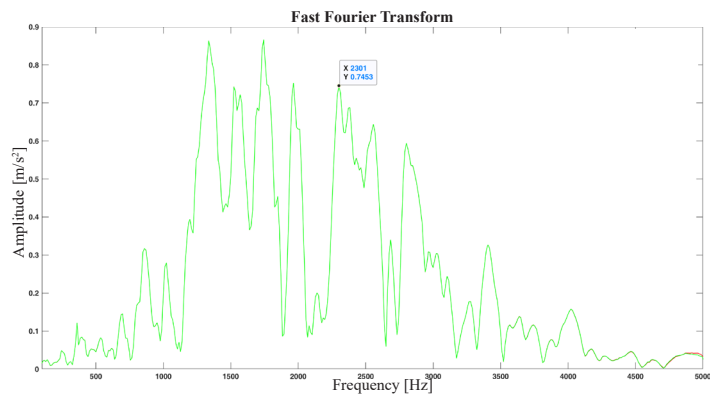
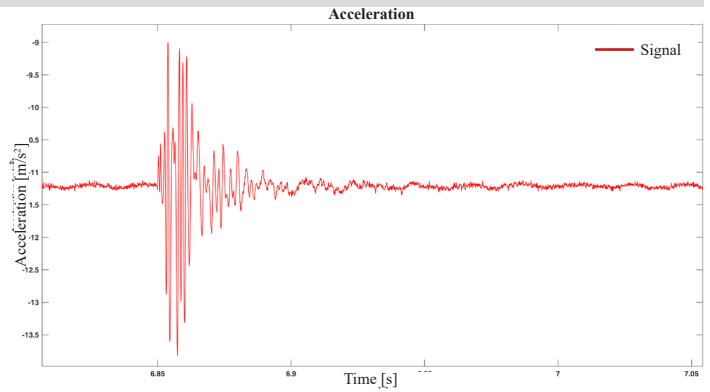


Jagannath temple -JT1

8

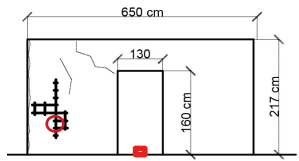


Velocity: 1111 m/s
 Frequency: 557 Hz
 Time range: 1.2411-1.248 s

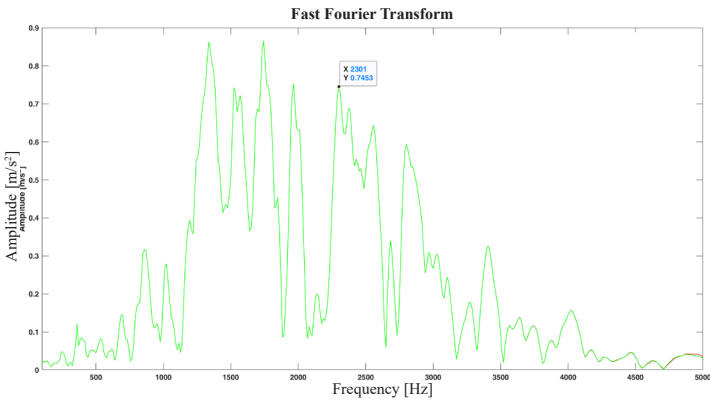
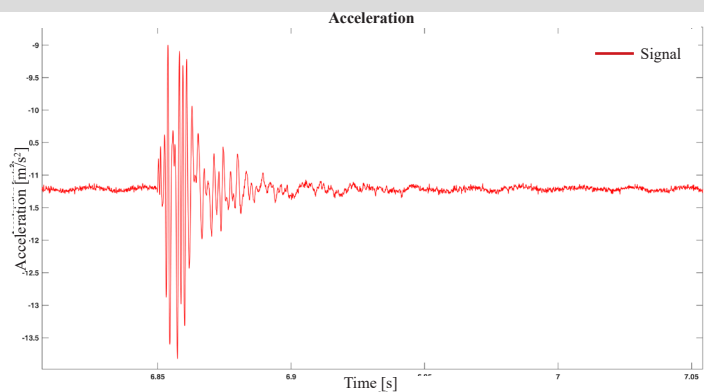


Jagannath temple -JT1

9

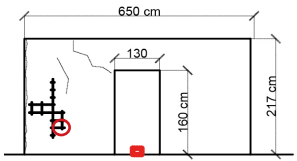


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 498-968 Hz
 Time range: 3.229-3.249 s

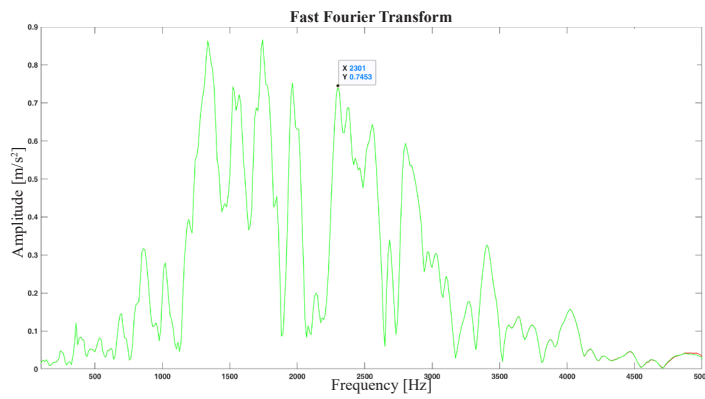
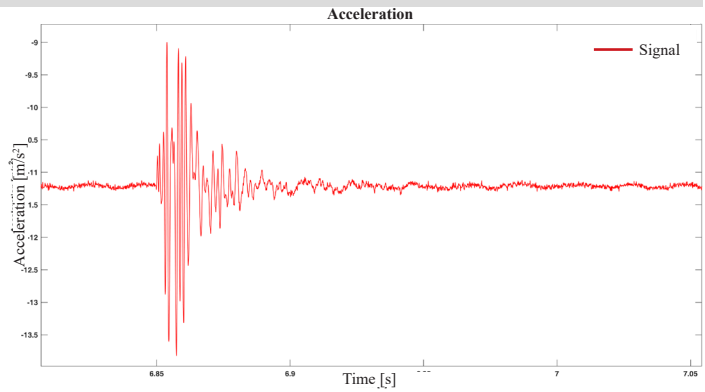


Jagannath temple -JT1

10

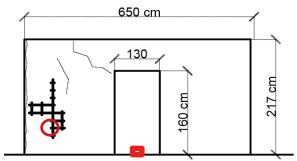


Velocity: 1250 m/s
 Frequency: 460-782-1427 Hz
 Time range: 2.4133-2.435 s

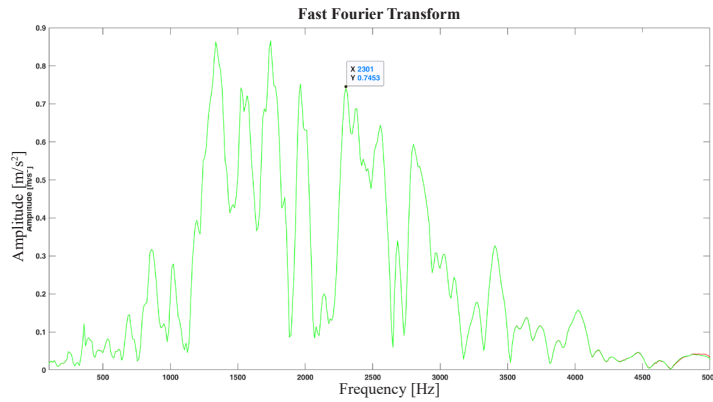
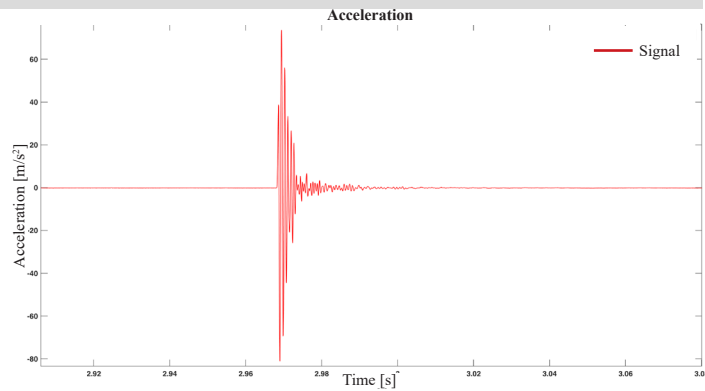


Jagannath temple -JT1

11

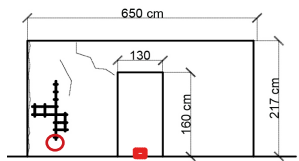


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 552-807-1378 Hz
 Time range: 2.03575-2.057 s

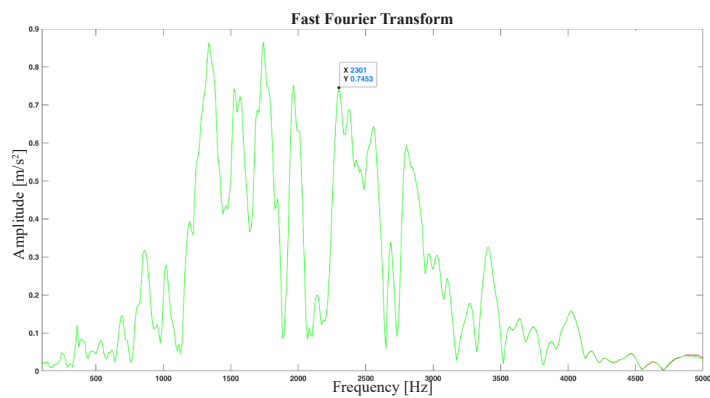
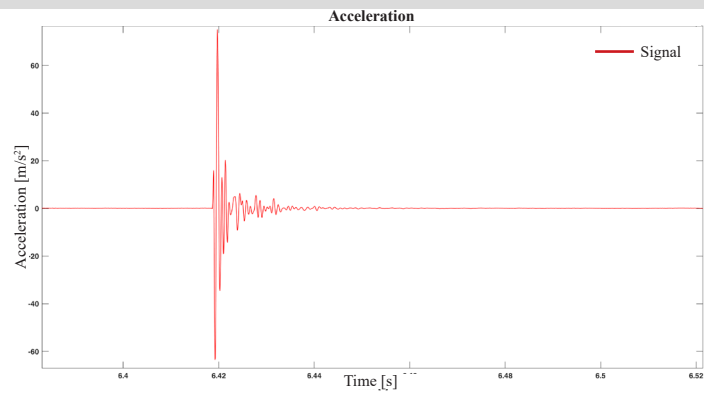


Jagannath temple -JT1

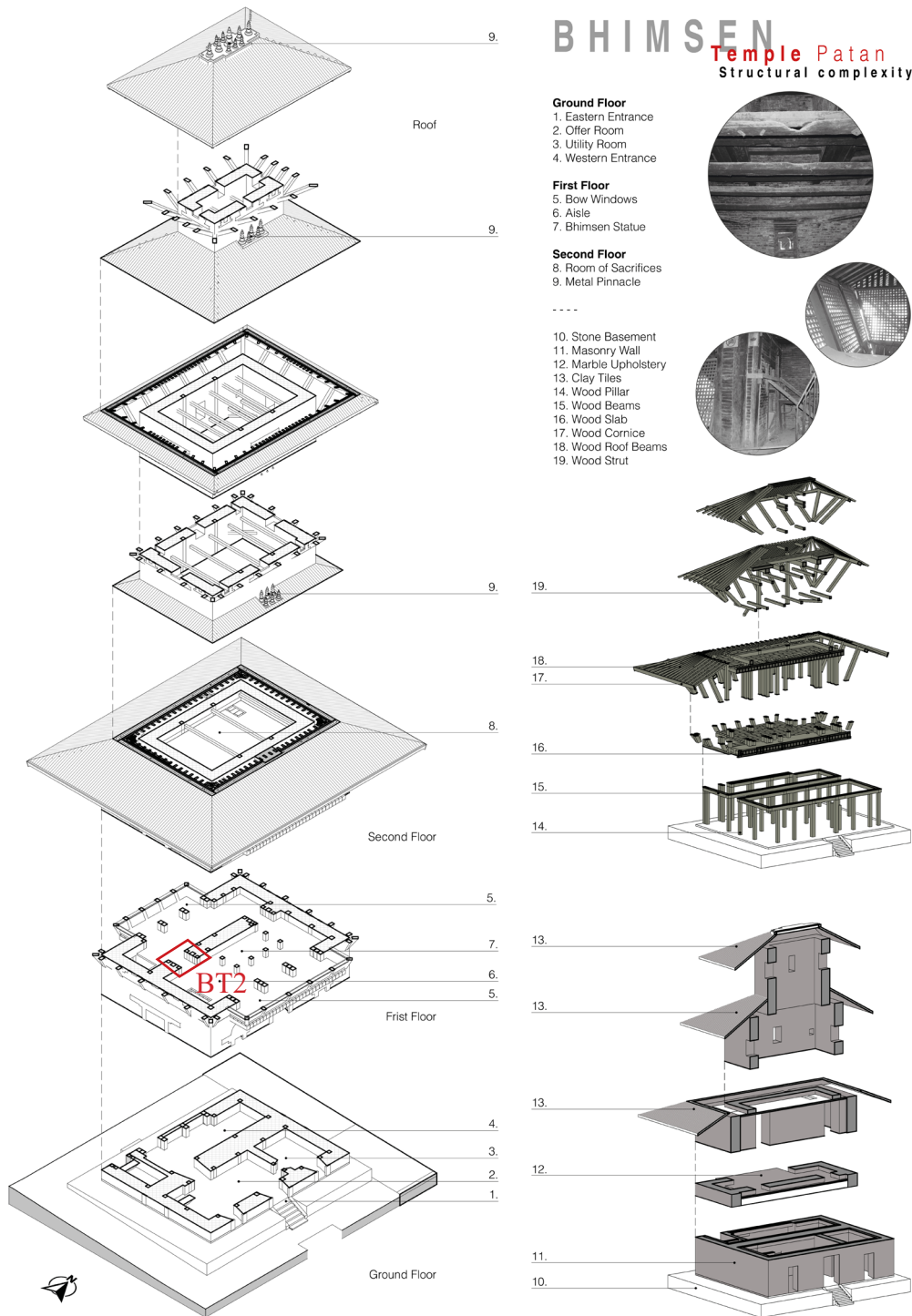
12



Velocity: 1351 m/s
Frequency: 547-904 Hz
Time range: 3.291-3.333 s



ALLEGATO 12. Bhimsen Temple



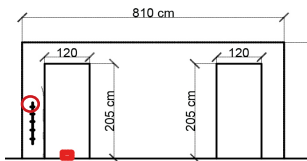
Bhimsen Temple



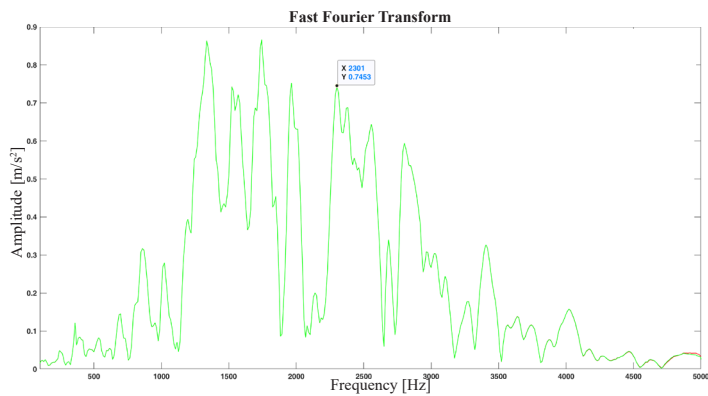
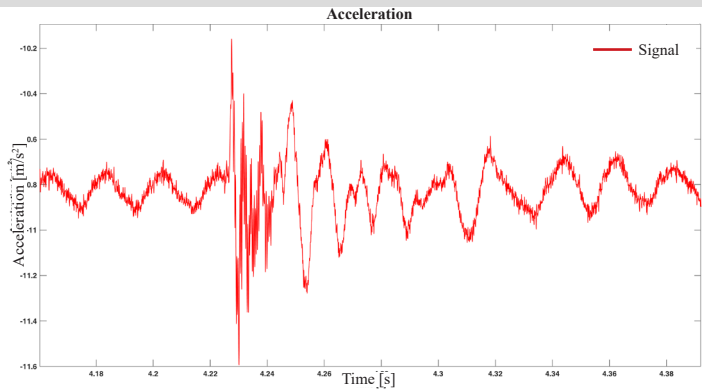
BT2

Bhimsen Temple - BT2

A1

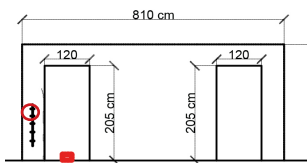


Velocity: 459 m/s
 Frequency: 173-220-299 Hz
 Time range: 4.6027-4.666 s

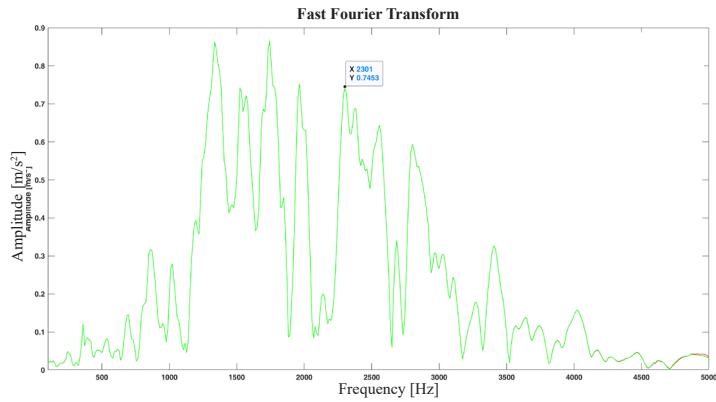
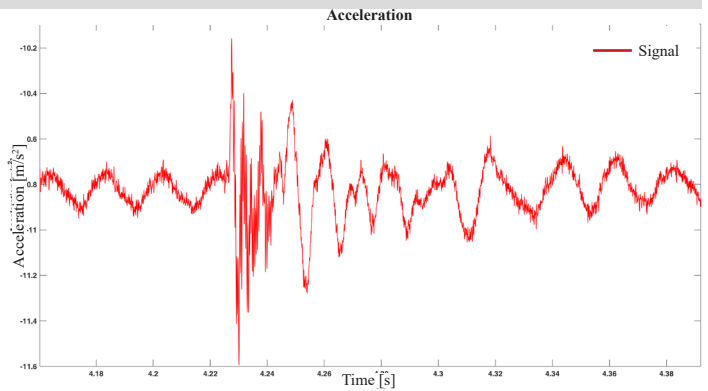


Bhimsen Temple - BT2

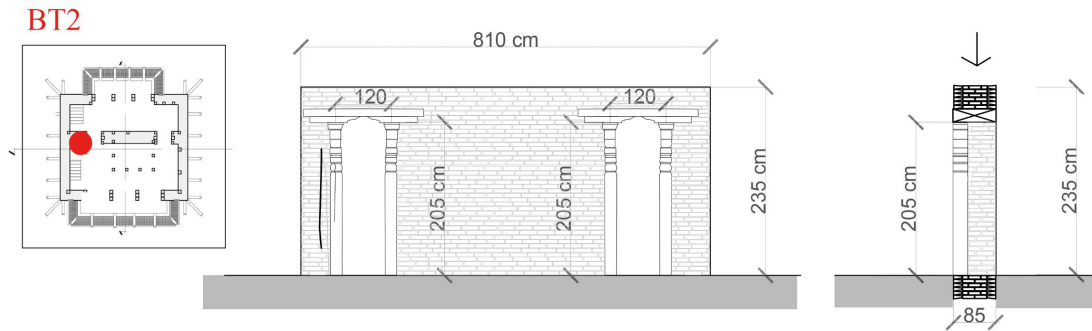
A2



Velocity: 304 m/s
 Frequency: 167-290-2149 Hz
 Time range: 4.2265-4.34 s

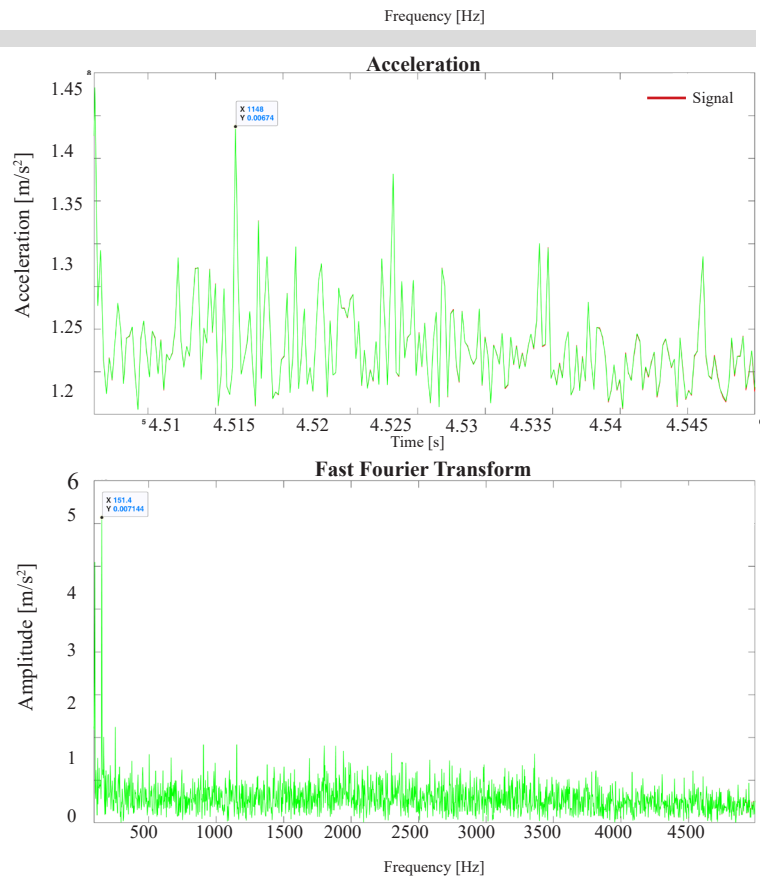


Bhimsen Temple - BT2



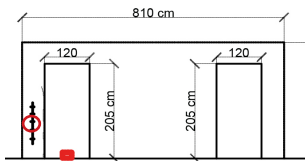
Bhimsen Temple - BT2

Rumore di fondo dei segnali

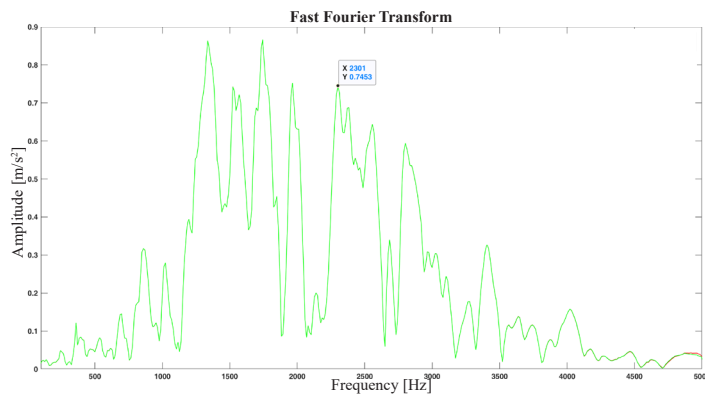
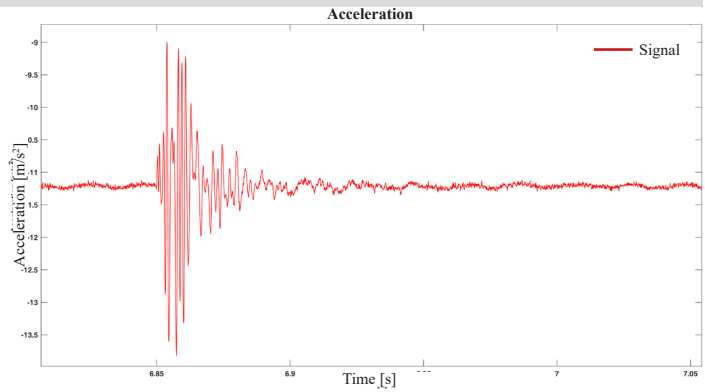


Bhimsen Temple - BT2

A3

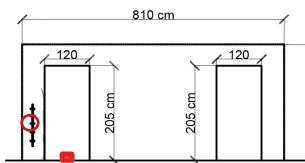


Velocity: 293 m/s
 Frequency: 104-141 Hz
 Time range: 4.9728-5.107 s

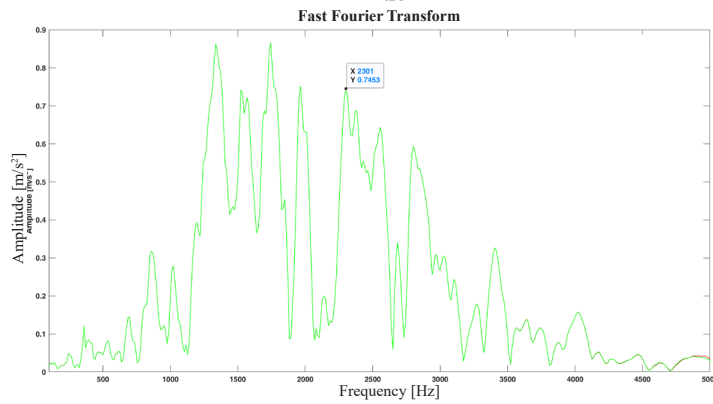
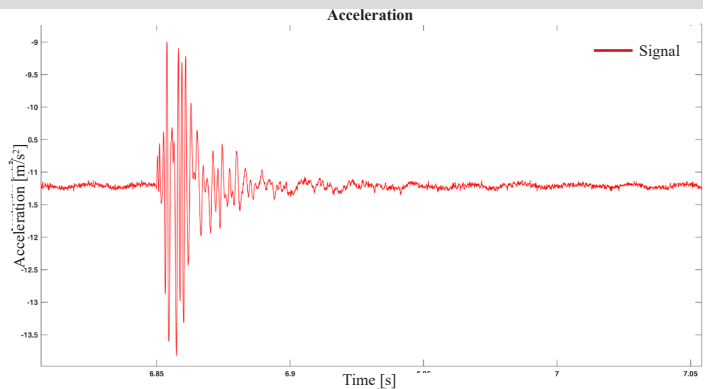


Bhimsen Temple - BT2

A4

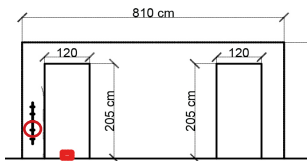


Velocity: 236 m/s
 Frequency: 99-152 Hz
 Time range: 4.6542-4.779 s

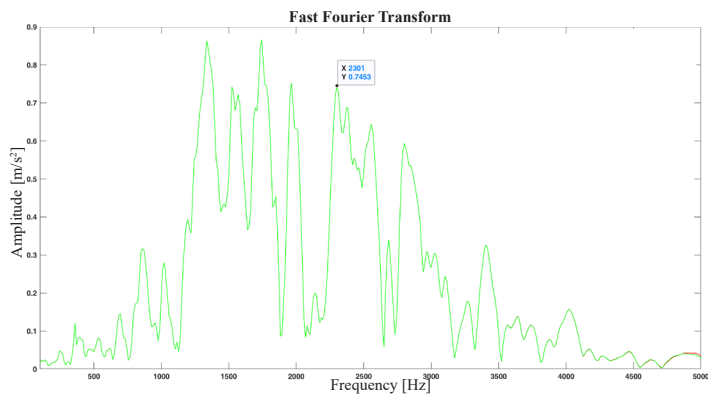
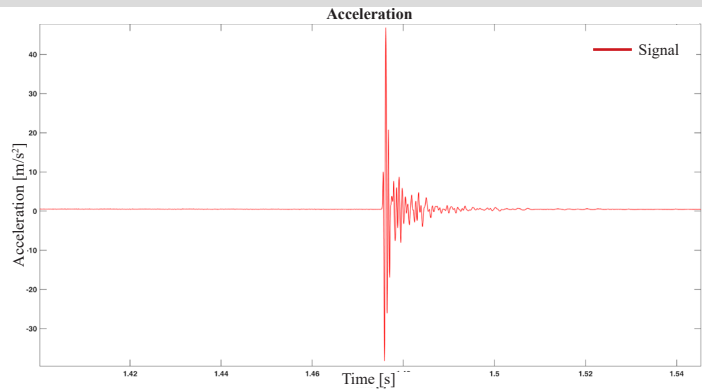


Bhimsen Temple - BT2

A5

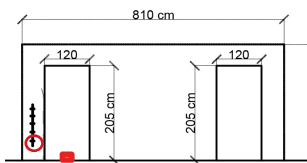


Velocity: 155 m/s
 Frequency: 107-150-530 Hz
 Time range: 1.3165-1.428 s

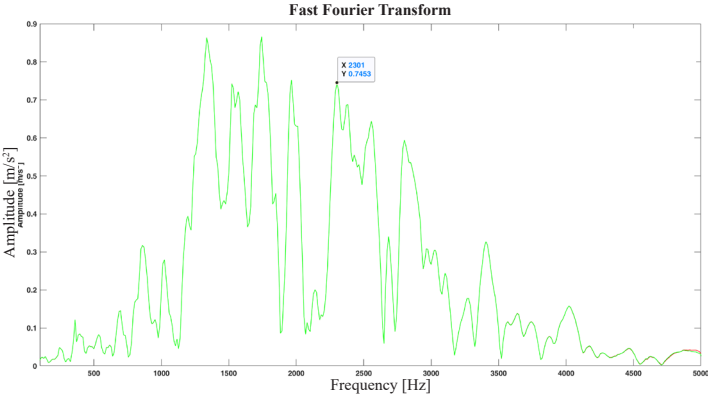
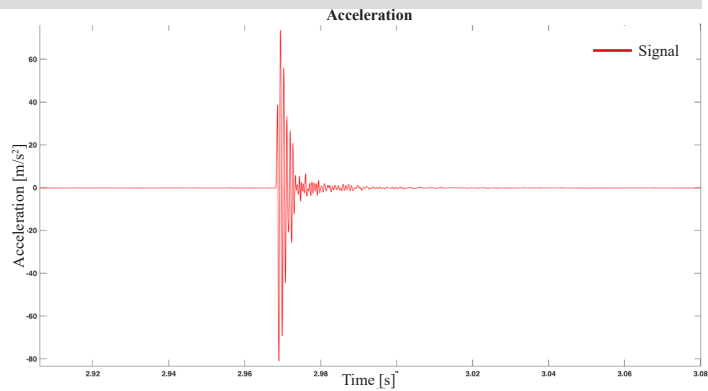


Bhimsen Temple - BT2

A6

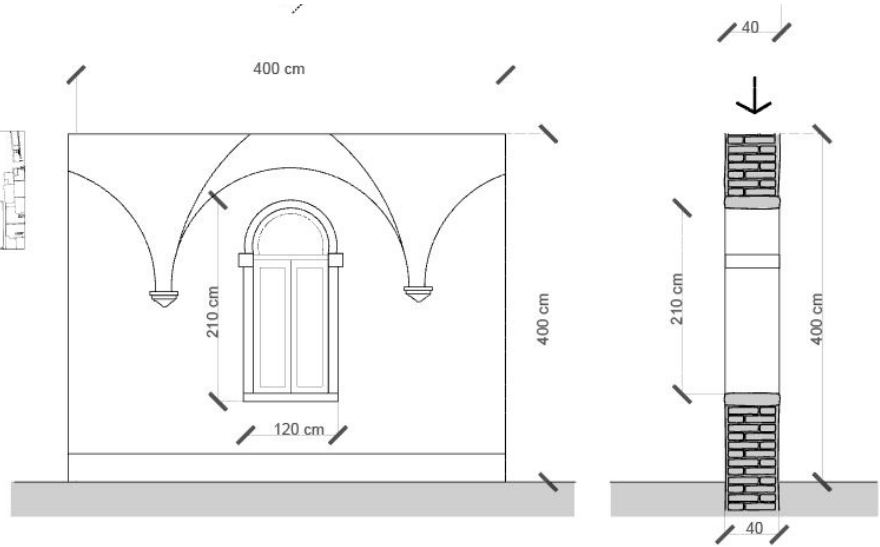


Velocity: 236 m/s
 Frequency: 116-480-642 Hz
 Time range: 2.4979-2.515 s



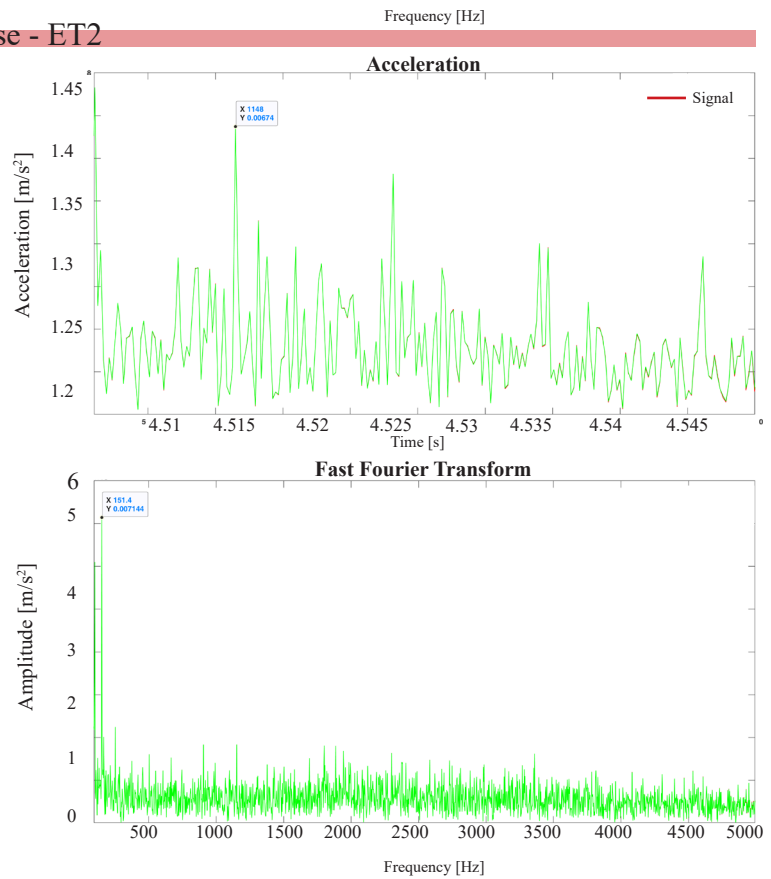
ALLEGATO 13. Ex convento delle Terese - ET2

ET2



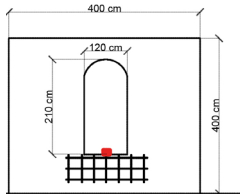
Ex convento delle Terese - ET2

Rumore di fondo dei segnali

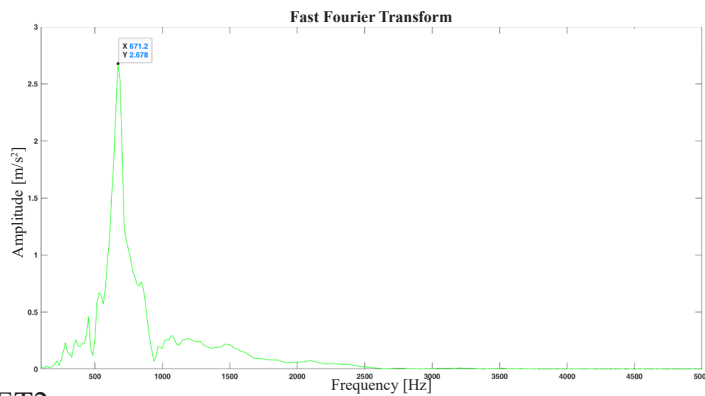
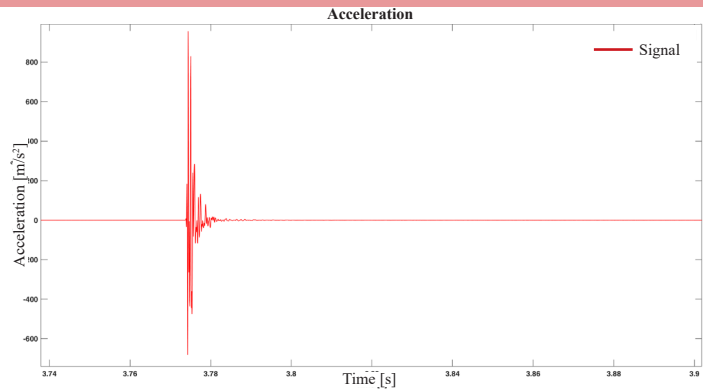


Ex convento delle Terese - ET2

A1A2

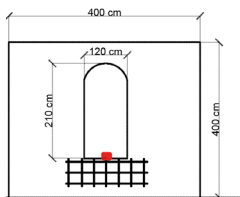


Velocity: 948 m/s
 Frequency: 671 Hz
 Time range: 5.217-2.581 s

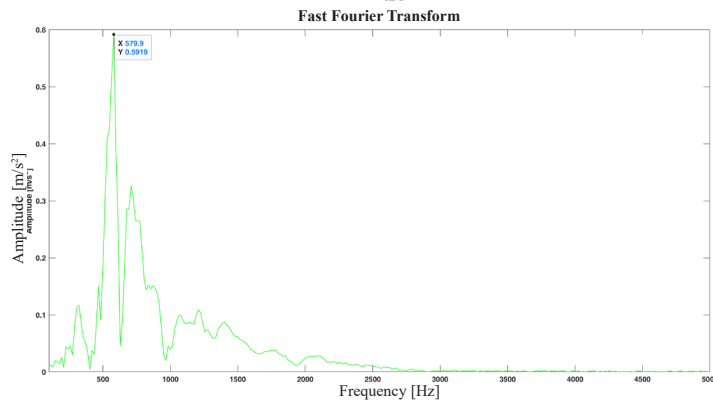
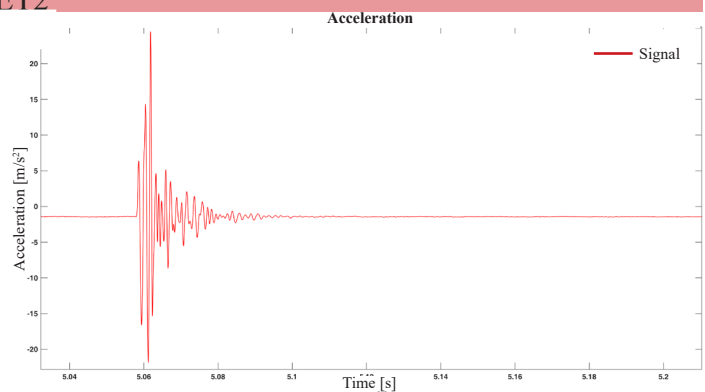


Ex convento delle Terese - ET2

A1A3

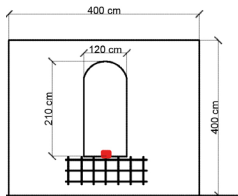


Velocity: 980 m/s
 Frequency: 579 Hz
 Time range: 1.921-982 s

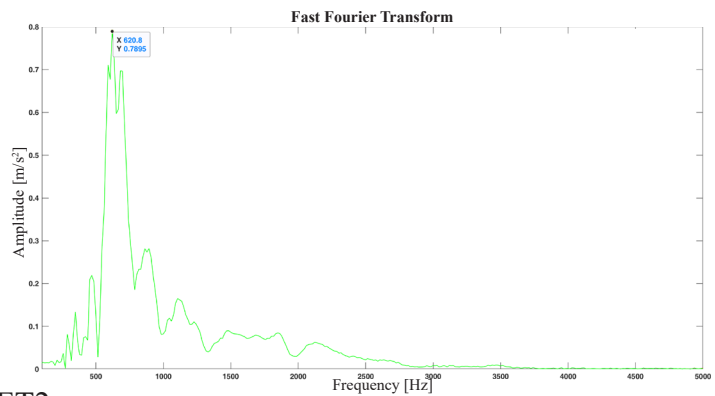
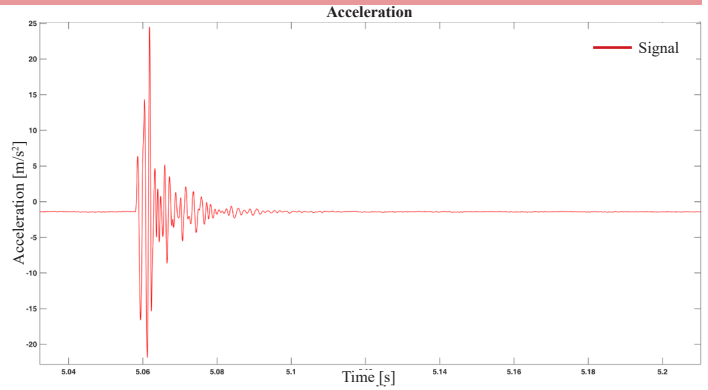


Ex convento delle Terese - ET2

A1B1

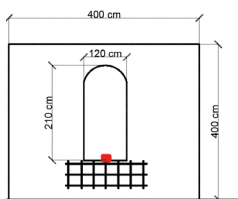


Velocity: 1717 m/s
 Frequency: 620 Hz
 Time range: 2.877-2.943 s

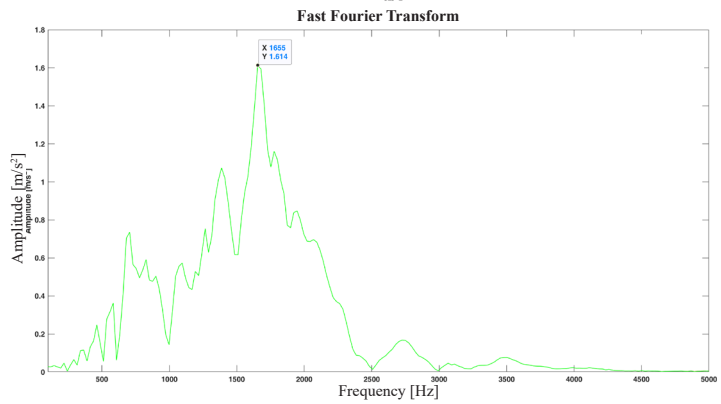
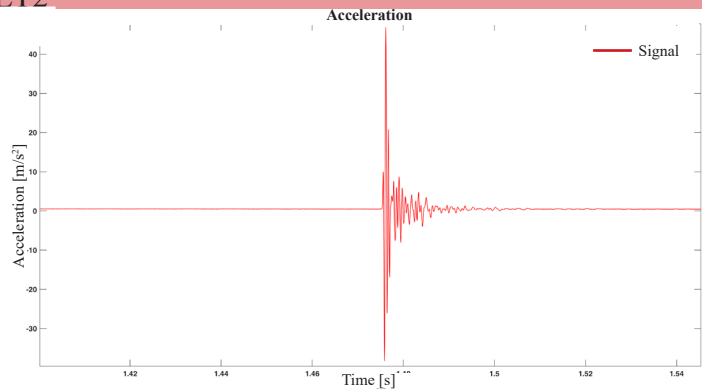


Ex convento delle Terese - ET2

A1B2

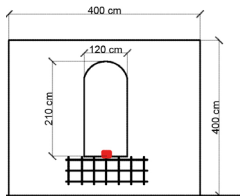


Velocity: 1106 m/s
 Frequency: 705-1387 Hz
 Time range: 1.475-1.51 s

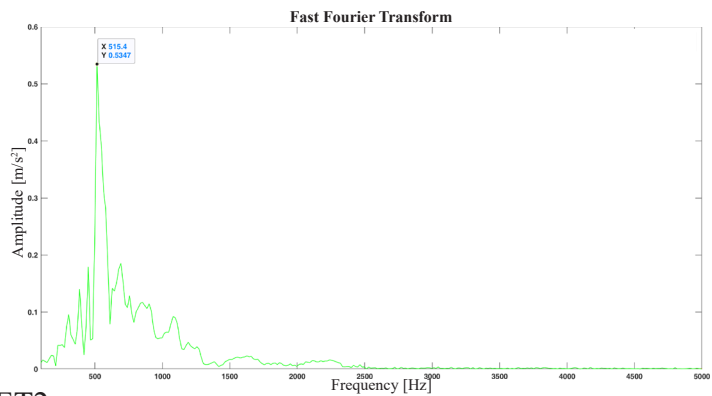
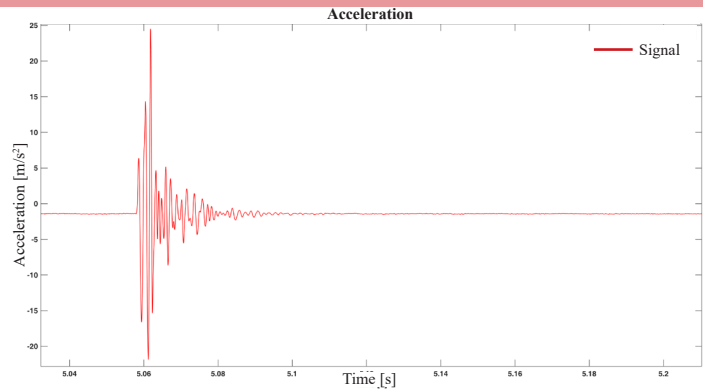


Ex convento delle Terese - ET2

A1B3

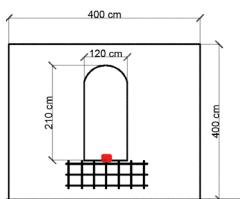


Velocity: 768 m/s
 Frequency: 515 Hz
 Time range 1.714-1.776 s

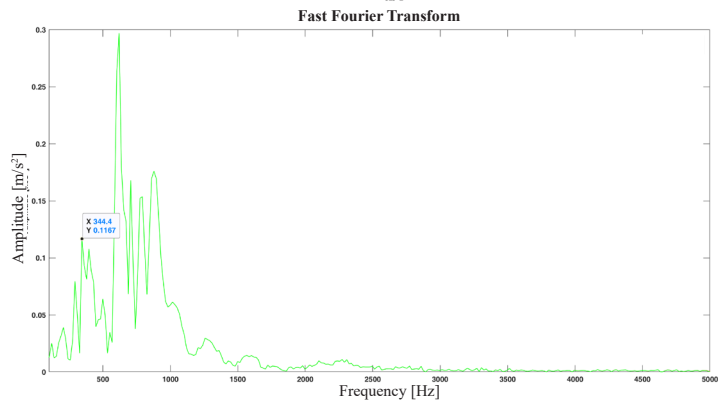
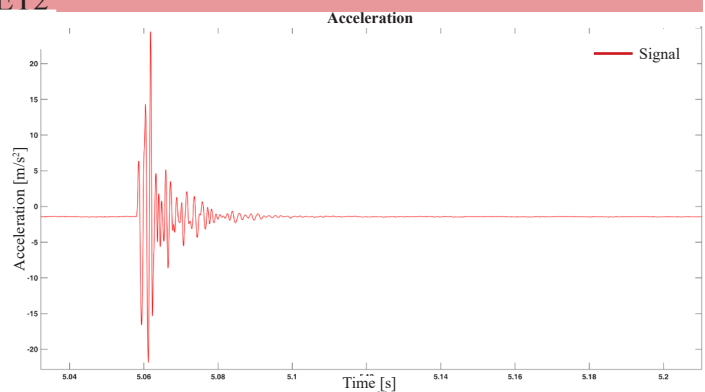


Ex convento delle Terese - ET2

A1C1

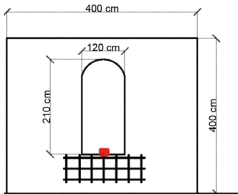


Velocity: 962 m/s
 Frequency: 344-649 Hz
 Time range: 2.049-2.107 s

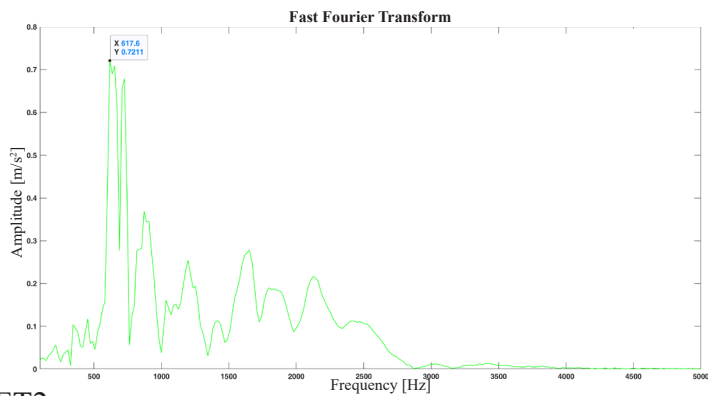
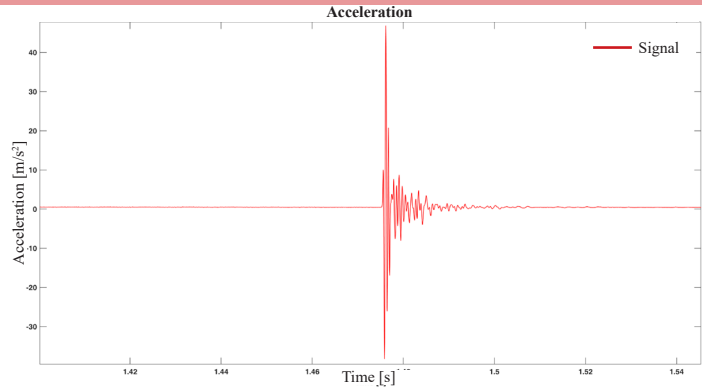


Ex convento delle Terese - ET2

A1C2

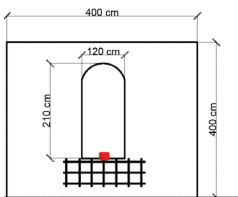


Velocity: 950 m/s
 Frequency: 517 Hz
 Time range: 1.215-1.227 s

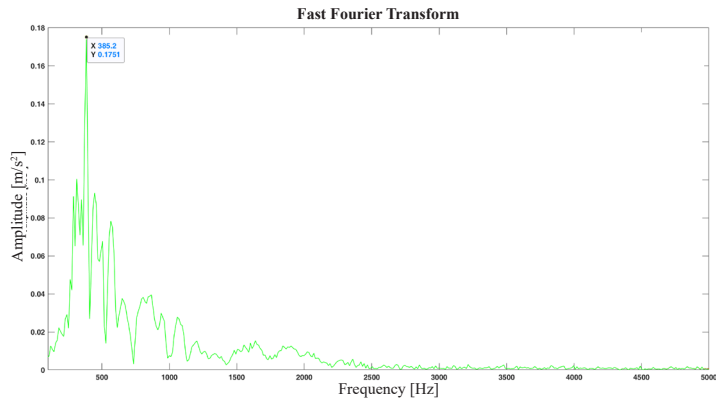
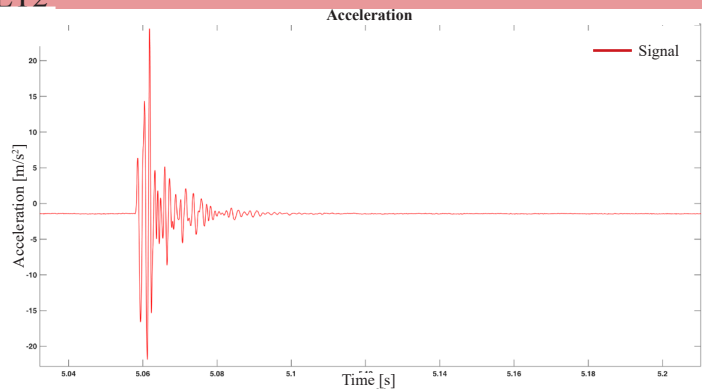


Ex convento delle Terese - ET2

A1C3

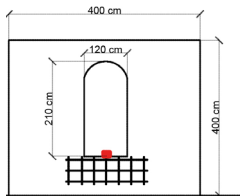


Velocity: 621 m/s
 Frequency: 385 Hz
 Time range: 2.439-2.522 s

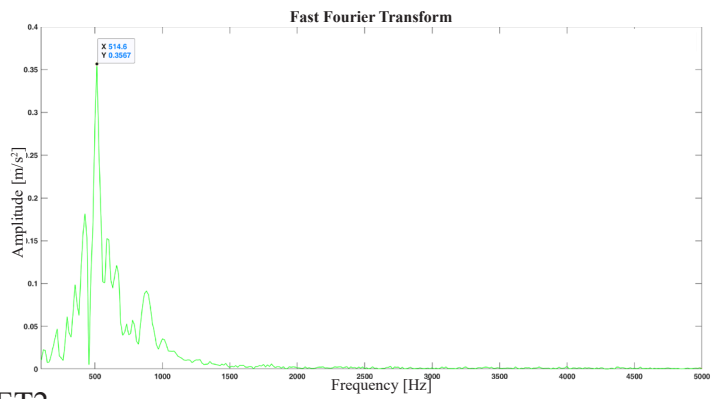
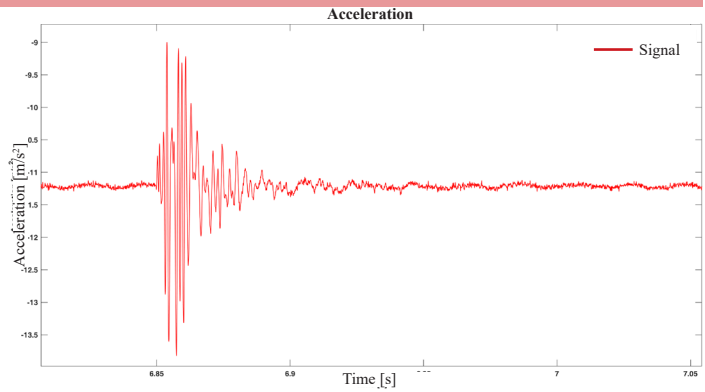


Ex convento delle Terese - ET2

A1D1

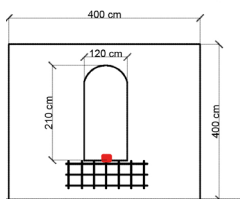


Velocity: 986 m/s
 Frequency: 514 Hz
 Time range: 4.052-4.124 s

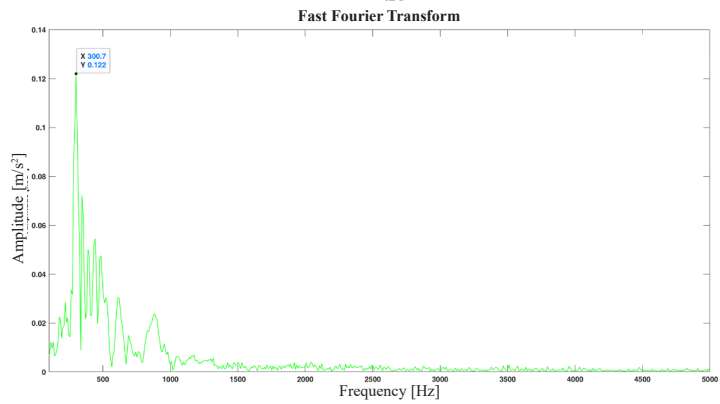
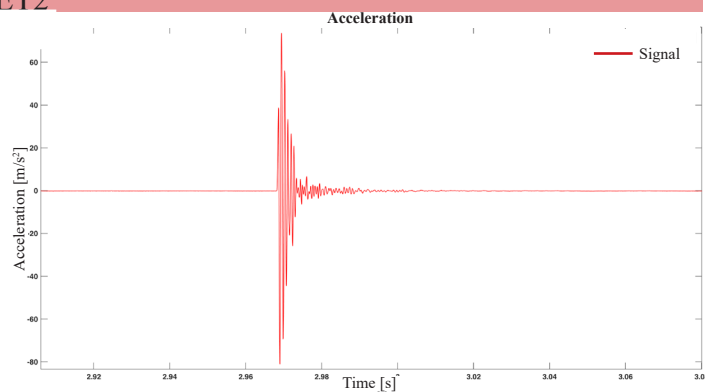


Ex convento delle Terese - ET2

A1D2

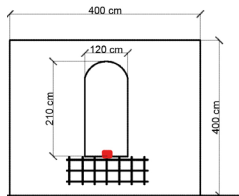


Velocity: 933 m/s
 Frequency: 666 Hz
 Time range: 2.774-2.887 s

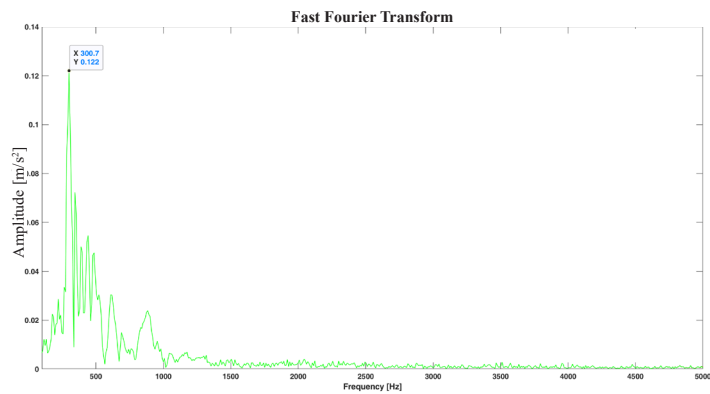
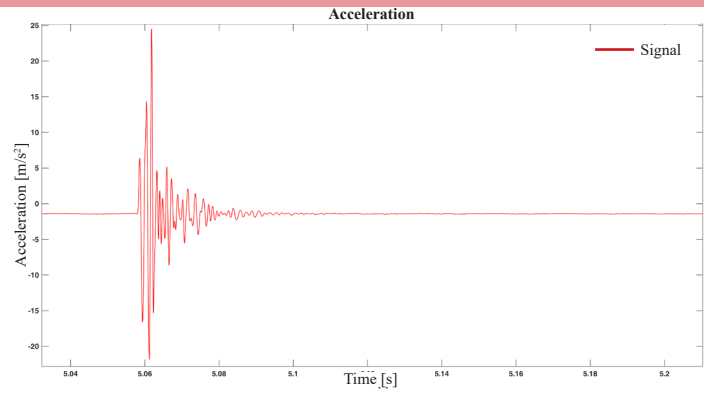


Ex convento delle Terese - ET2

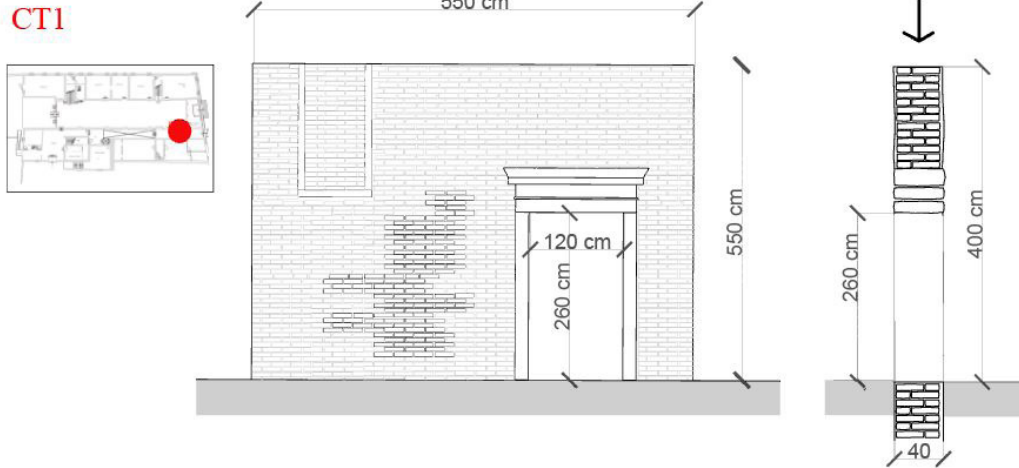
A1D3



Velocity: 762 m/s
Frequency: 300 Hz
Time range: 1.632-1.7 s

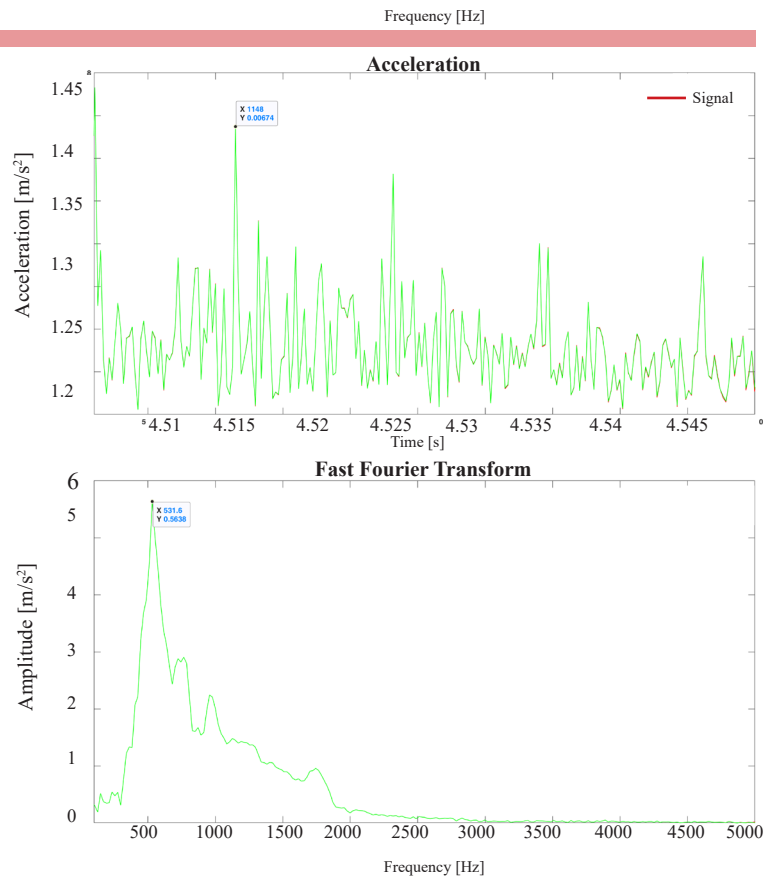


ALLEGATO 14. Cà Tron - CT1



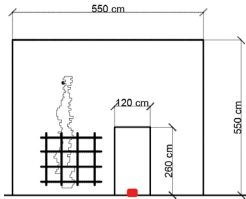
Cà Tron - CT2

Rumore di fondo dei segnali

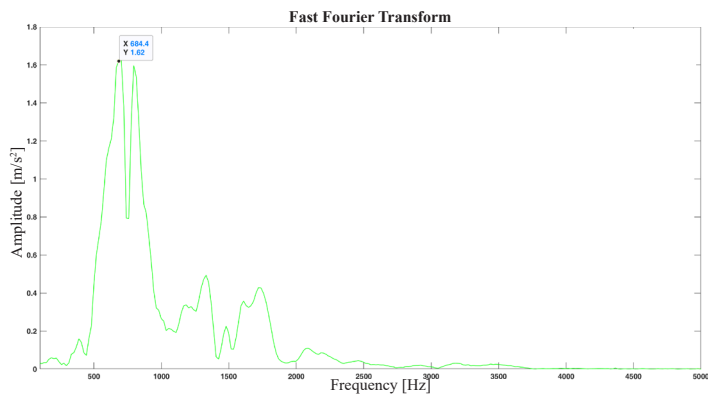
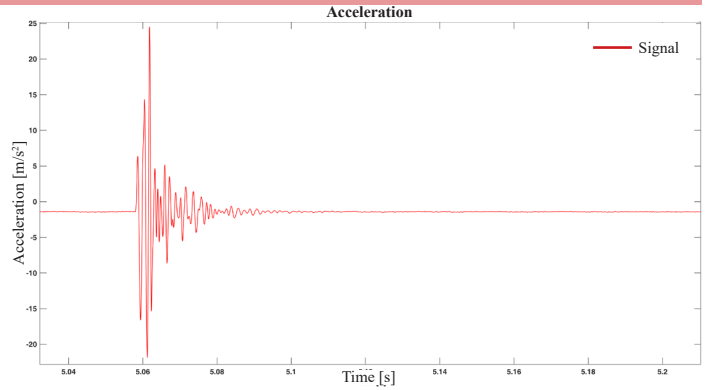


Cà Tron - CT1

A1B1

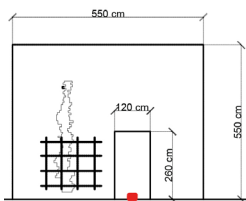


Velocity: 1600 m/s
 Frequency: 702-795 Hz
 Time range: 2.669-2.723 s

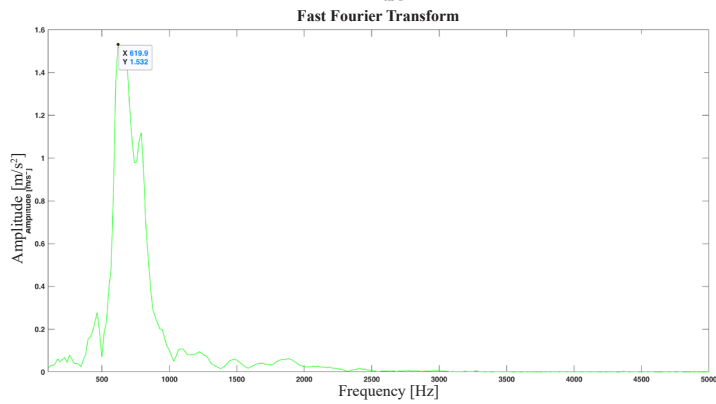
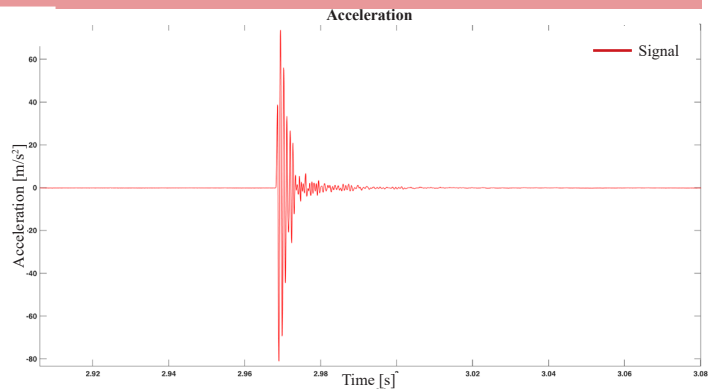


Cà Tron - CT1

A1C1

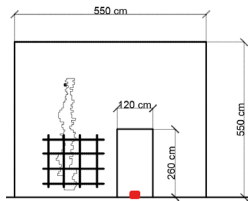


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 619 Hz
 Time range: 3.549-3.607 s

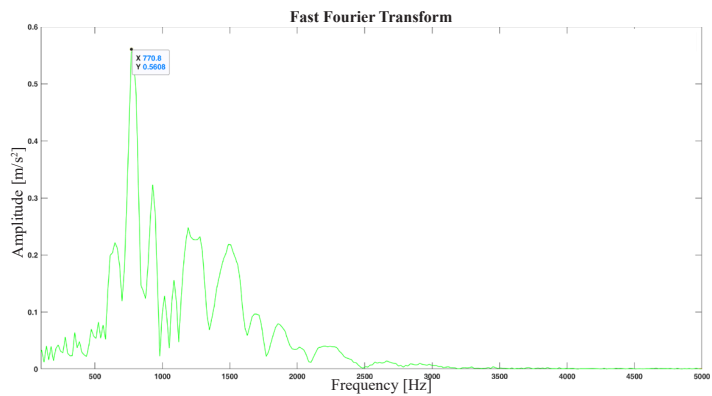
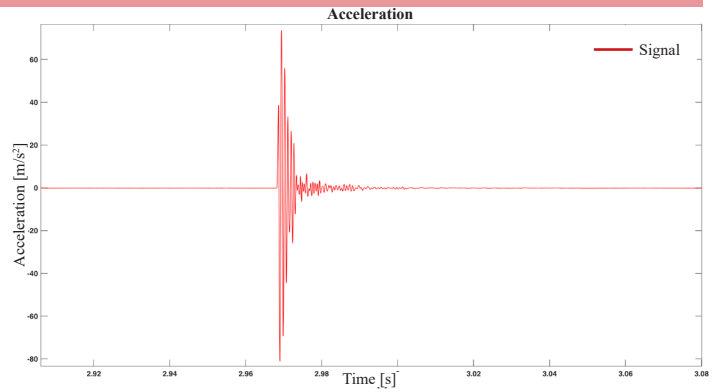


Cà Tron - CT1

A1D1

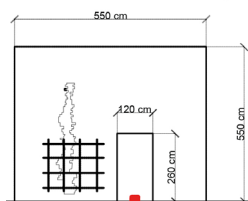


Velocity: 1395 m/s
 Frequency: 770 Hz
 Time range: 3.549-3.606 s

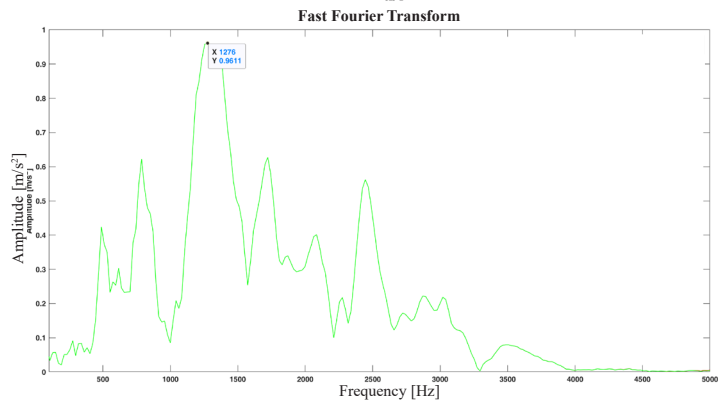
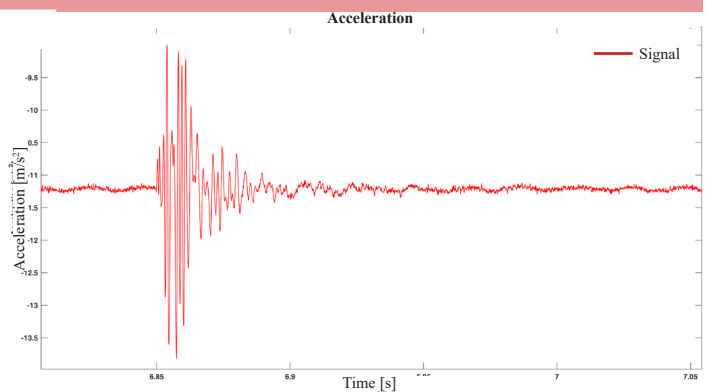


Cà Tron - CT1

A2B2

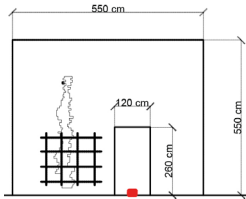


Velocity: 1379 m/s
 Frequency: 148-255-1048 Hz
 Time range: 5.618-5.665 s

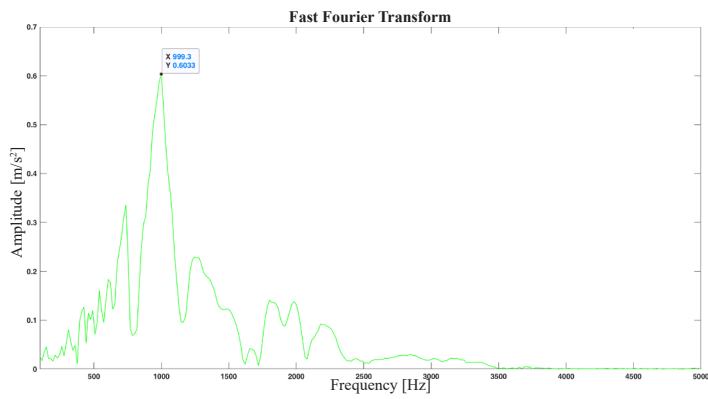
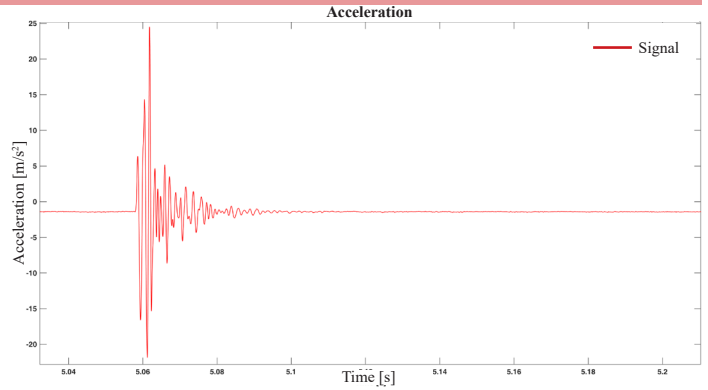


Cà Tron - CT1

A2C2

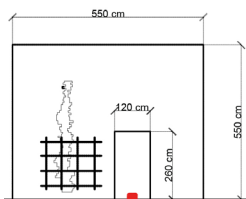


Velocity: 1159 m/s
 Frequency: 999 Hz
 Time range: 2.771-2.772 s

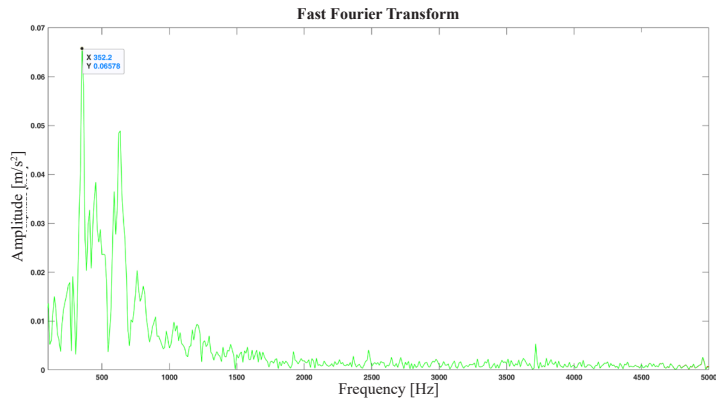
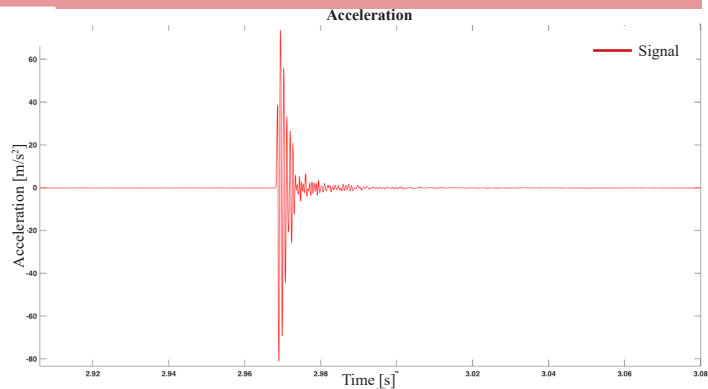


Cà Tron - CT1

A2D2

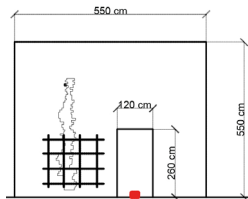


Velocity: 839 m/s
 Frequency: 352-636 Hz
 Time range: 3.677-3.765 s

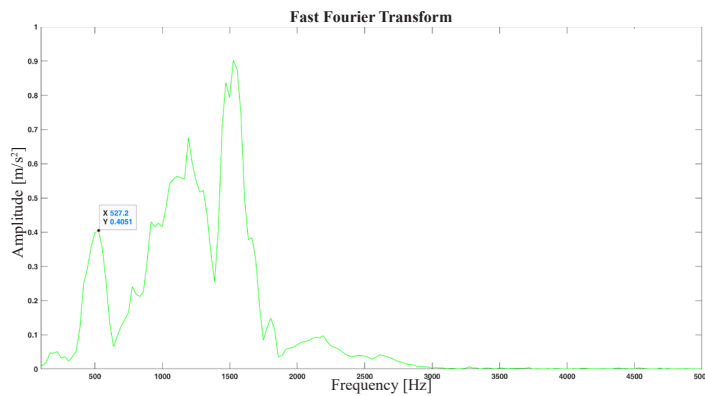
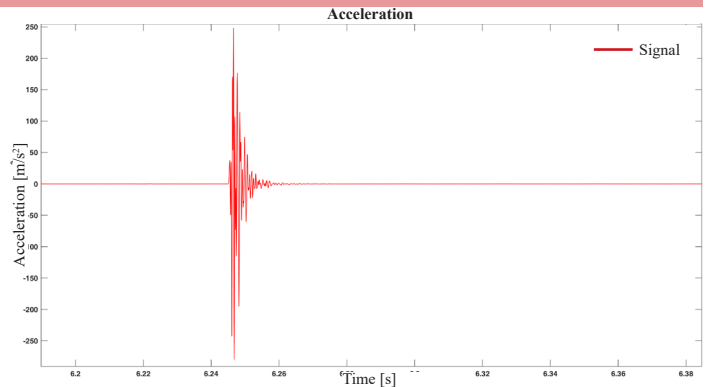


Cà Tron - CT1

A3B3

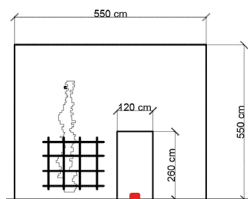


Velocity: 533 m/s
Frequency: 527-1193-1526 Hz
Time range: 6.6852-6.888 s

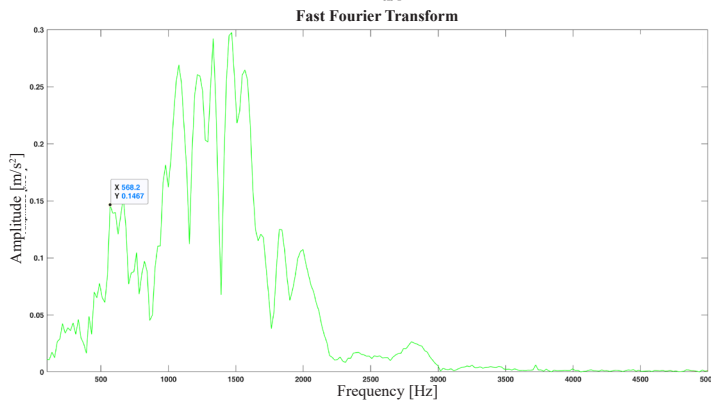
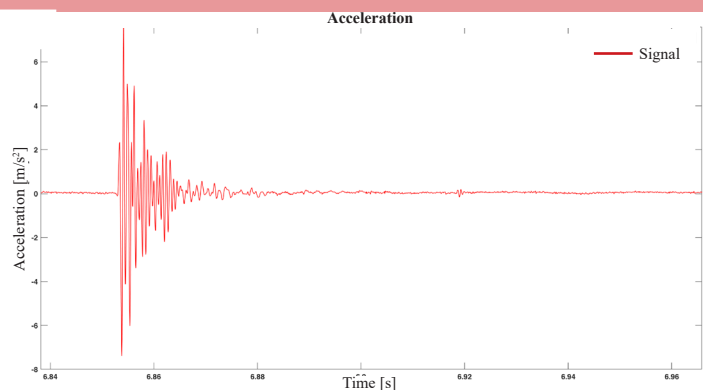


Cà Tron - CT1

A3C3

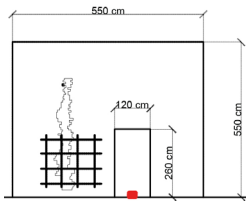


Velocity: 1000 m/s
Frequency: 568-1078-1469 Hz
Time range 6.852- 6.903 s

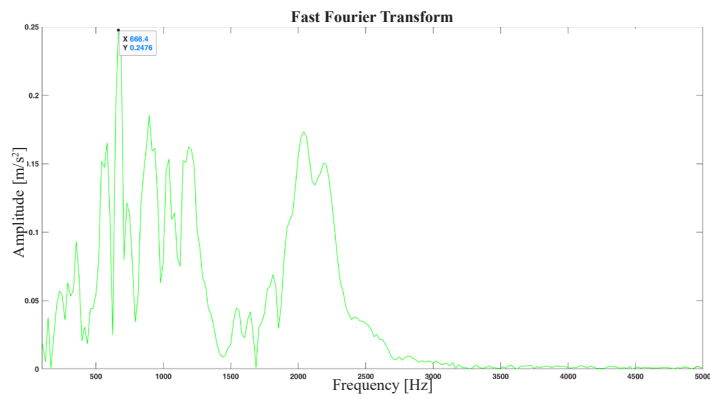
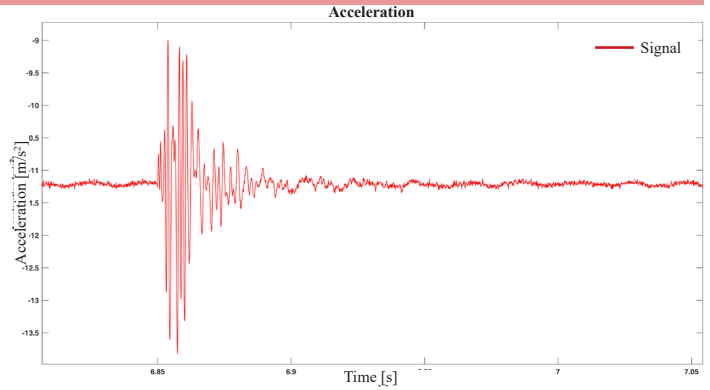


Cà Tron - CT1

A3D3

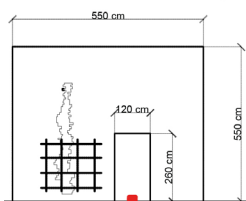


Velocity: 774 m/s
 Frequency: 999 Hz
 Time range: 7.967-8.015 s

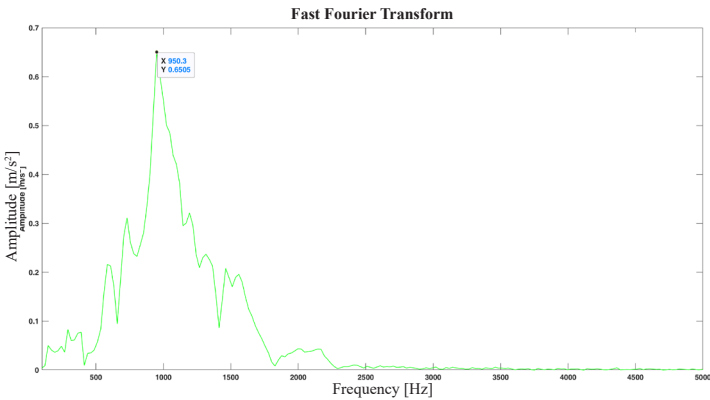
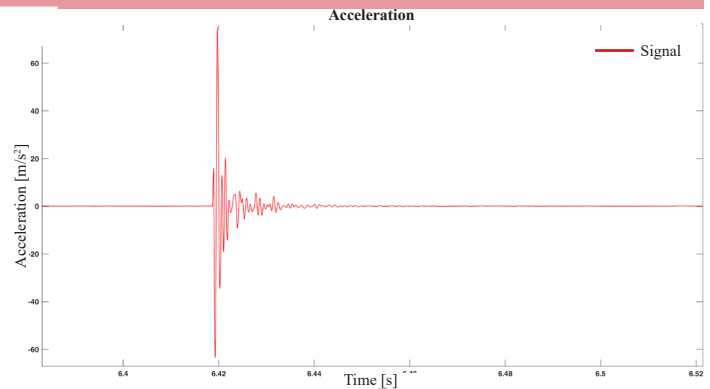


Cà Tron - CT1

A4B4

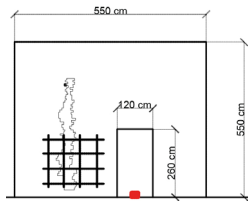


Velocity: 666 m/s
 Frequency: 352 Hz
 Time range: 6.237-6.278 s

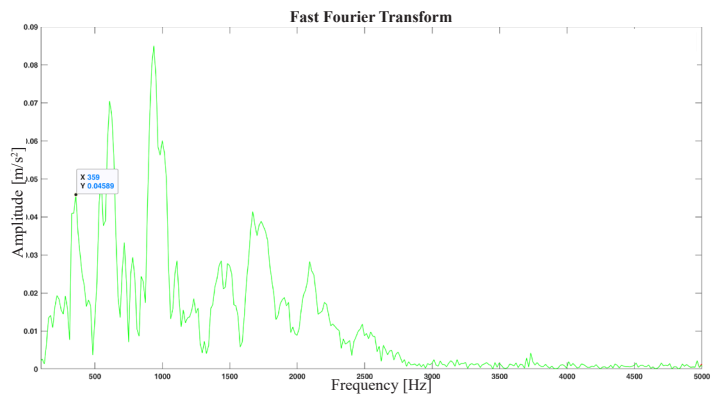
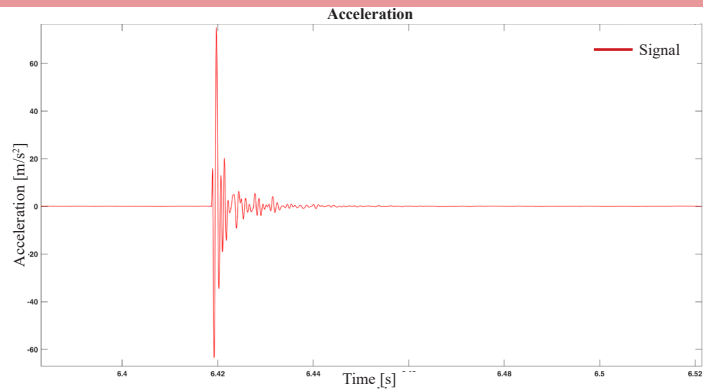


Cà Tron - CT1

A4C4

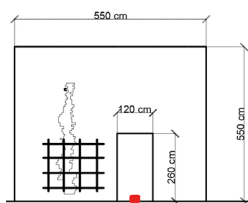


Velocity: 1333 m/s
Frequency: 407-591-958 Hz
Time range: 6.517-6.581 s

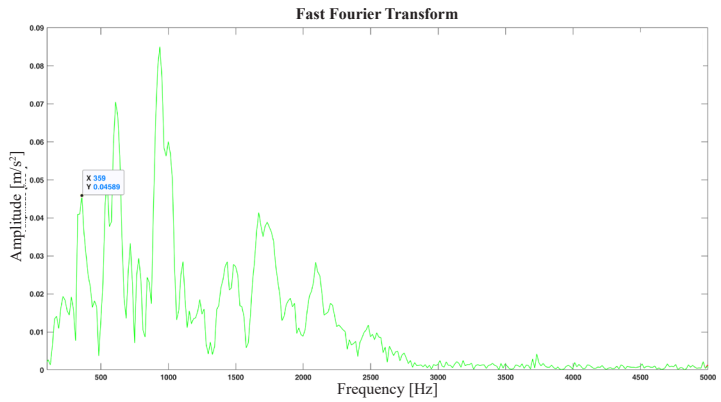
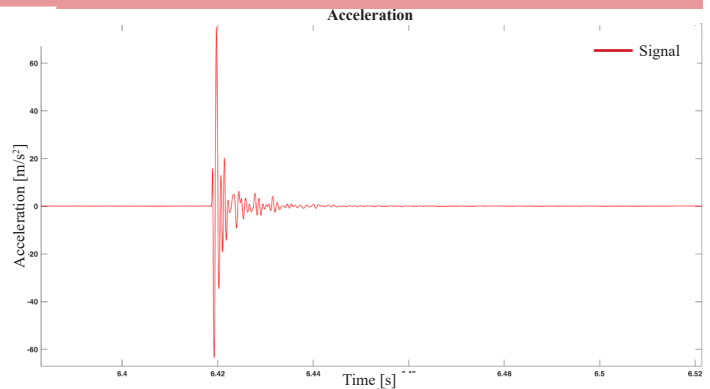


Cà Tron - CT1

A4D4

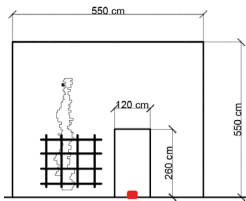


Velocity: 816m/s
Frequency: 359-608-936 Hz
Time range: 3.565- 3.614 s

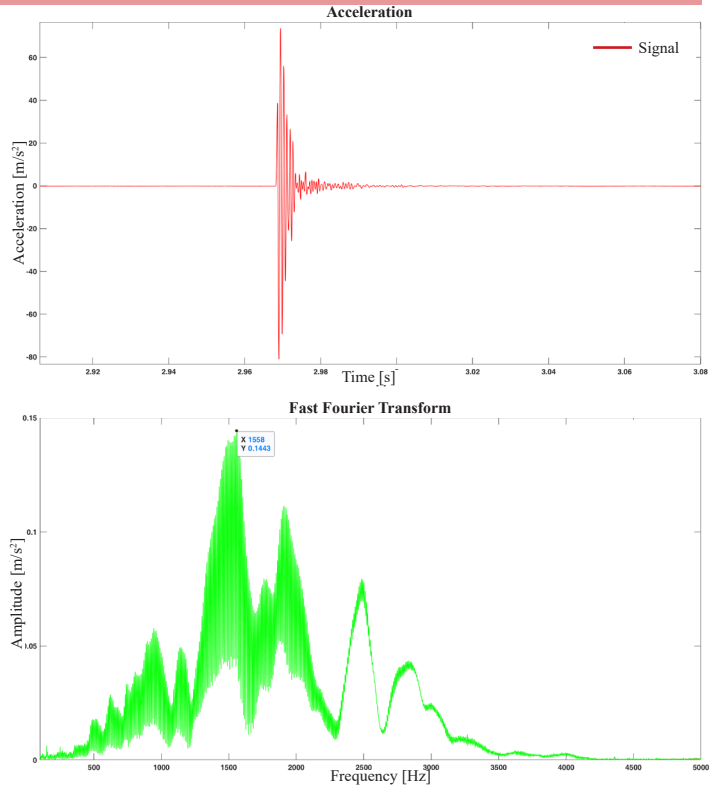


Cà Tron - CT1

A1A2

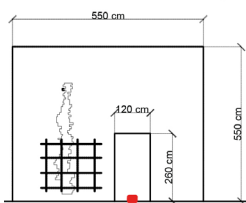


Velocity: 1666 m/s
 Frequency: 493-943-1558 Hz
 Time range: 5.628-5.657 s

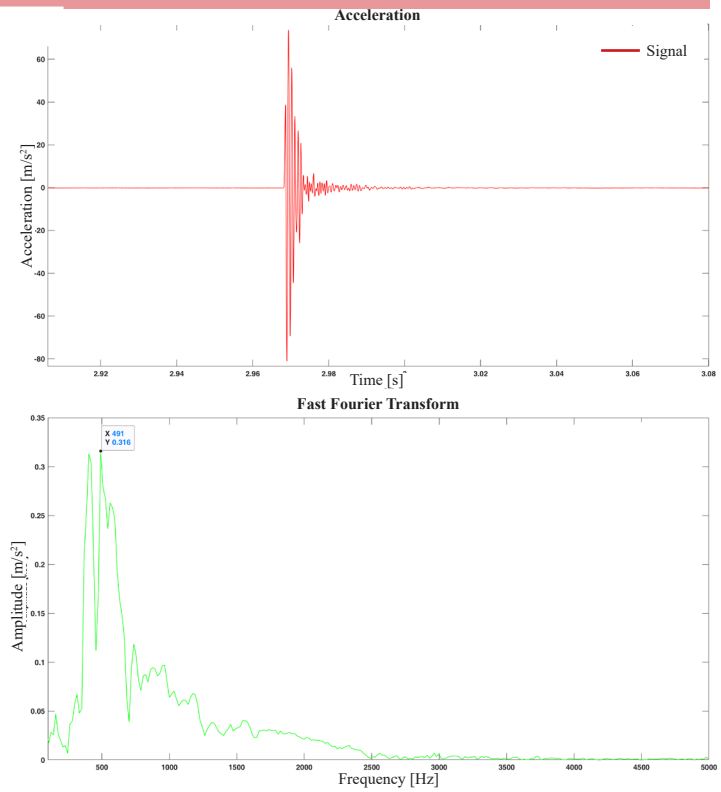


Cà Tron - CT1

A1A3

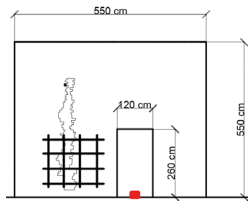


Velocity: 1012 m/s
 Frequency: 430-491 Hz
 Time range: 5.628-5.685 s

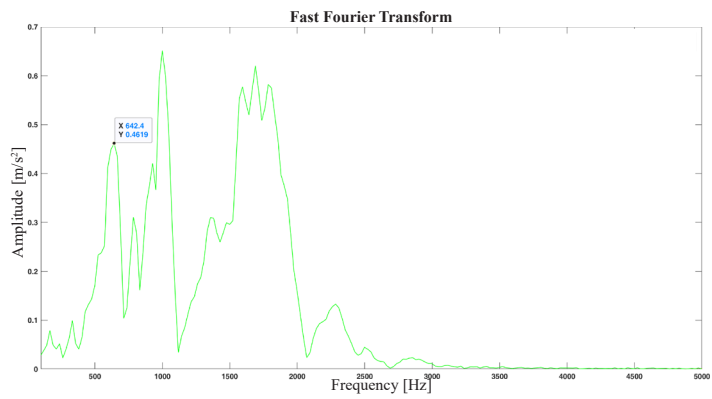
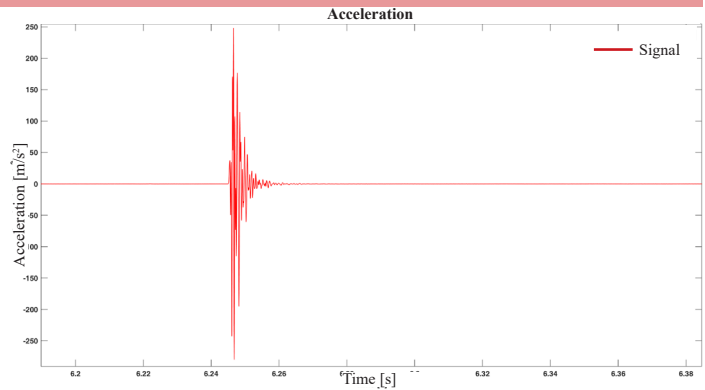


Cà Tron - CT1

A1A4

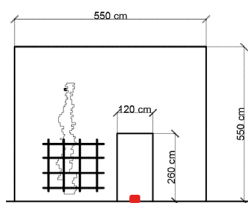


Velocity: 1263 m/s
 Frequency: 642-999-1689 Hz
 Time range: 8.222- 8.264 s

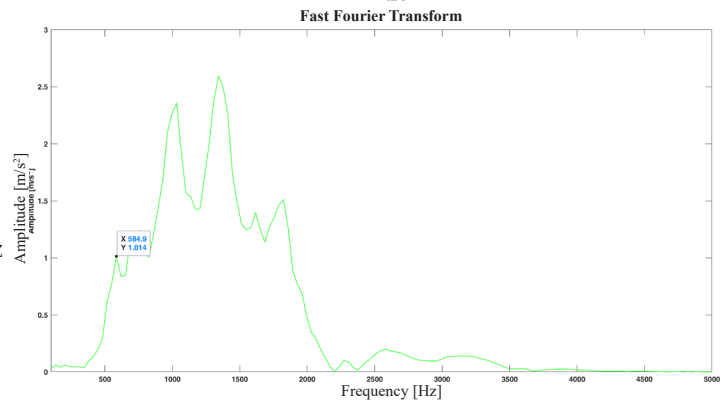
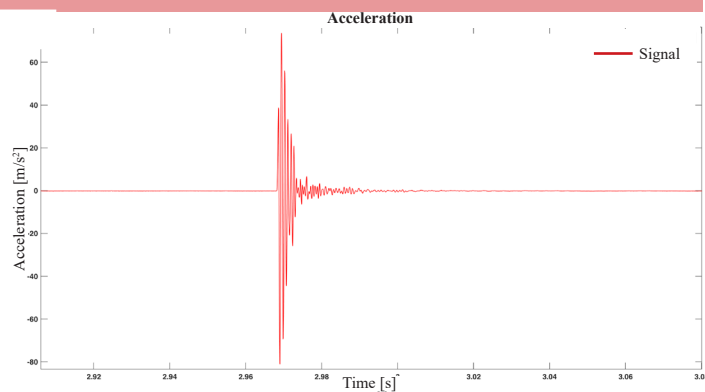


Cà Tron - CT1

B1B2

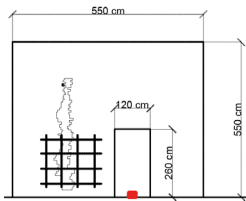


Velocity: 889 m/s
 Frequency: 584-1032-13421 Hz
 Time range: 5.034- 5.063 s

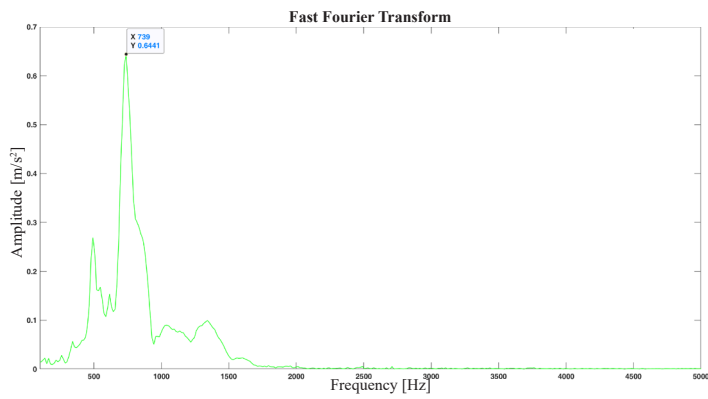
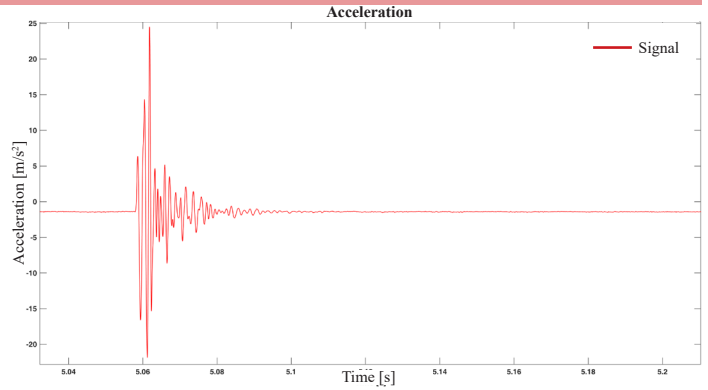


Cà Tron - CT1

B1B3

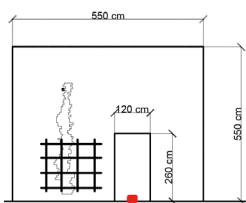


Velocity: 941 m/s
 Frequency: 942-739 Hz
 Time range: 5.034- 5.107 s

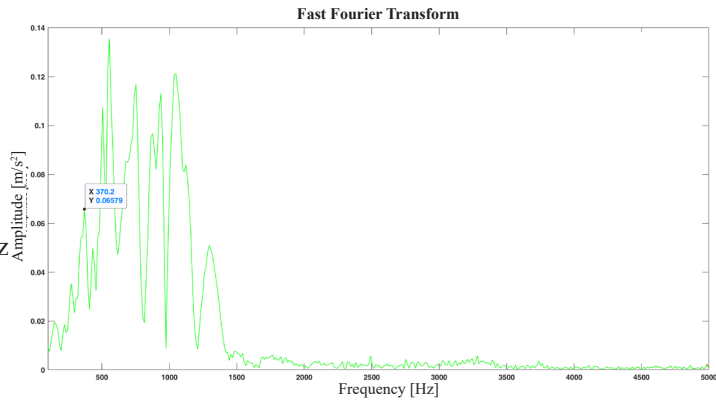
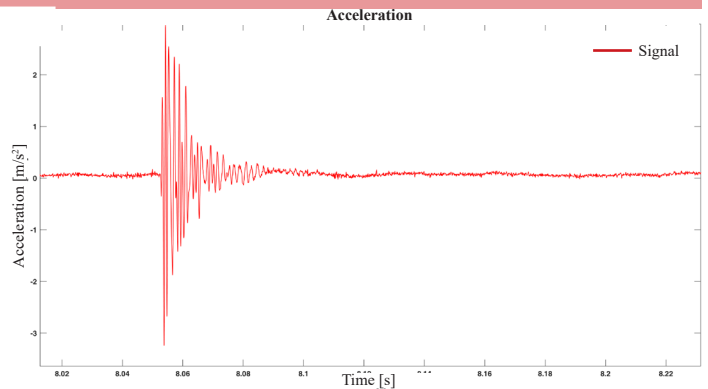


Cà Tron - CT1

B1B4

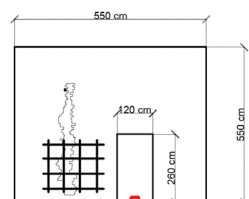


Velocity: 1224 m/s
 Frequency: 370-555-752-937 Hz
 Time range: 8.052- 8.133 s

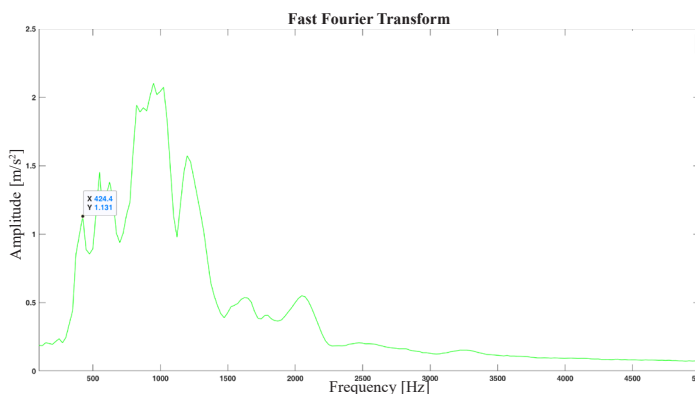
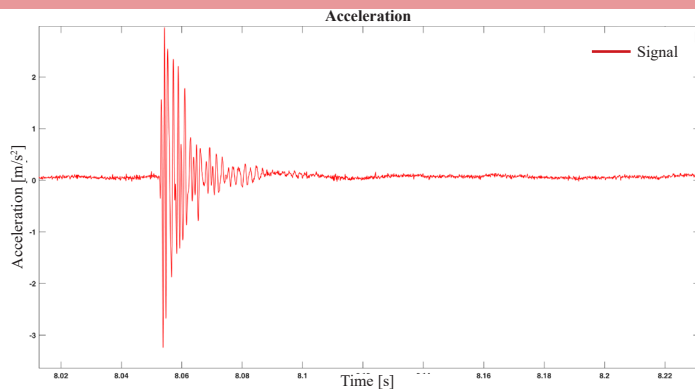


Cà Tron - CT1

C1C2

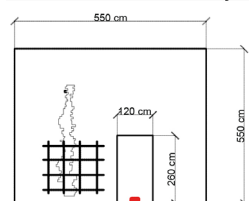


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 424-549-948 Hz
 Time range: 10.01-10.05 s

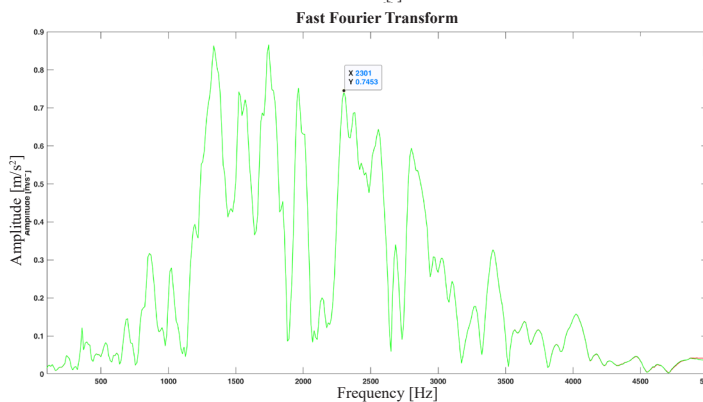
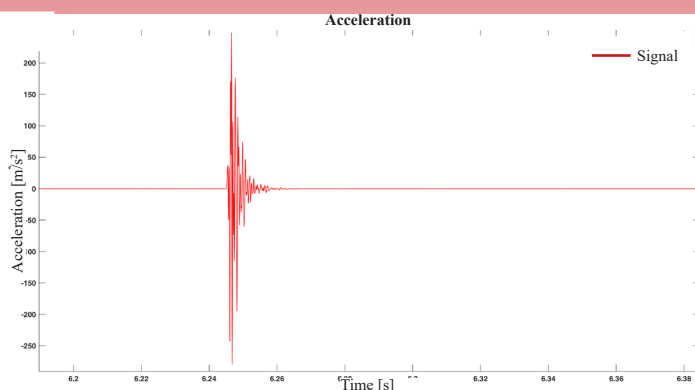


Cà Tron - CT1

C1C3

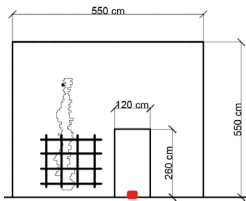


Velocity: 1454 m/s
 Frequency: 541 Hz
 Time range: 9.19-9.252 s

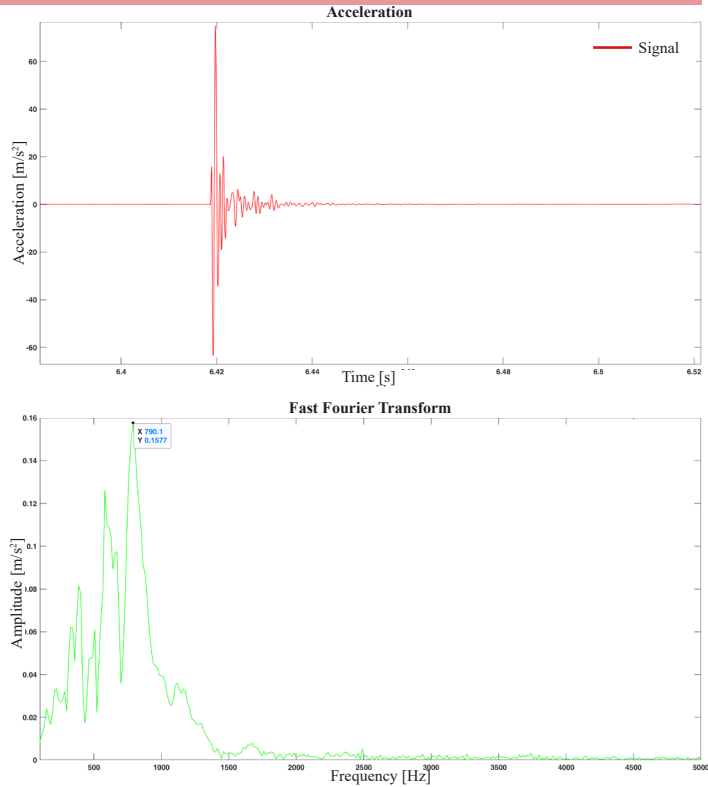


Cà Tron - CT1

C1C4

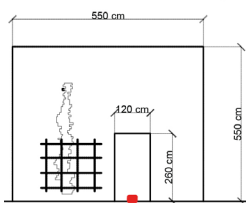


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 387-581-790 Hz
 Time range: 6.97-7.037 s

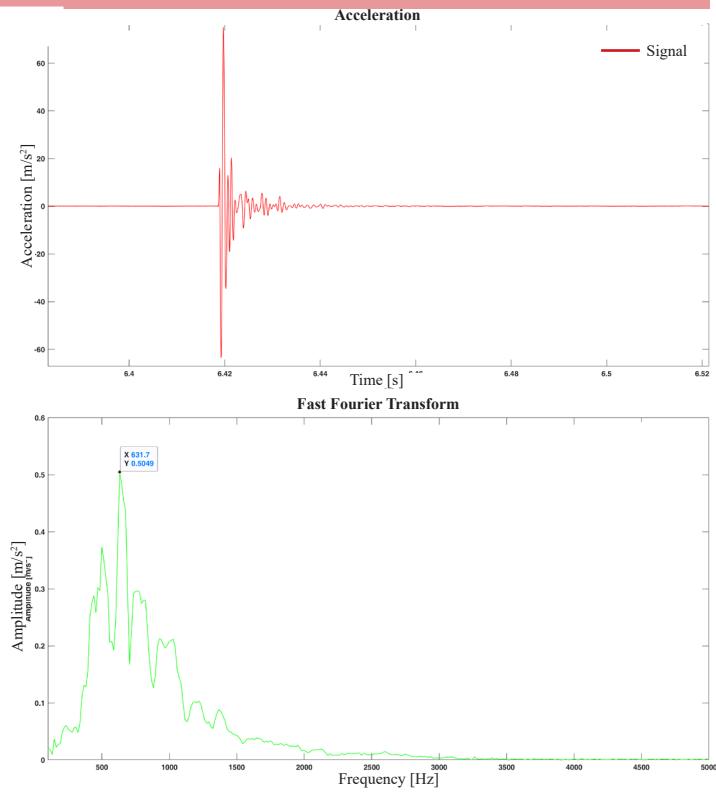


Cà Tron - CT1

D1D2

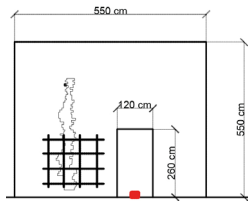


Velocity: 667 m/s
 Frequency: 499-631-763 Hz
 Time range: 6.6894- 6.962 s

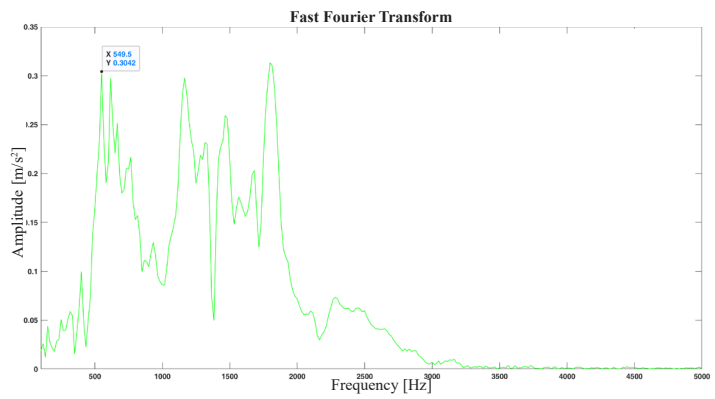
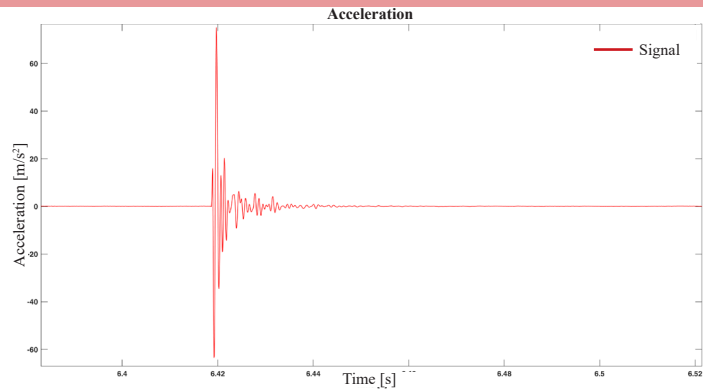


Cà Tron - CT1

D1D3

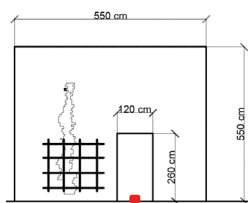


Velocity: 1000 m/s
Frequency: 399-549-1116 Hz
Time range: 6.894- 6.964 s

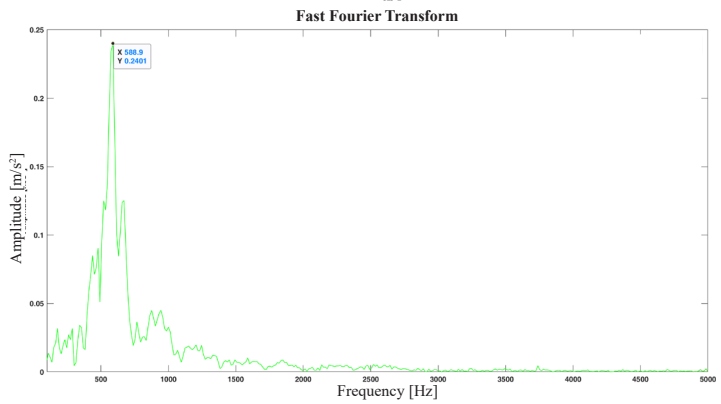
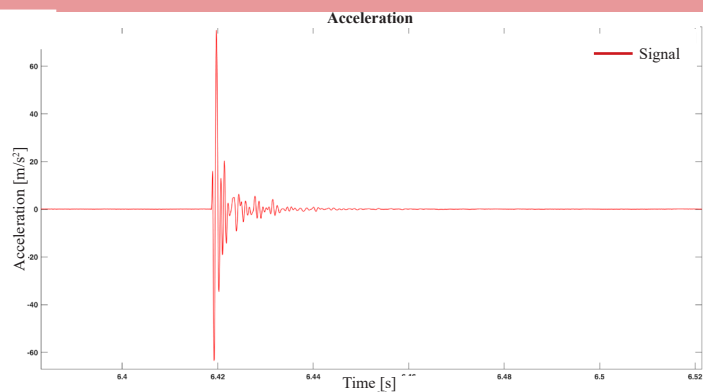


Cà Tron - CT1

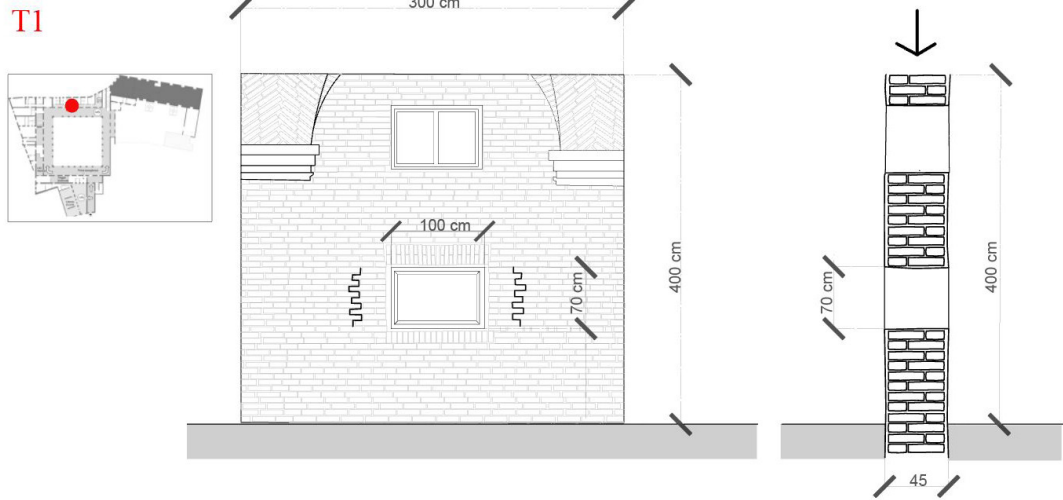
D1D4



Velocity: 800 m/s
Frequency: 588 Hz
Time range: 8.192- 8.265 s

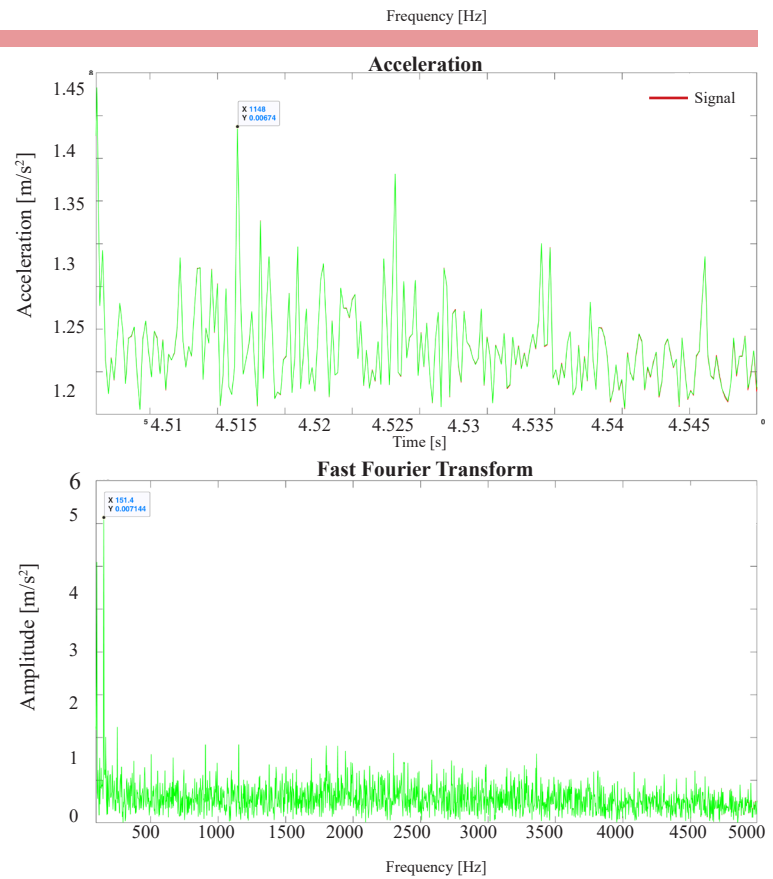


ALLEGATO 15. Tolentini - T1



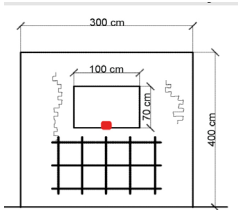
Tolentini - T1

Rumore di fondo dei segnali

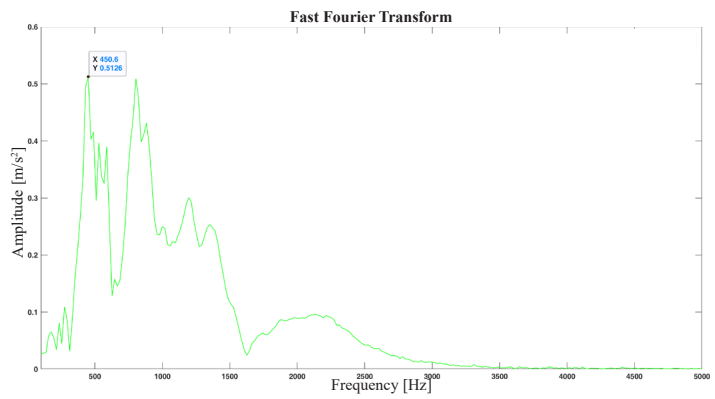
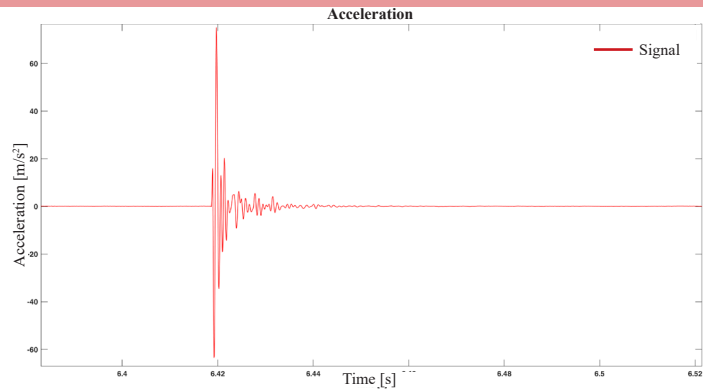


Tolentini - T1

A1B1

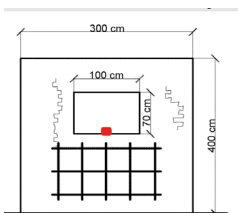


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 450-803 Hz
 Time range: 6.914-6.965 s

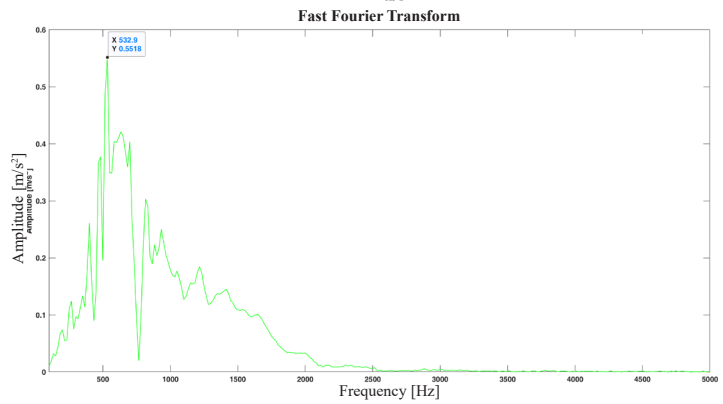
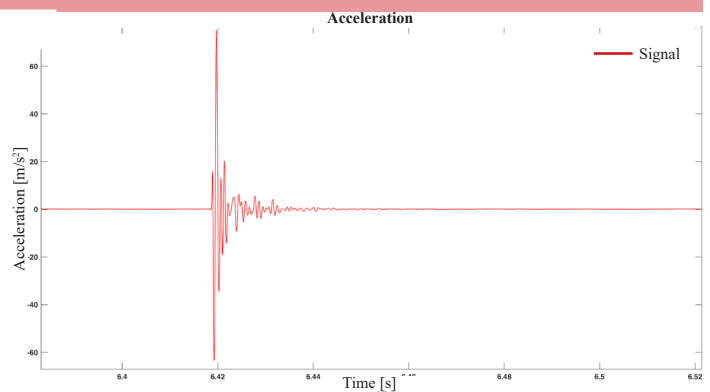


Tolentini - T1

A1C1

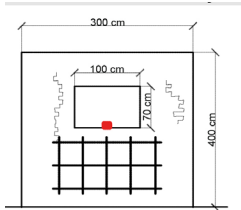


Velocity: 888 m/s
 Frequency: 532 Hz
 Time range: 6.917- 6.977 s

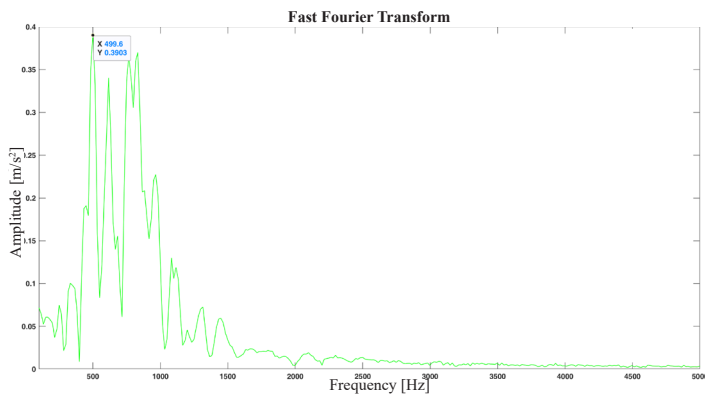
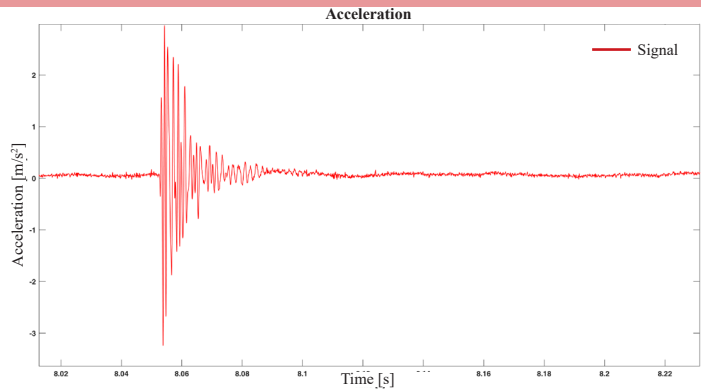


Tolentini - T1

A1D1

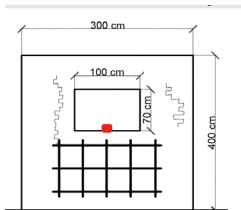


Velocity: 2400 m/s
 Frequency: 499 Hz
 Time range: 10.61- 10.67 s

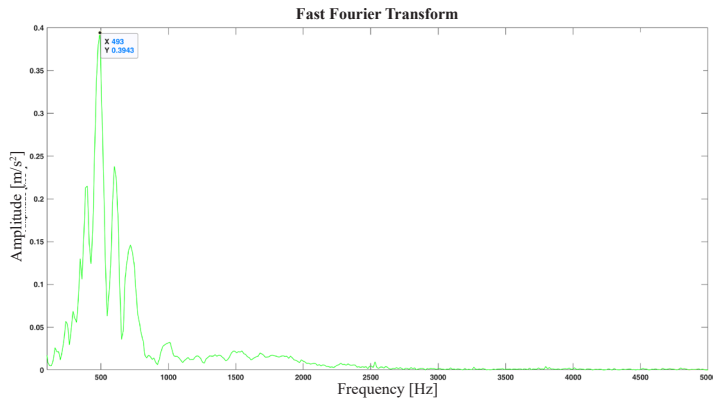
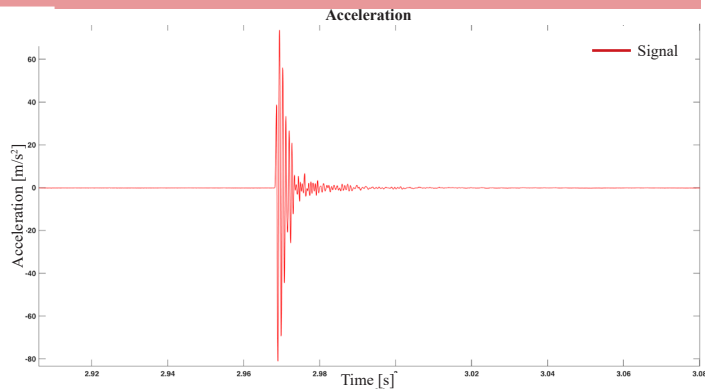


Tolentini - T1

A1E1

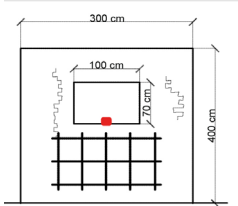


Velocity: 118 m/s
 Frequency: 493 Hz
 Time range: 5.079- 5.154 s

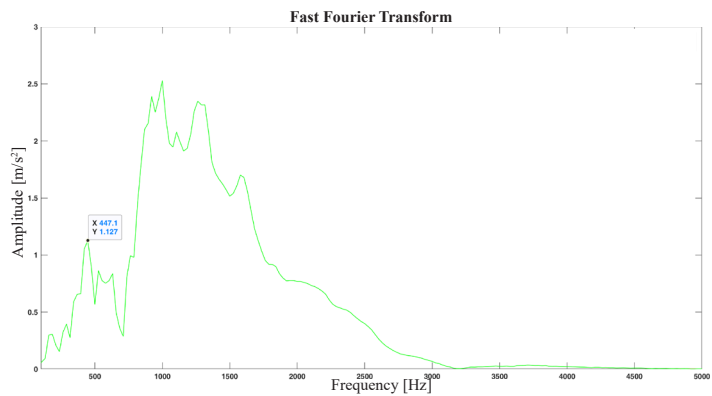
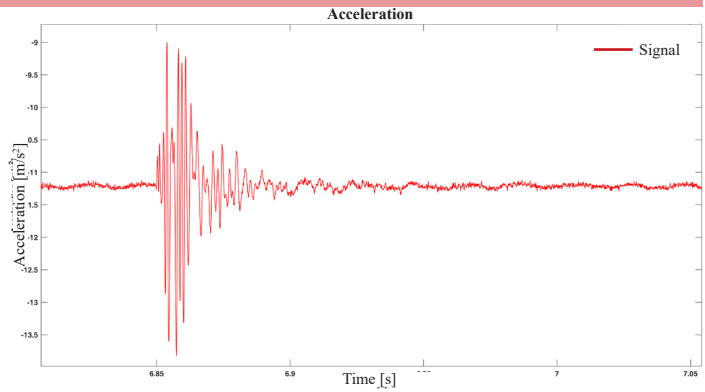


Tolentini - T1

A2B2

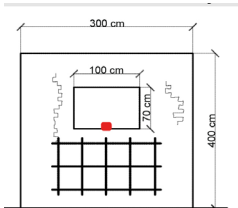


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 477-999-1262 Hz
 Time range: 6.661- 6.999 s

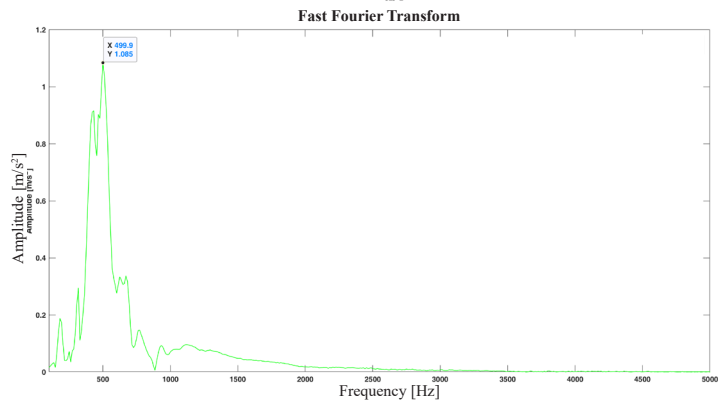
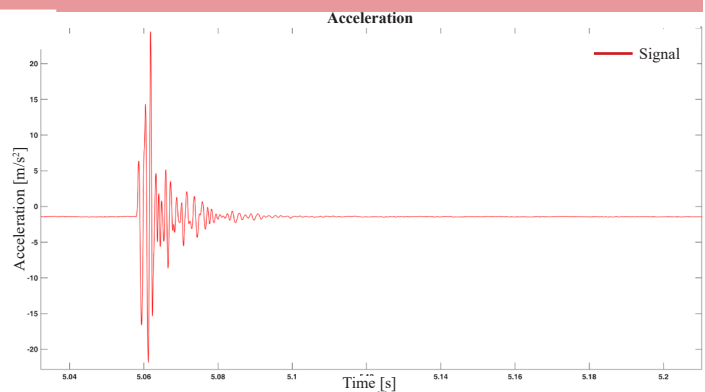


Tolentini - T1

A2C2

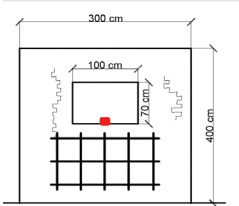


Velocity: 1142 m/s
 Frequency: 499 Hz
 Time range: 2.992- 3.08 s

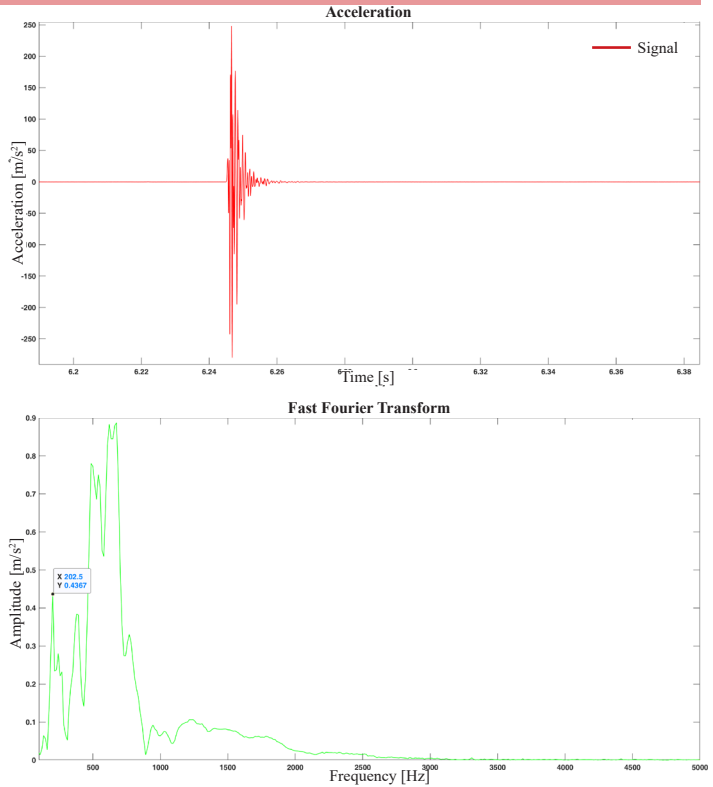


Tolentini - T1

A2D2

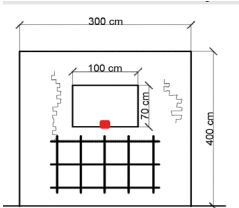


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 202-391-486-621 Hz
 Time range: 7.622- 7.736 s

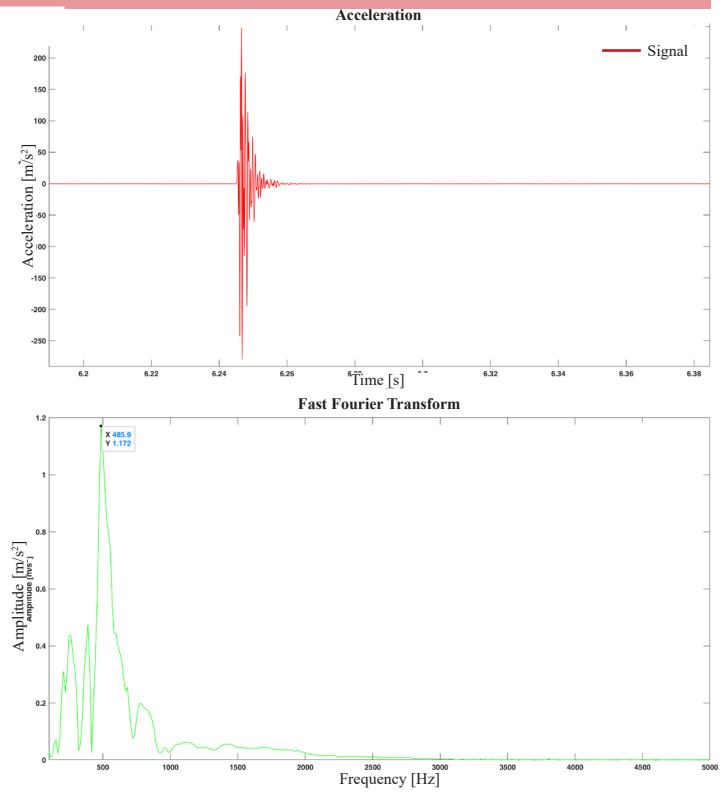


Tolentini - T1

A2E2

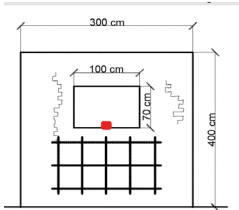


Velocity: 1442 m/s
 Frequency: 485 Hz
 Time range: 7.661- 7.733 s

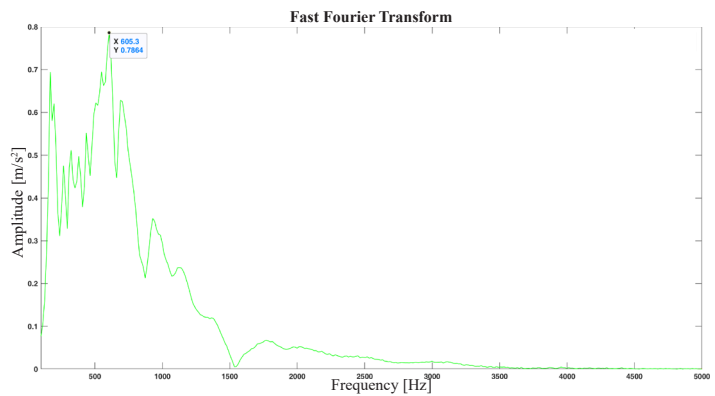
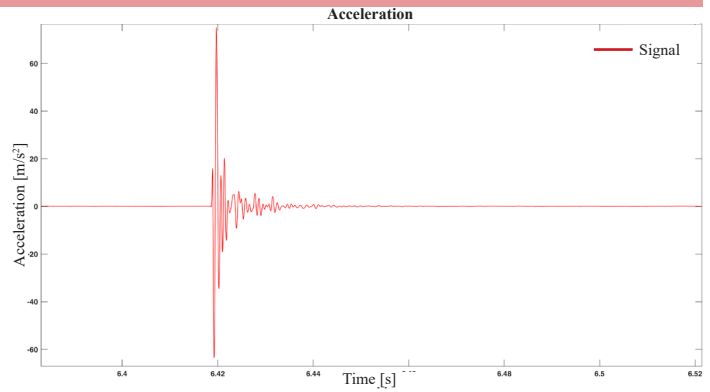


Tolentini - T1

A3B3

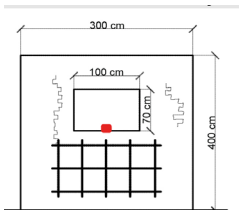


Velocity: 1333 m/s
Frequency: 168-605 Hz
Time range: 6.326- 6.397 s

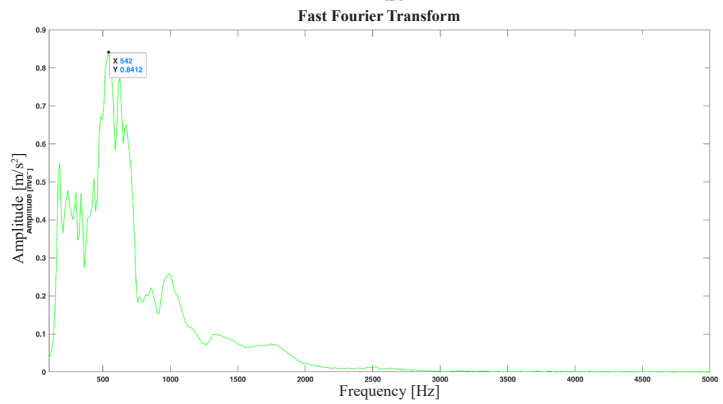
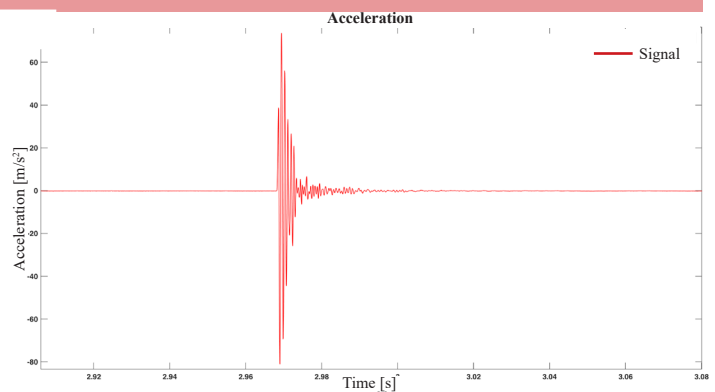


Tolentini - T1

A3C3

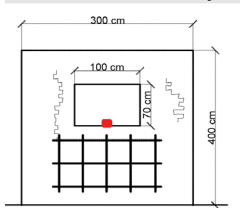


Velocity: 2000 m/s
Frequency: 180-542 Hz
Time range 4.927- 5.01 s

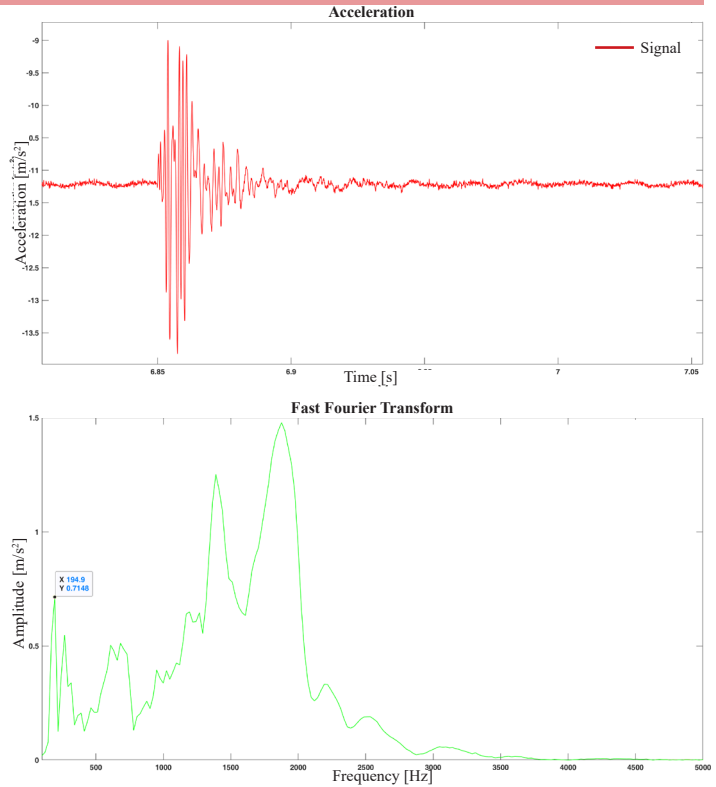


Tolentini - T1

A3D3

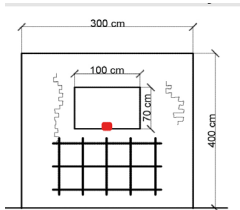


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 194-682-1389 Hz
 Time range: 7.443- 7.448 s

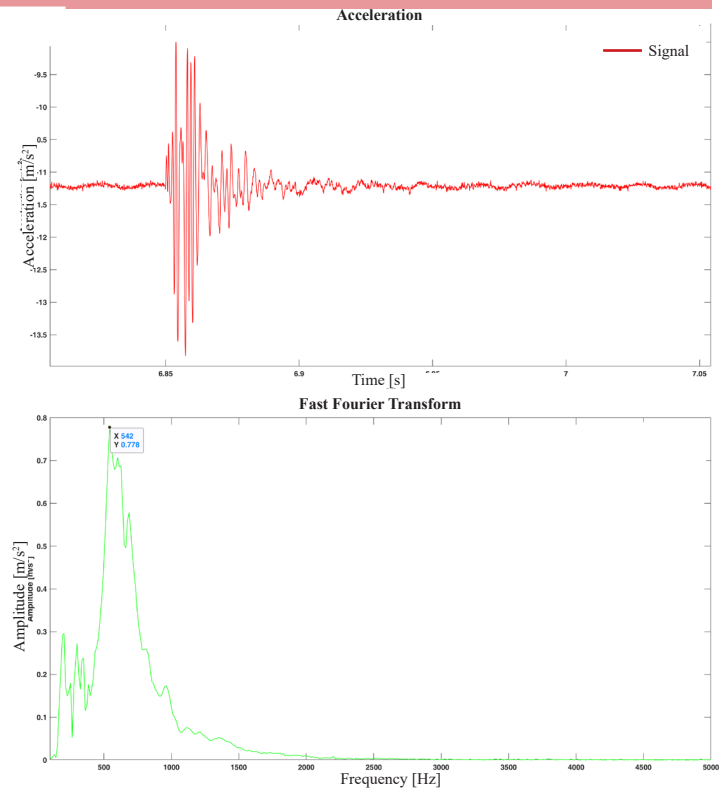


Tolentini - T1

A3E3

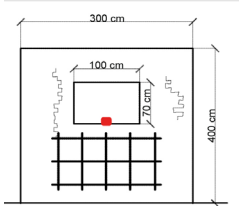


Velocity: 1454 m/s
 Frequency: 542 Hz
 Time range: 7.446- 7.549 s

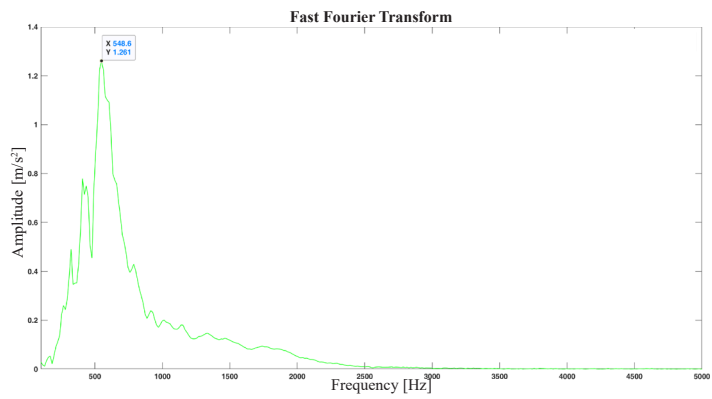
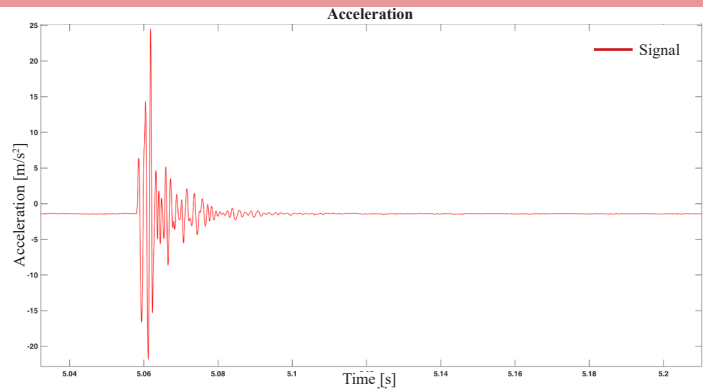


Tolentini - T1

A1A2

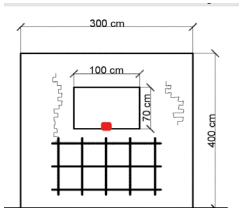


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 548 Hz
 Time range: 3.225-3.296 s

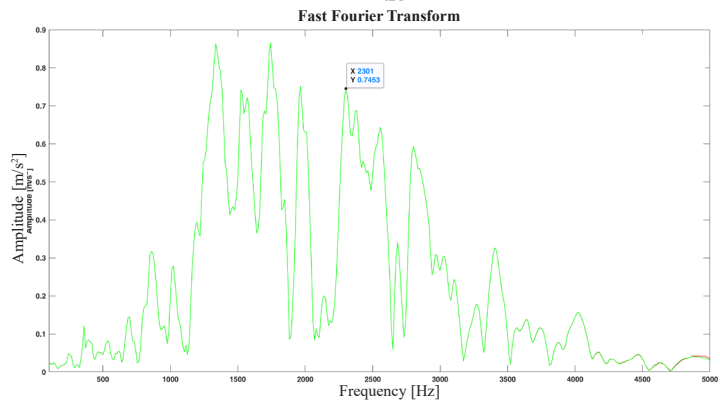
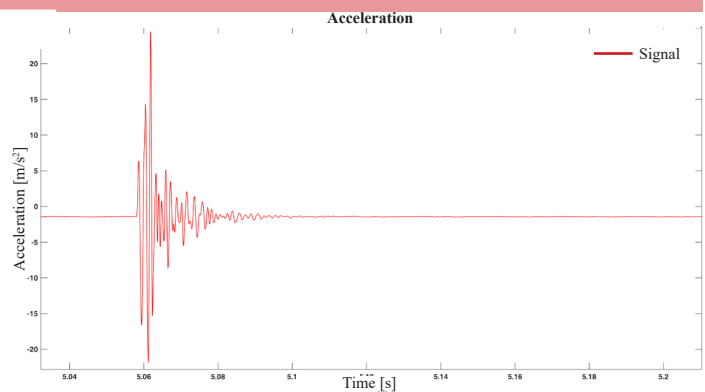


Tolentini - T1

A1A3

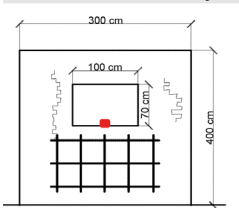


Velocity: 1148 m/s
 Frequency: 399-1154 Hz
 Time range: 2.23-2.26 s

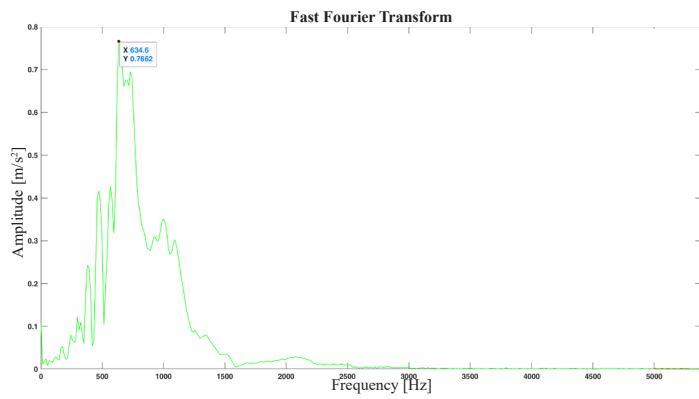
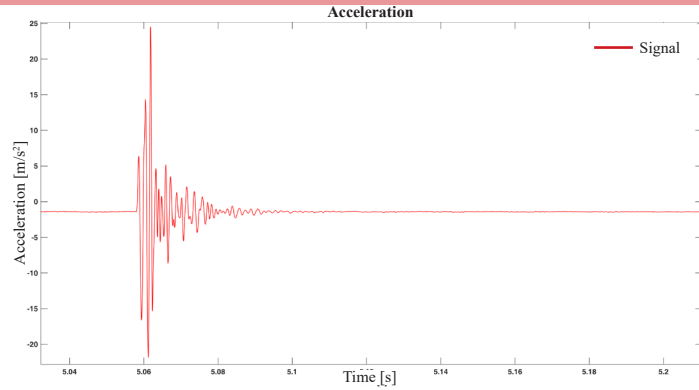


Tolentini - T1

B1B2

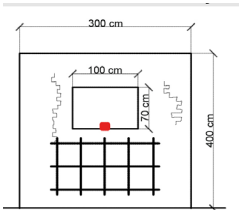


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 634 Hz
 Time range: 3.304- 3.378 s

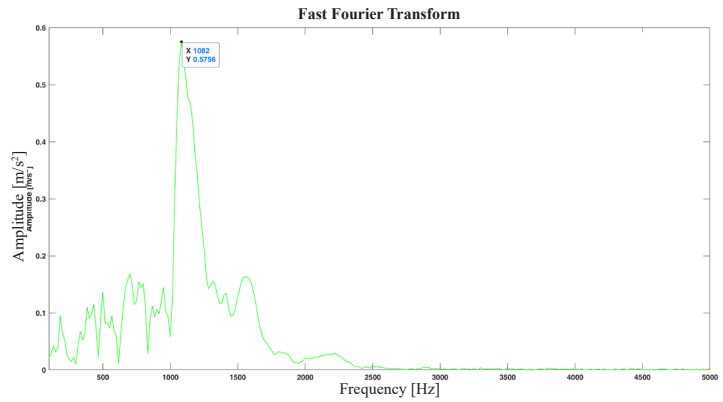
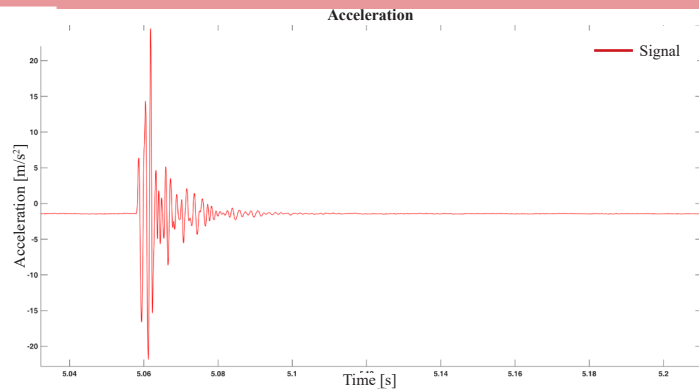


Tolentini - T1

B1B3

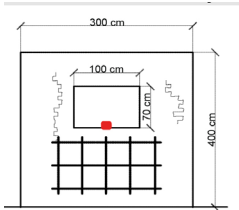


Velocity: 888 m/s
 Frequency: 1082 Hz
 Time range: 3.305- 3.365 s

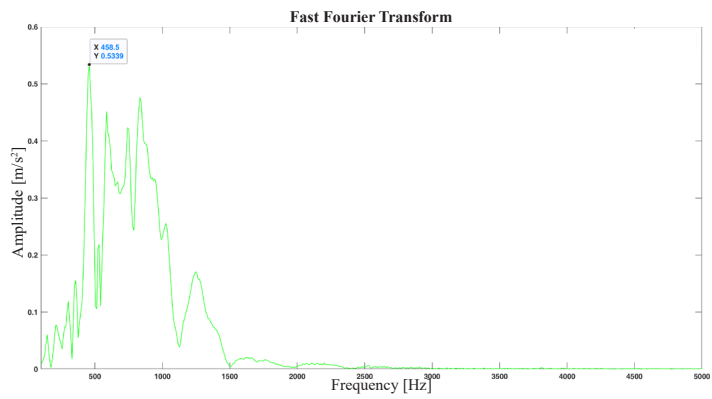
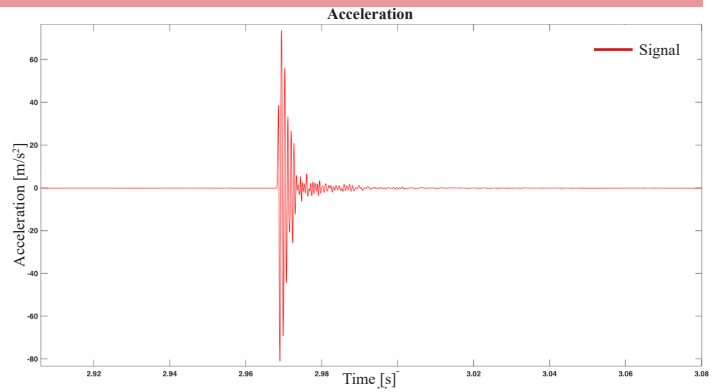


Tolentini - T1

C1C2

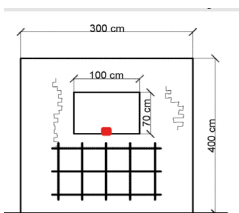


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 458 Hz
 Time range: 5.07- 5.179 s

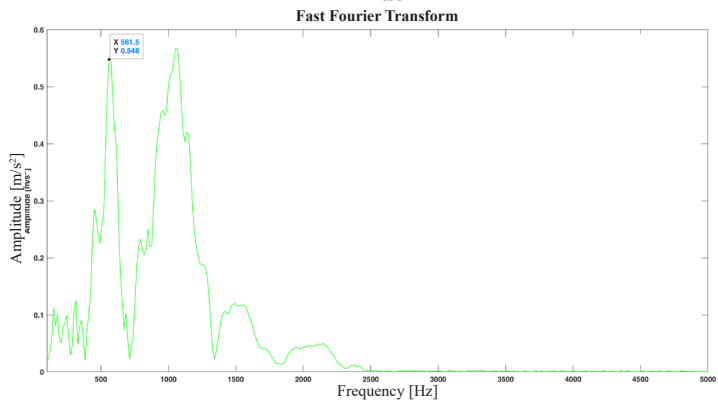
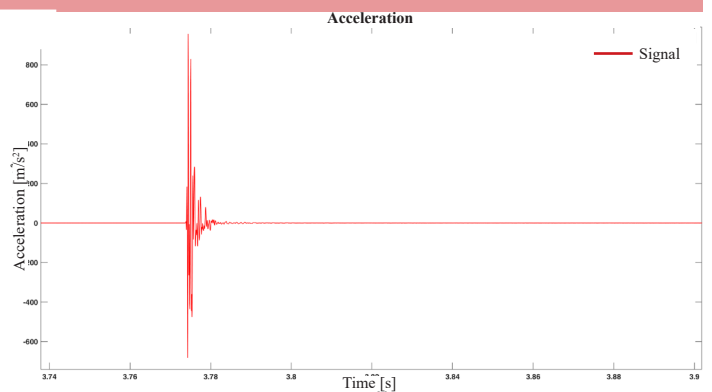


Tolentini - T1

C1C3

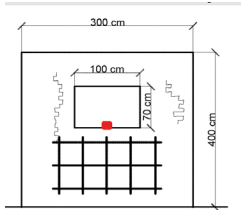


Velocity: 727 m/s
 Frequency: 575-1068 Hz
 Time range: 5.071- 5.144 s

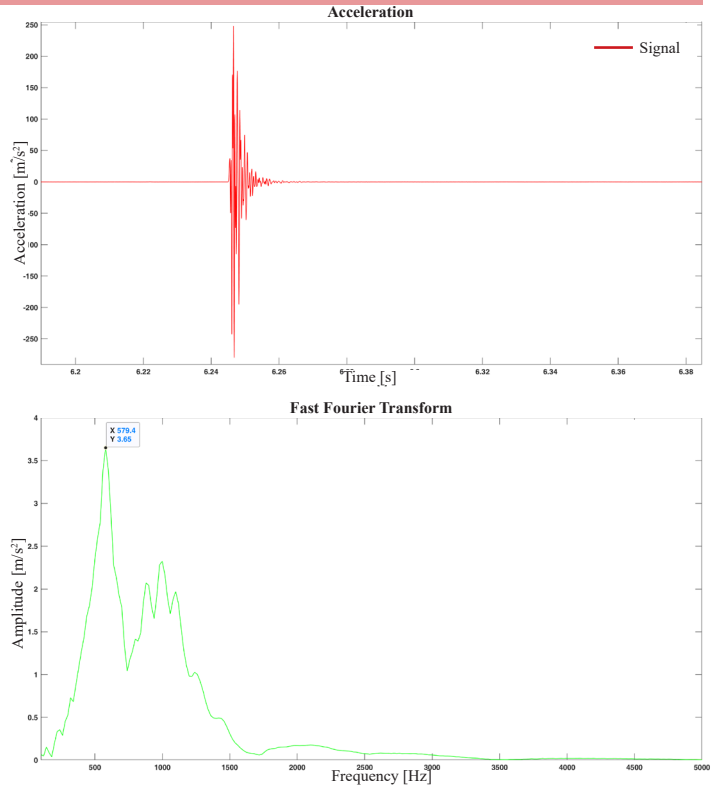


Tolentini - T1

D1D2

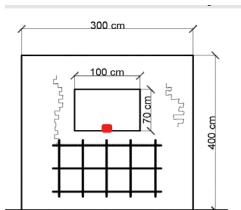


Velocity: 571 m/s
 Frequency: 579 Hz
 Time range: 9.488- 9.538 s

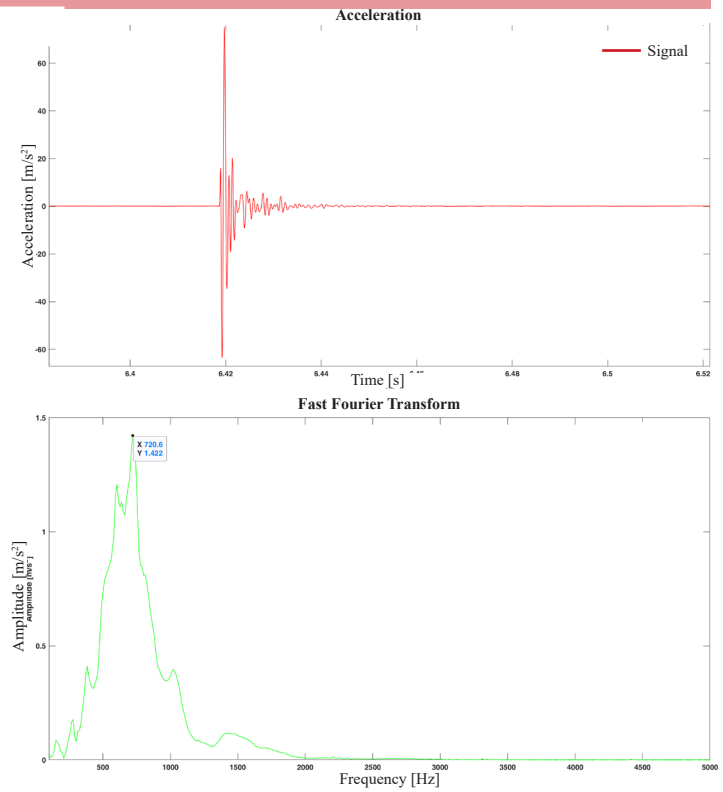


Tolentini - T1

D1D3

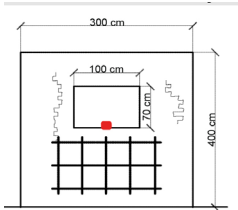


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 604-720 Hz
 Time range: 6.767- 6.853 s

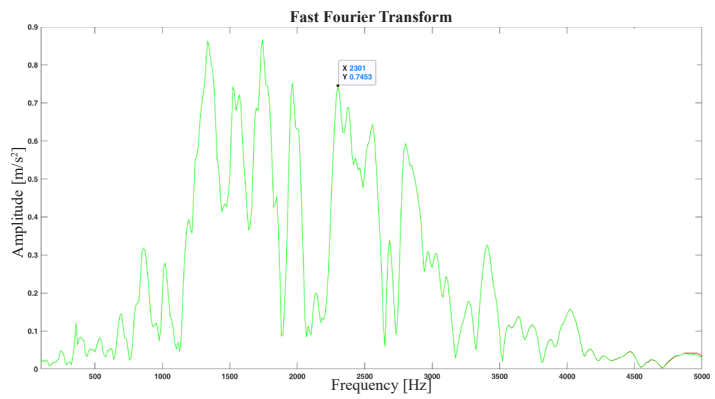
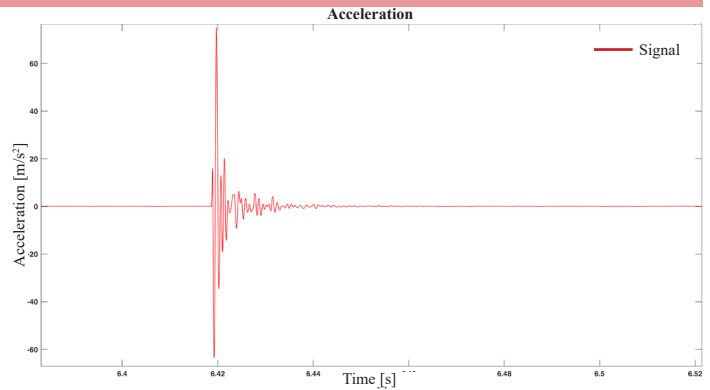


Tolentini - T1

E1E2

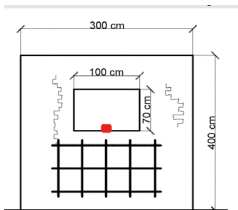


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 621 Hz
 Time range: 6.415-6.46 s

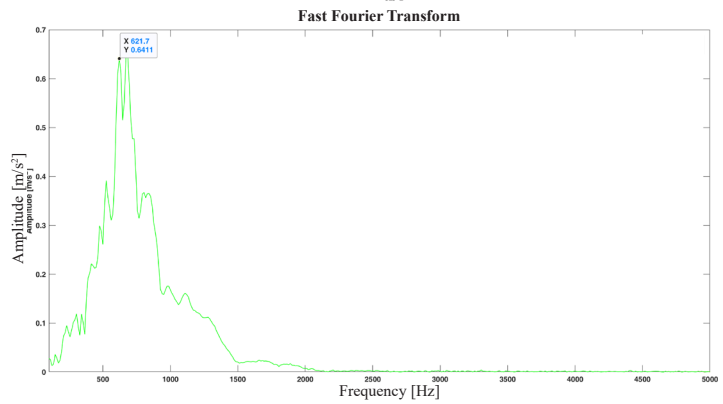
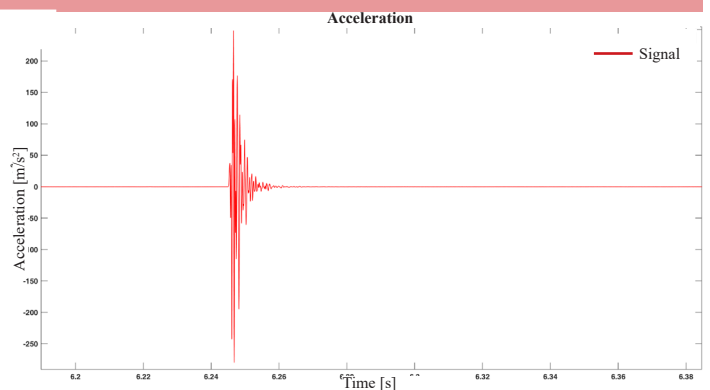


Tolentini - T1

E1E3

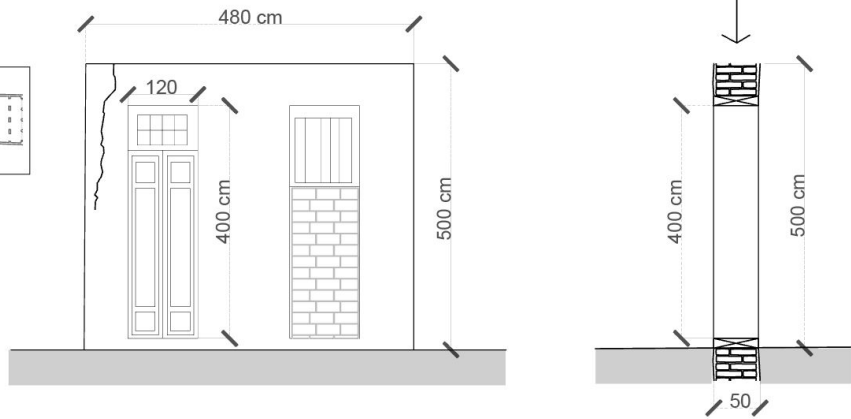
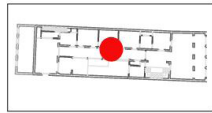


Velocity: 869 m/s
 Frequency: 621 Hz
 Time range: 9.267- 9.349 s



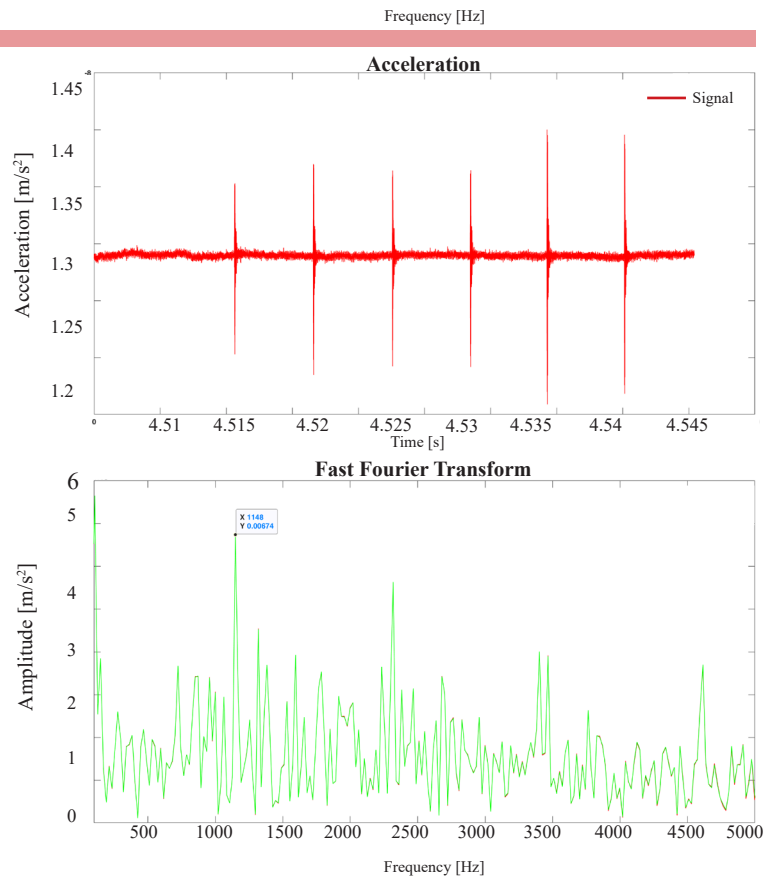
ALLEGATO 16. Malecon 19 - M19

M19



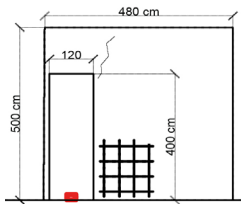
Malecon 19 - M19

Rumore di fondo dei segnali

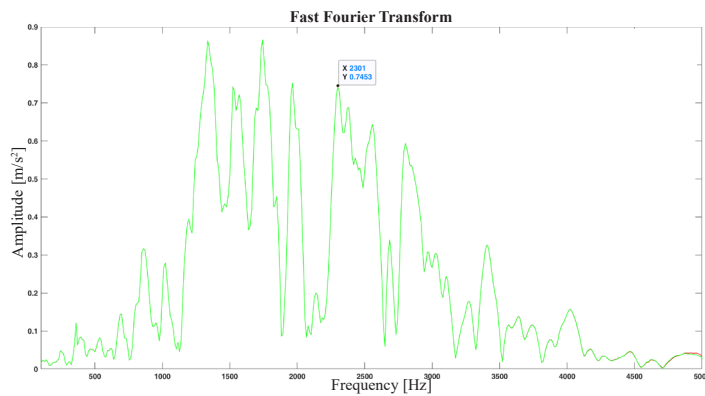
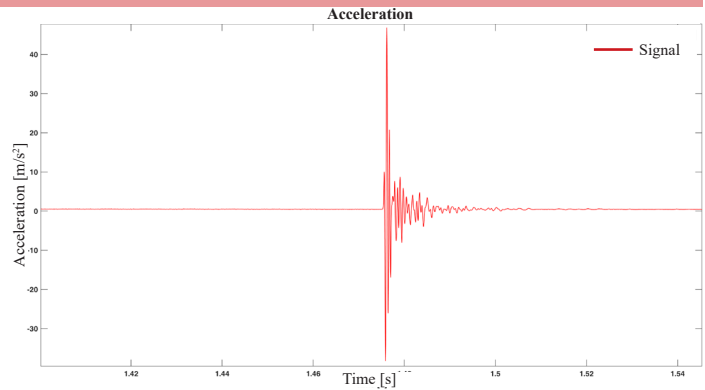


Malecon 19 - M19

A1A2

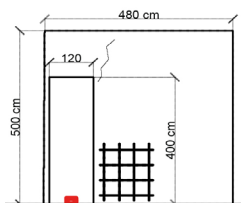


Velocity: 1500 m/s
Frequency: 1552 Hz
Time range: 1.462-1.509 s

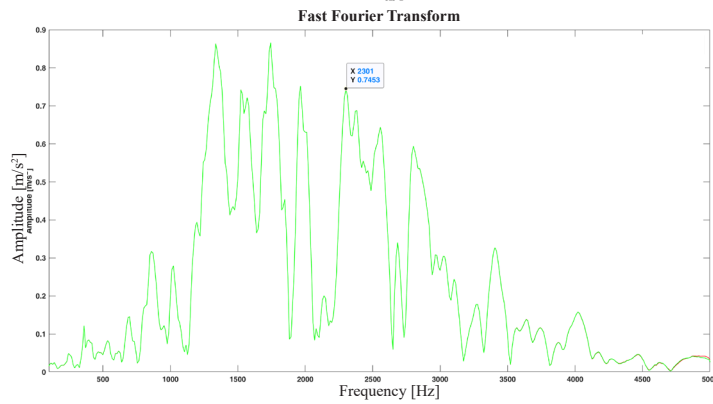
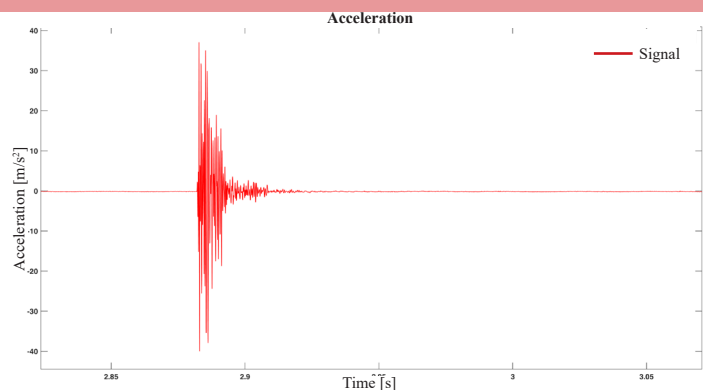


Malecon 19 - M19

A1A3

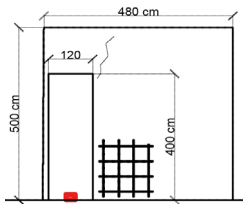


Velocity: 1200 m/s
Frequency: 133-717-432 Hz
Time range: 2.882-2.968 s

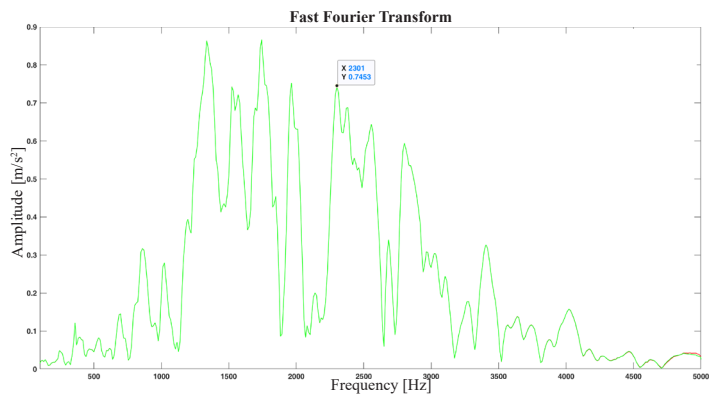
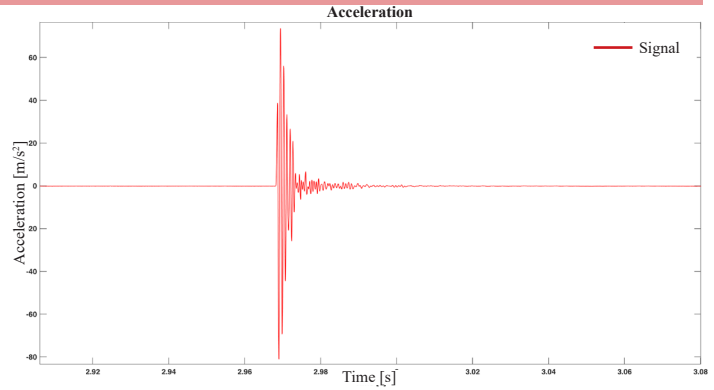


Malecon 19 - M19

A1A4

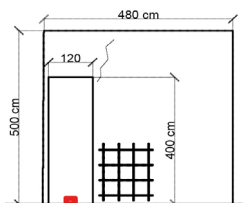


Velocity: 818 m/s
 Frequency: 1599 Hz
 Time range: 3.373-3.453 s

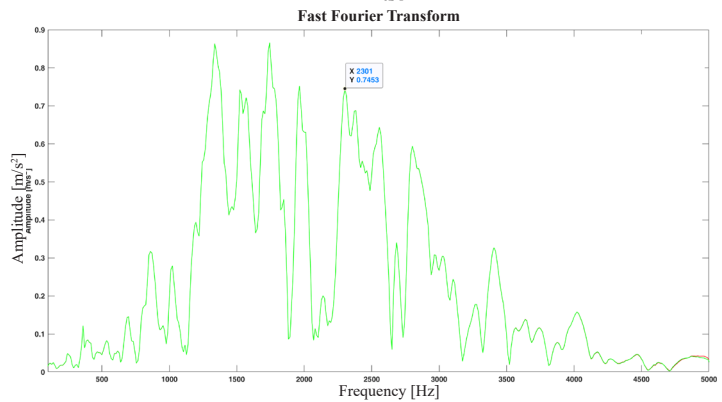
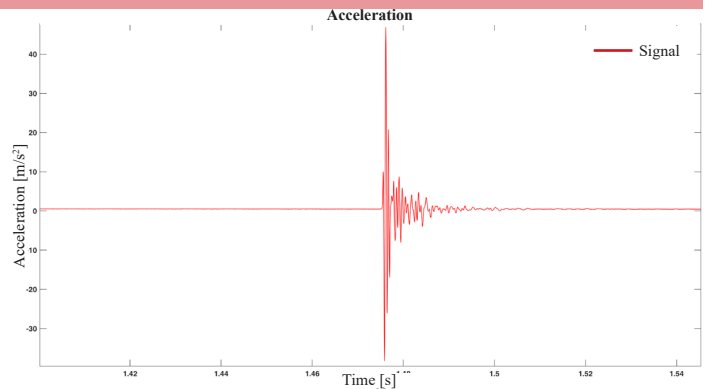


Malecon 19 - M19

B1B2

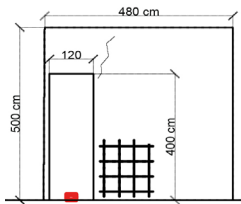


Velocity: 600 m/s
 Frequency: 507-778-1422 Hz
 Time range: 1.325-1.384 s

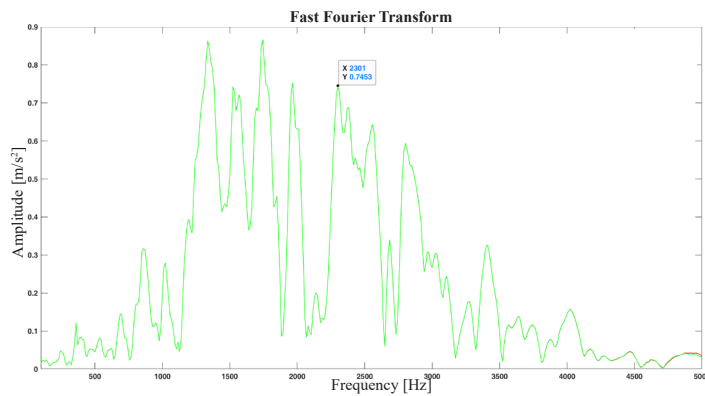
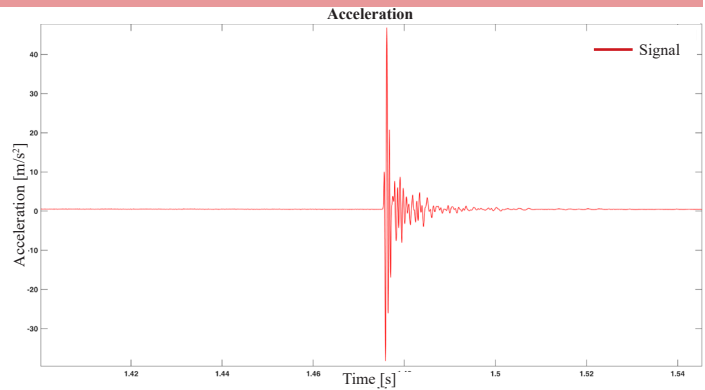


Malecon 19 - M19

B1B3

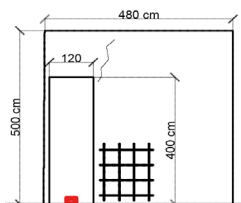


Velocity: 705 m/s
Frequency: 1435-1598-1998 Hz
Time range: 1.531-1.586 s

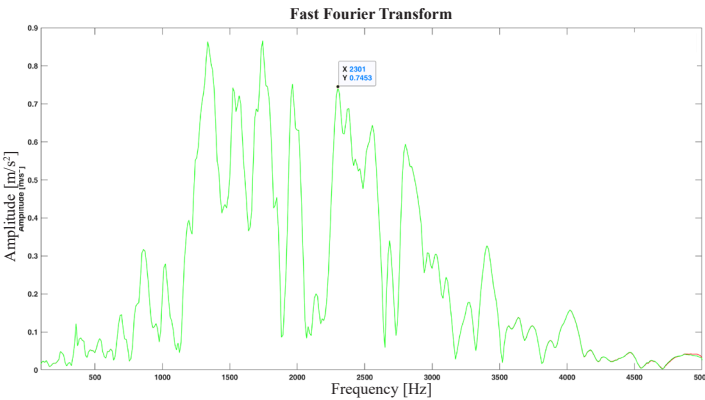
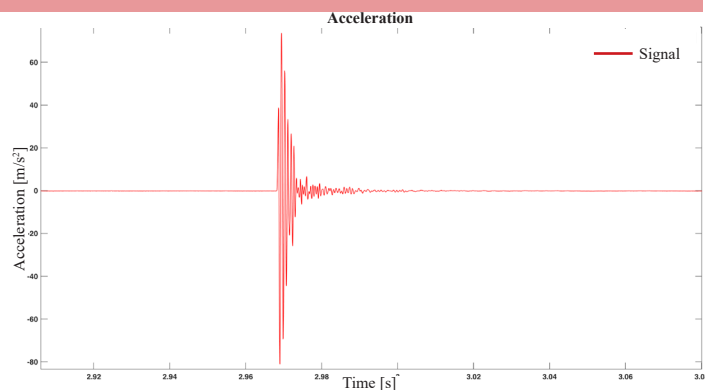


Malecon 19 - M19

B1B4

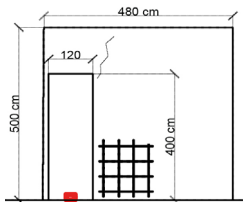


Velocity: 818 m/s
Frequency: 732-1061-1580 Hz
Time range: 3.171-3.302 s

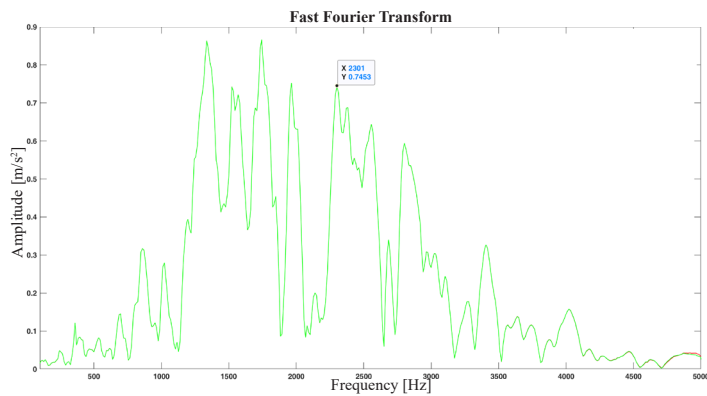
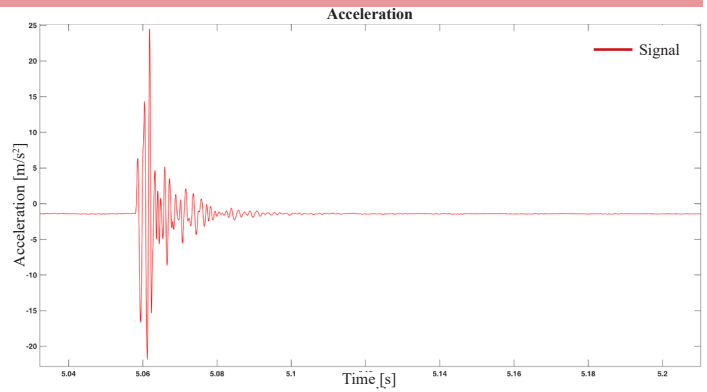


Malecon 19 - M19

C1C2

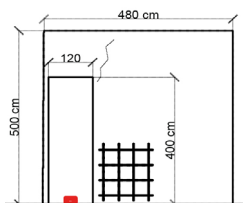


Velocity: 1200 m/s
 Frequency: 926-1072 Hz
 Time range: 2.299-2.368 s

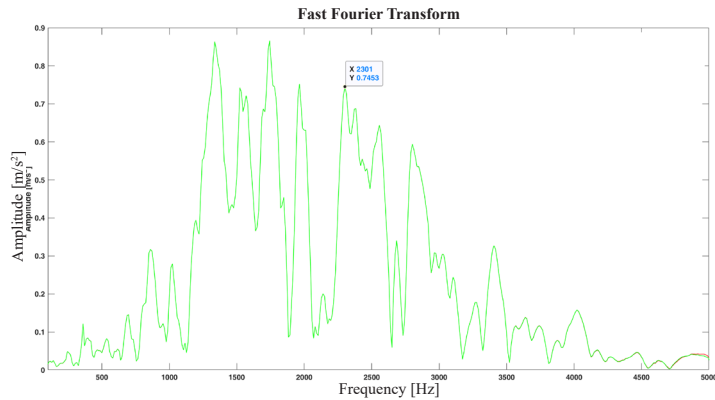
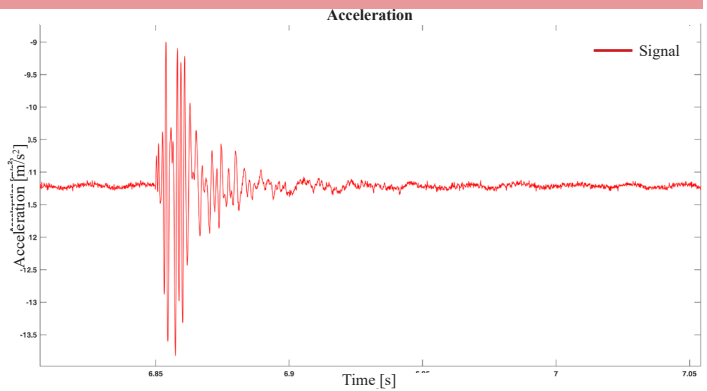


Malecon 19 - M19

C1C3

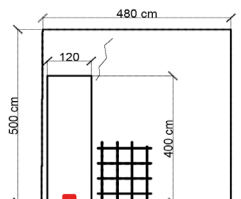


Velocity: 857 m/s
 Frequency: 999-1381-1644 Hz
 Time range: 4.629-4.705 s

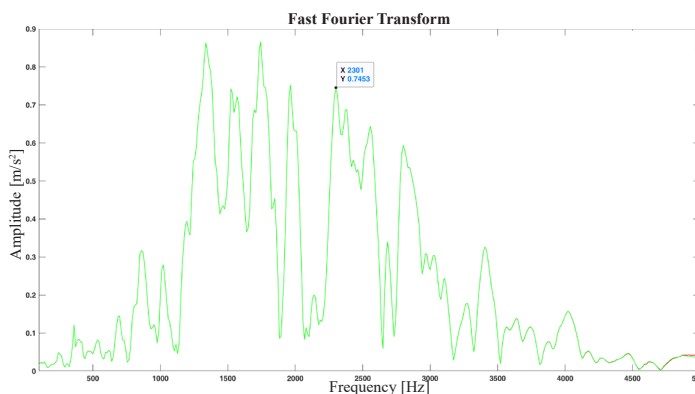
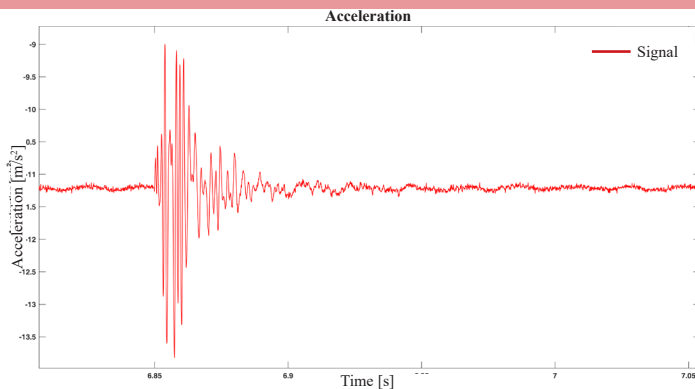


Malecon 19 - M19

C1C4

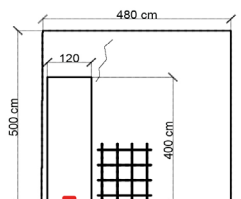
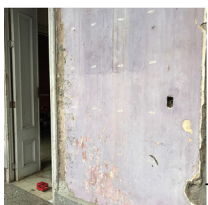


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 367-859-1014 Hz
 Time range: 4.485-4.621 s

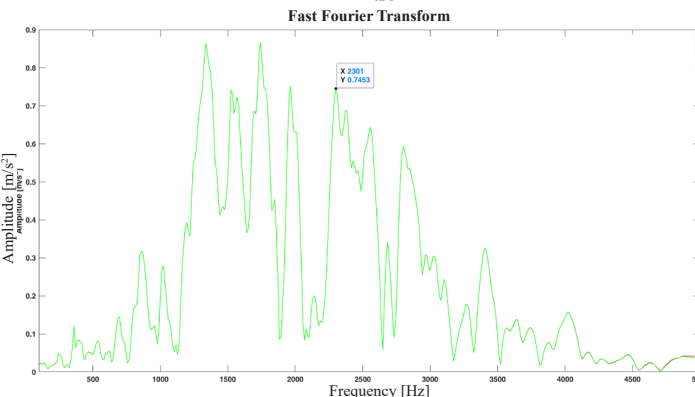
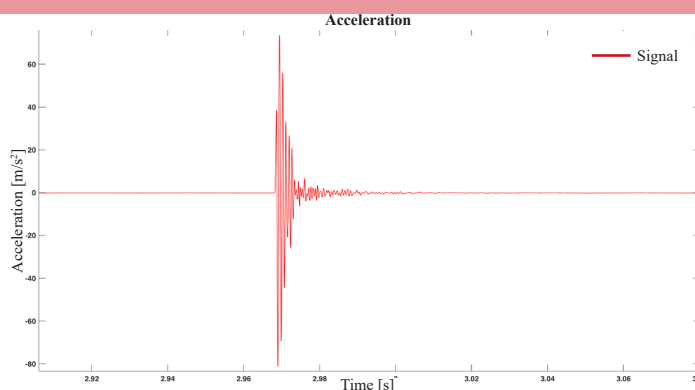


Malecon 19 - M19

D1D2

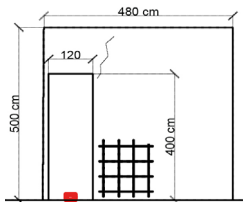


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 960-1052-1350 Hz
 Time range: 3.507-3.584 s

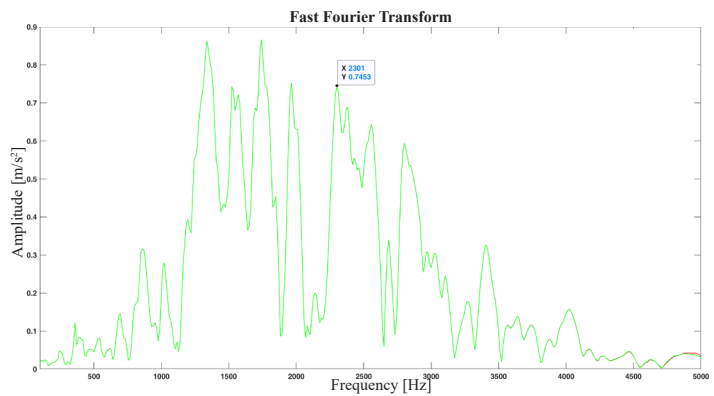
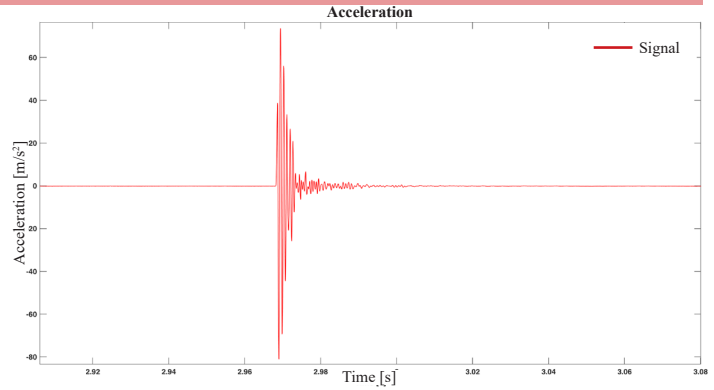


Malecon 19 - M19

D1D3

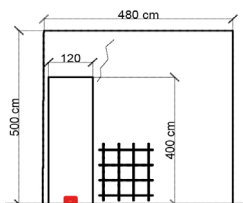


Velocity: 750m/s
 Frequency: 1163 Hz
 Time range: 3.969-4.073 s

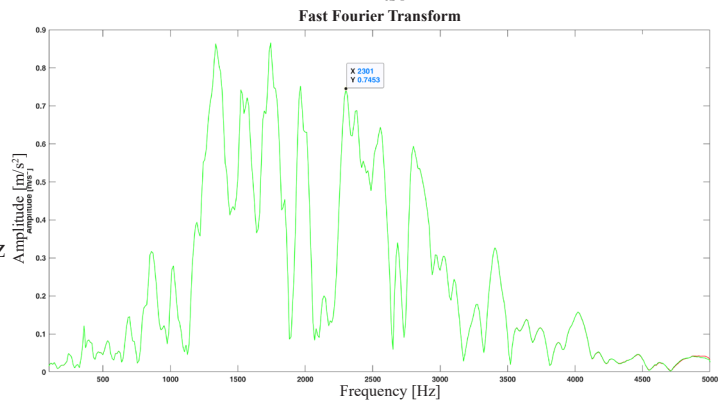
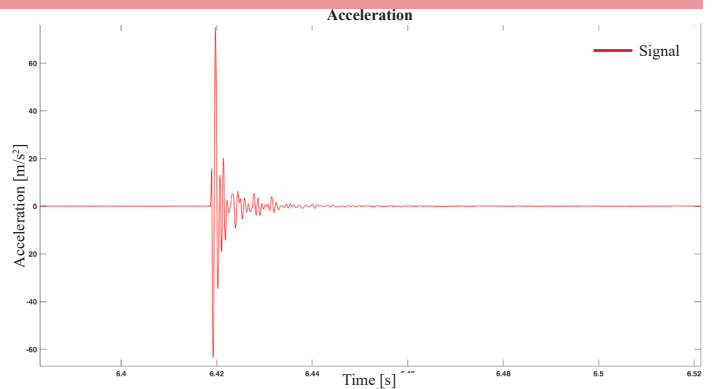


Malecon 19 - M19

D1D4

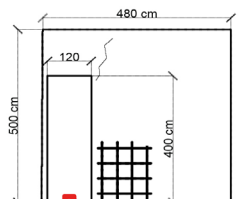


Velocity: 900 m/s
 Frequency: 1048-12338-1391 Hz
 Time range 3.723-3.861 s

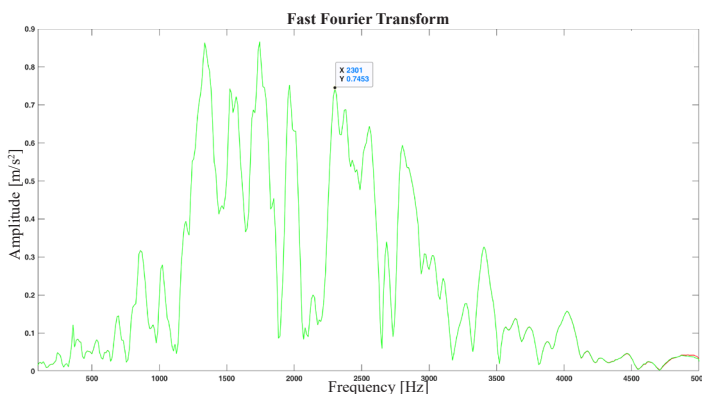
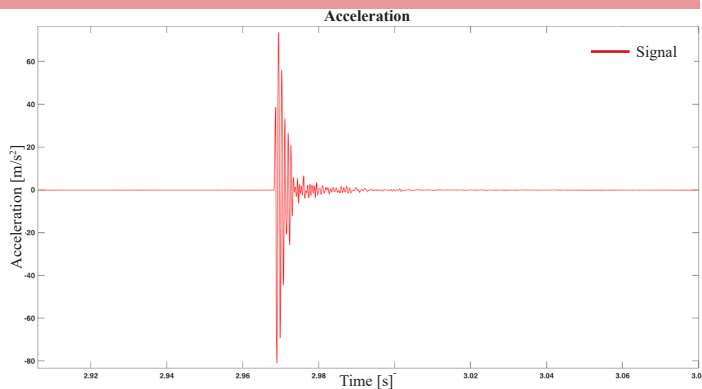


Malecon 19 - M19

E1E2

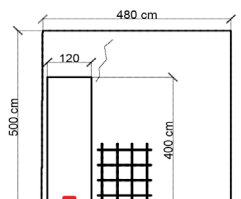
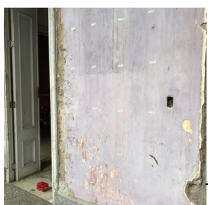


Velocity: 428 m/s
 Frequency: 1050-1766-2074 Hz
 Time range: 3.513-3.552 s

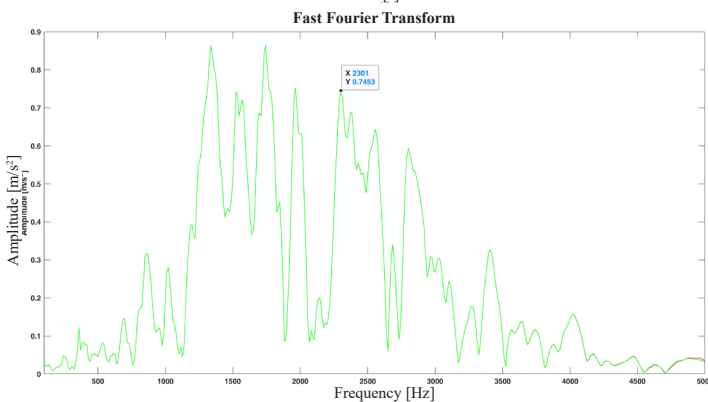
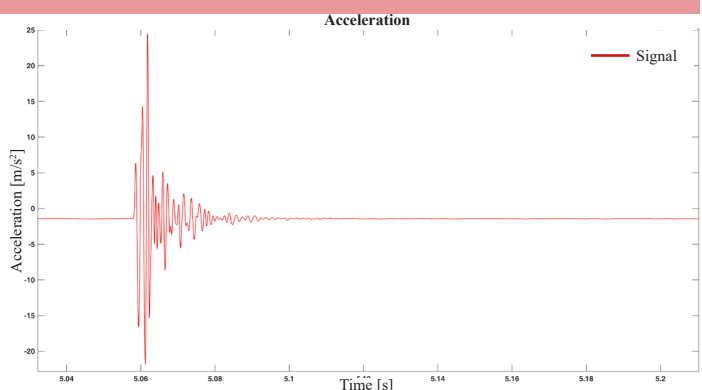


Malecon 19 - M19

E1E3

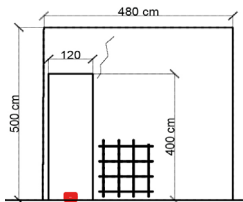


Velocity: 666 m/s
 Frequency: 999-1285 Hz
 Time range: 2.521-2.591 s

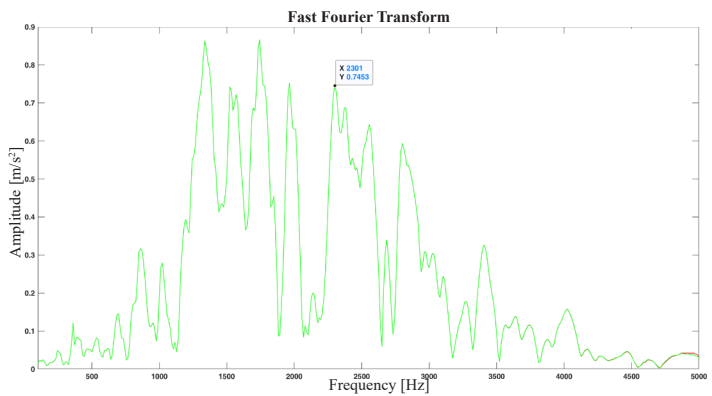
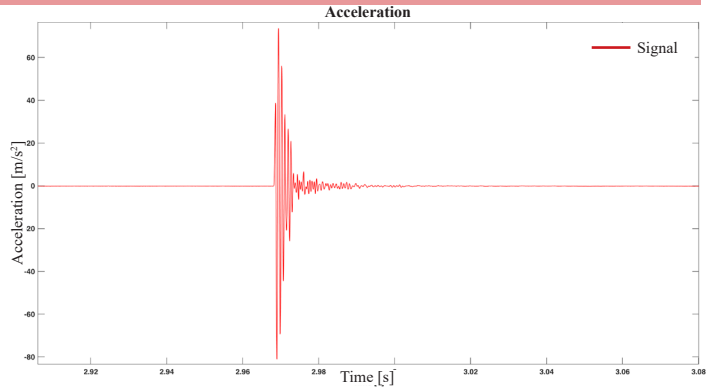


Malecon 19 - M19

E1E4

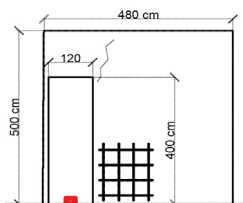


Velocity: 692 m/s
 Frequency: 983-1214-1706 Hz
 Time range: 2.83-2.895 s

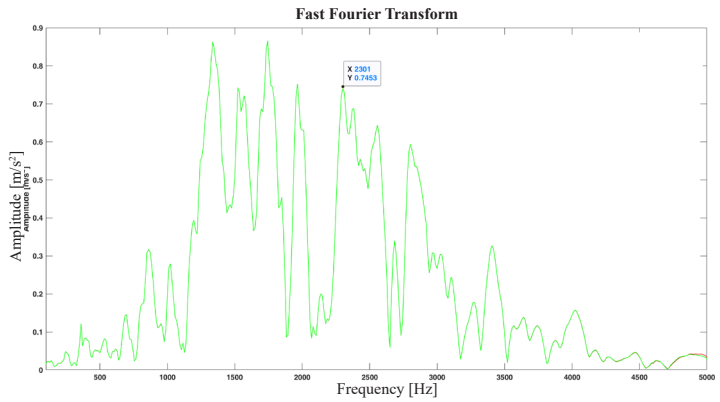
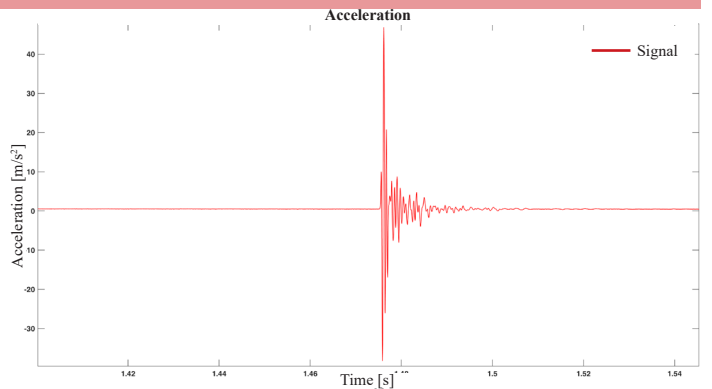


Malecon 19 - M19

A1E1

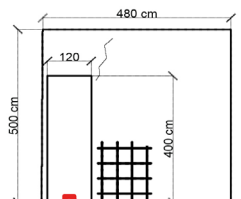


Velocity: 695 m/s
 Frequency: 46-170-510-655 Hz
 Time range: 1.522-1.641 s

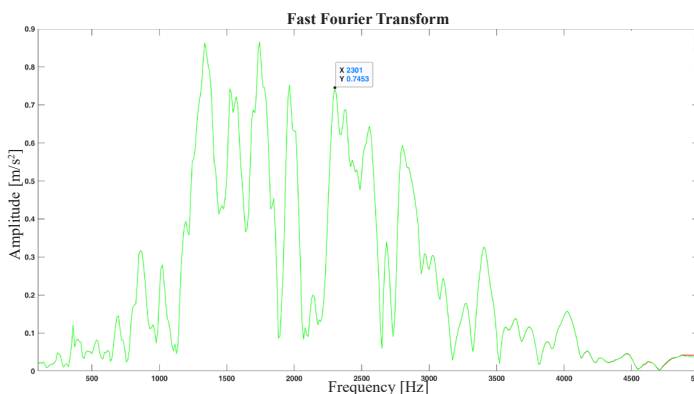
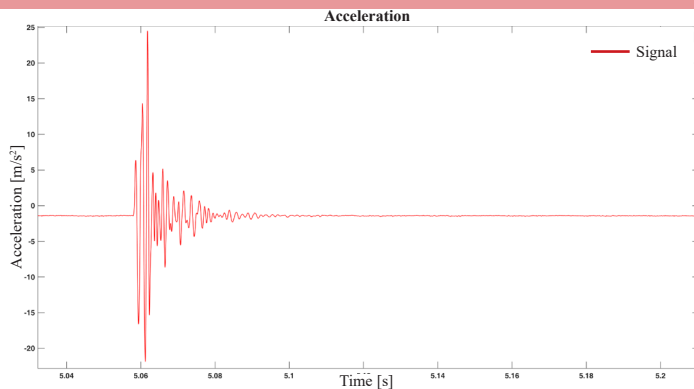


Malecon 19 - M19

A2E2

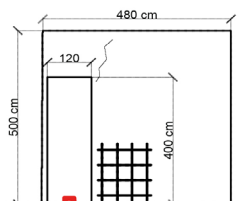
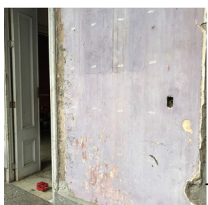


Velocity: 800 m/s
 Frequency: 672 Hz
 Time range: 2.815-2.925 s

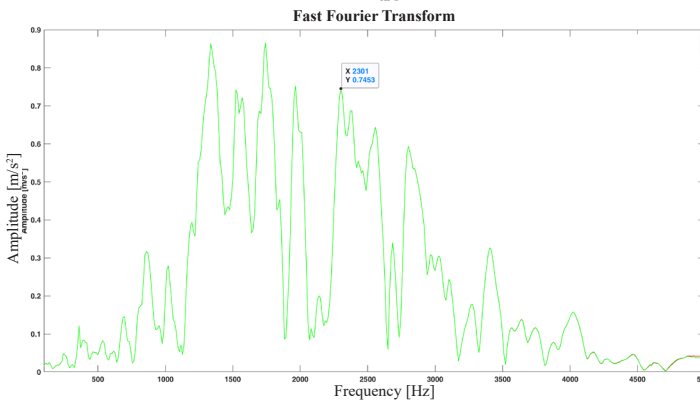
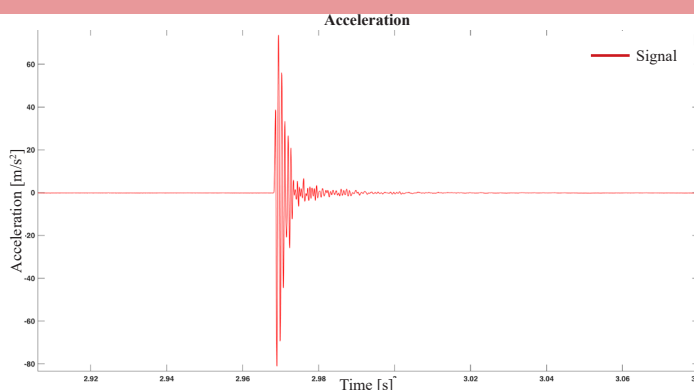


Malecon 19 - M19

A3E3

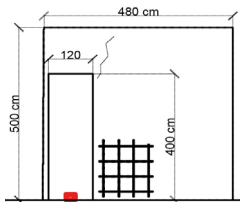


Velocity: 333 m/s
 Frequency: 834-1075-1467 Hz
 Time range: 2.84-2.919 s

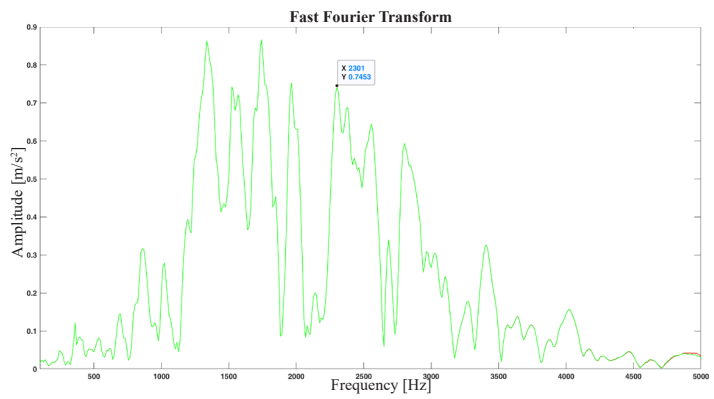
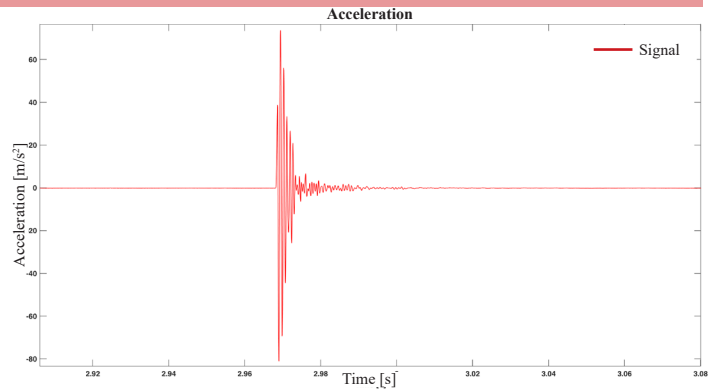


Malecon 19 - M19

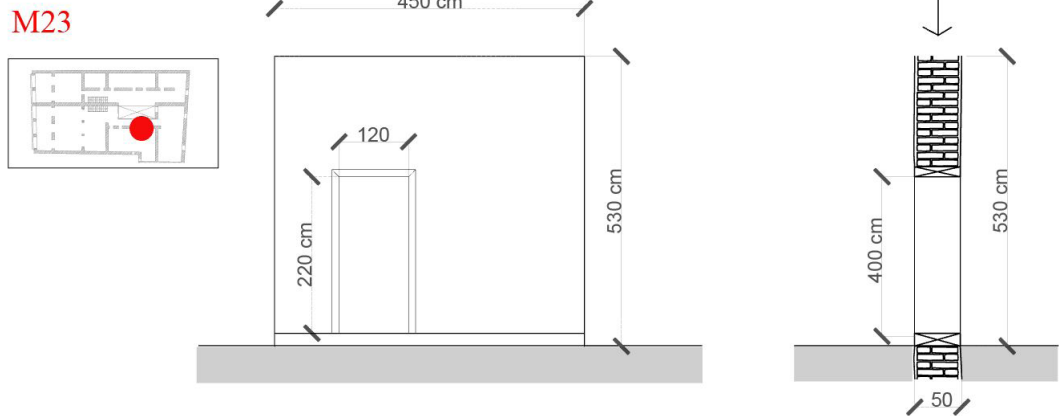
A4E4



Velocity: 761 m/s
Frequency: 916 Hz
Time range: 3.01-3.083 s

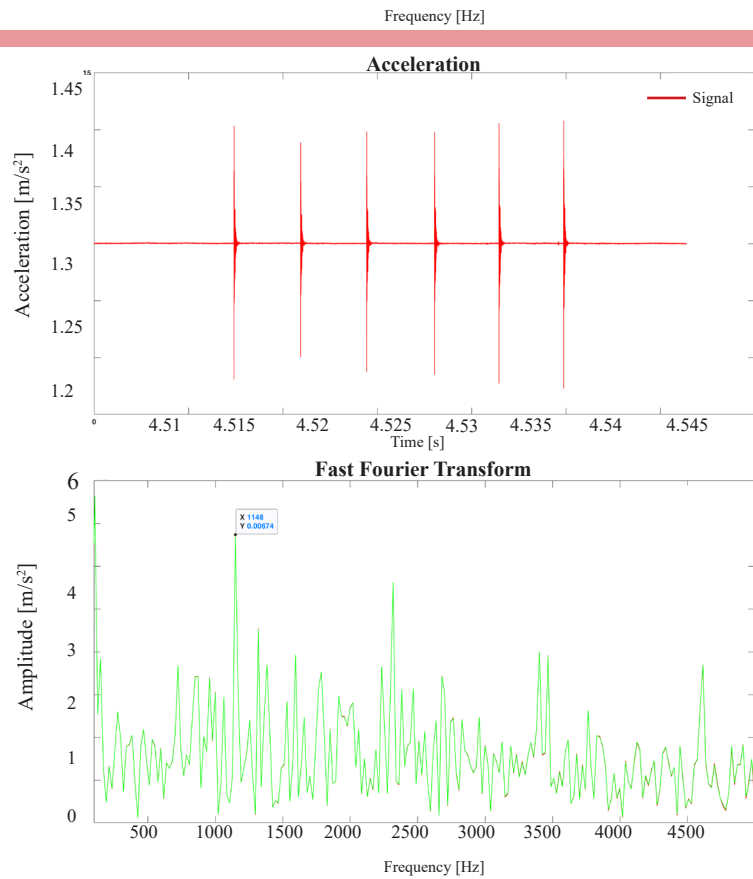


ALLEGATO 17. Malecon 23 - M23



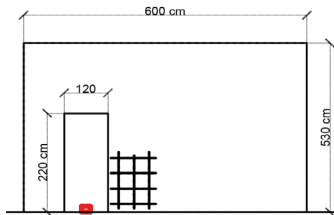
Malecon 23 - M23

Rumore di fondo dei segnali

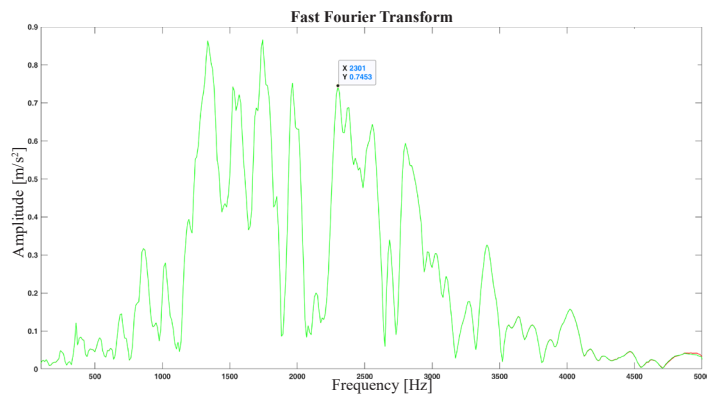
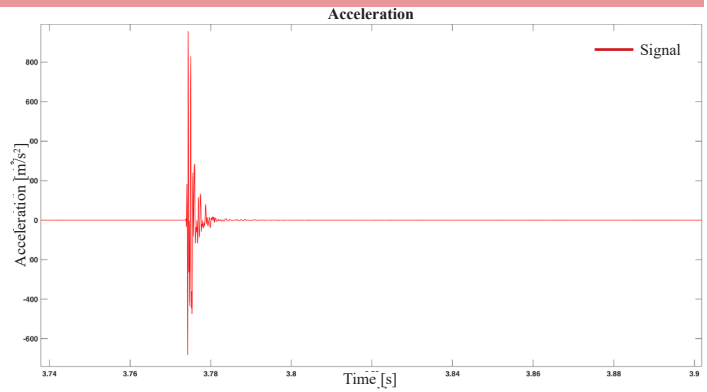


Malecon 23 - M23

A1A2

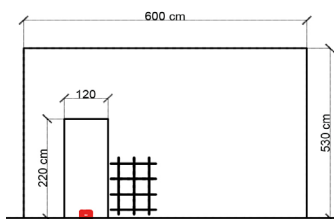


Velocity: 1000 m/s
 Frequency: 691-1651-1958 Hz
 Time range: 3.774-3.8 s

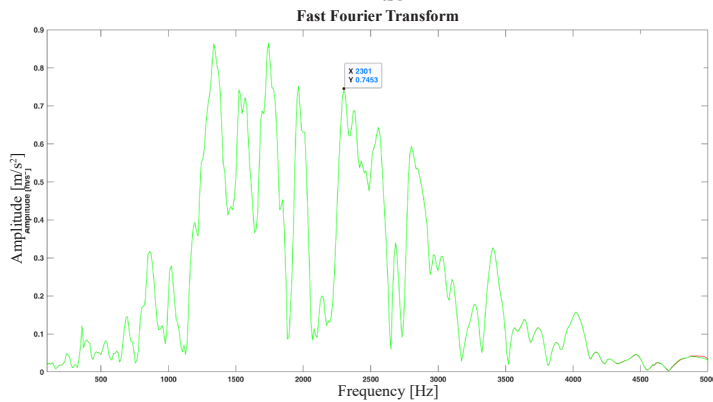
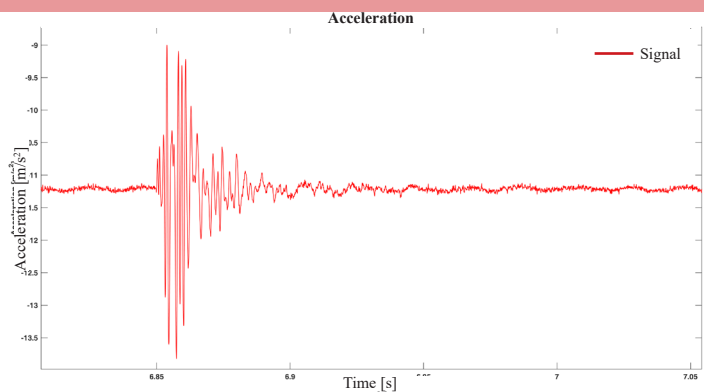


Malecon 23 - M23

A1A3

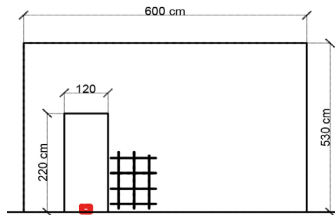


Velocity: 1500 m/s
 Frequency: 794-1488 Hz
 Time range: 5.674-5.723 s

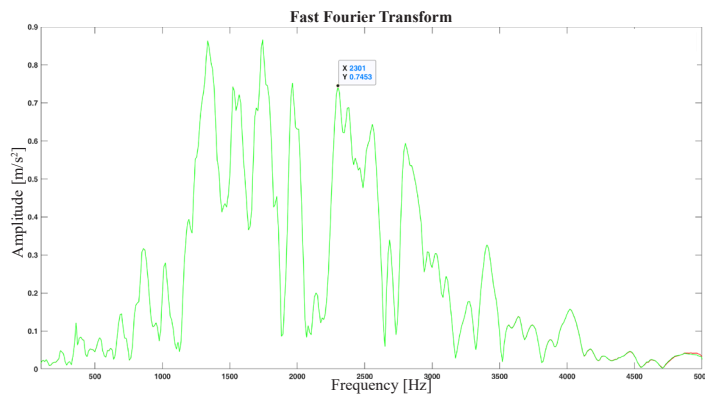
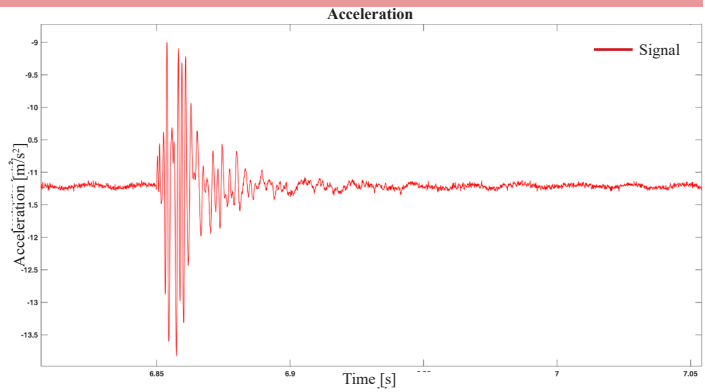


Malecon 23 - M23

A1D1

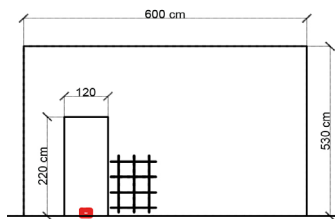


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 485 Hz
 Time range: 5.801-5.902 s

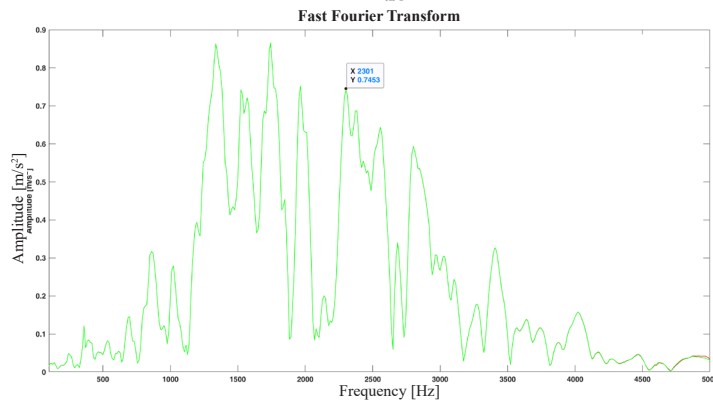
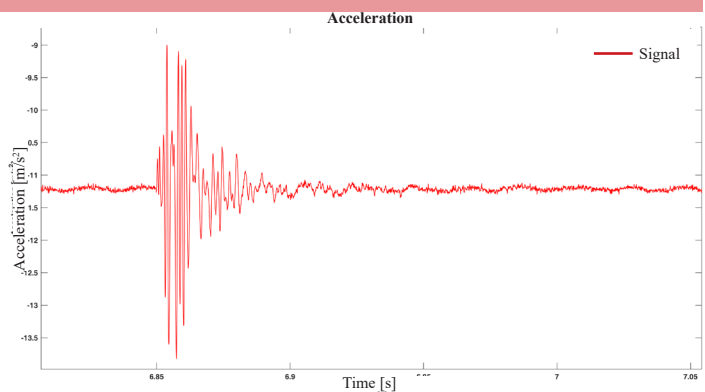


Malecon 23 - M23

A2D2

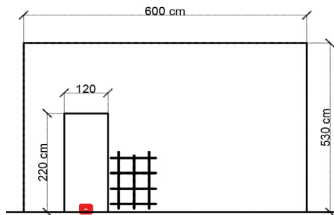


Velocity: 889 m/s
 Frequency: 332-664-1081 Hz
 Time range: 5.555-5.579 s

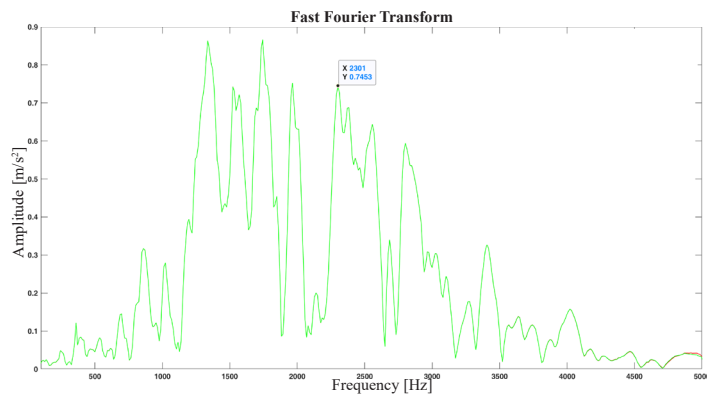
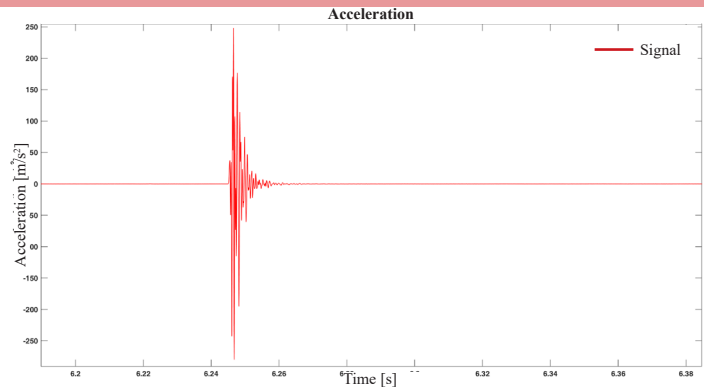


Malecon 23 - M23

A3D3

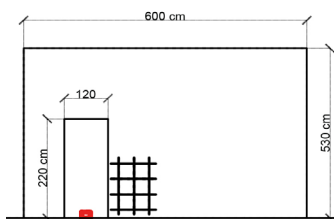


Velocity: 1333 m/s
 Frequency: 447-1735 Hz
 Time range: 7.385-7.51 s

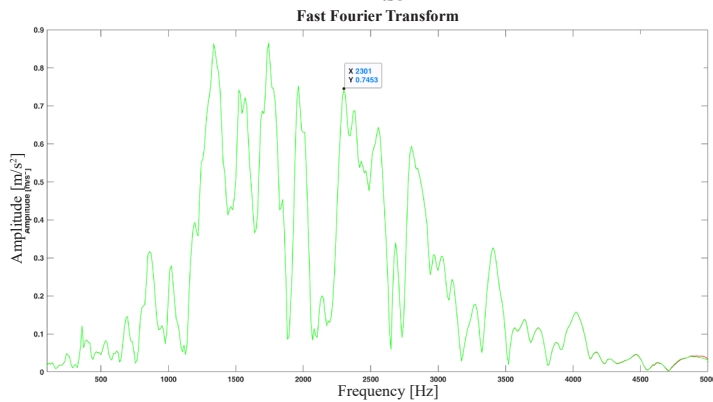
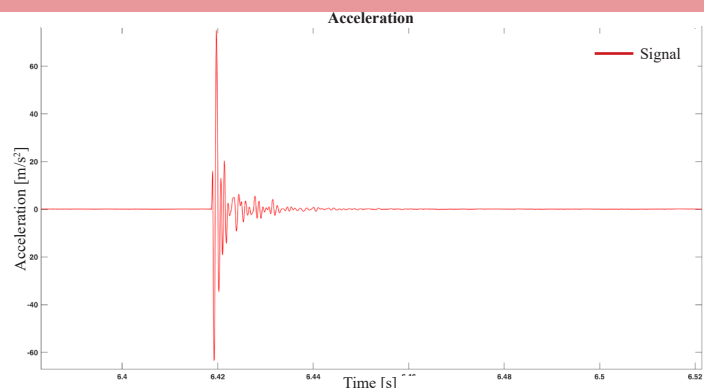


Malecon 23 - M23

B1B2

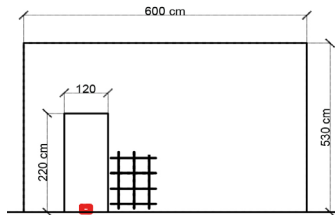


Velocity: 750 m/s
 Frequency: 862 Hz
 Time range: 5.423-5.467 s

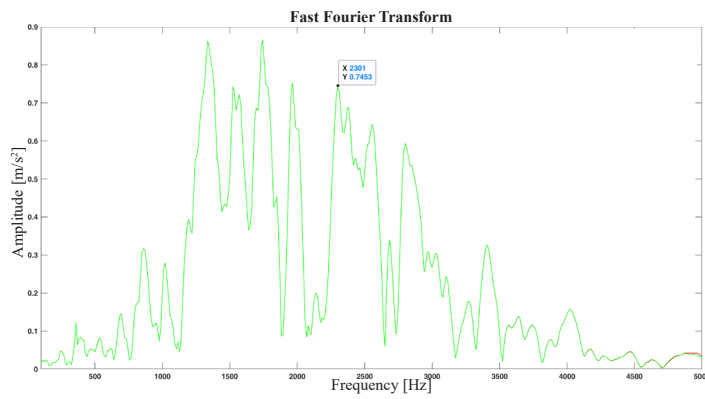
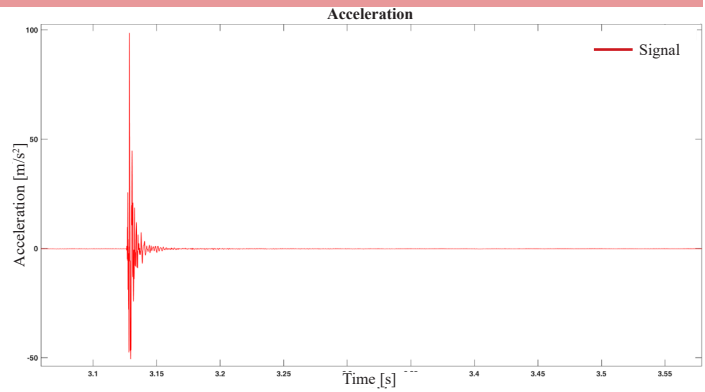


Malecon 23 - M23

B1B3

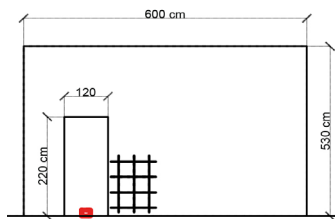


Velocity: 545 m/s
 Frequency: 535-767-1481 Hz
 Time range: 3.125-3.237 s

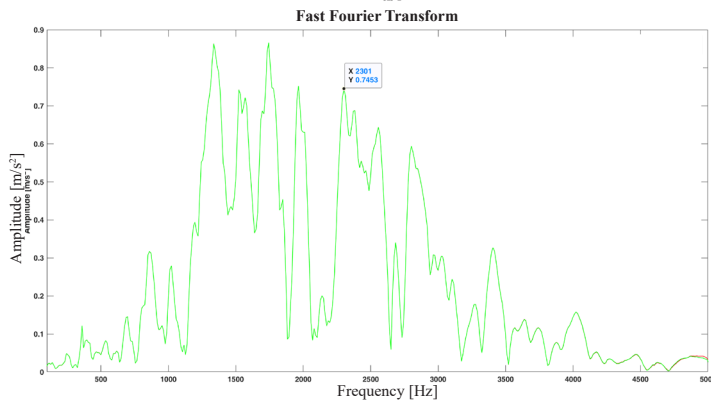
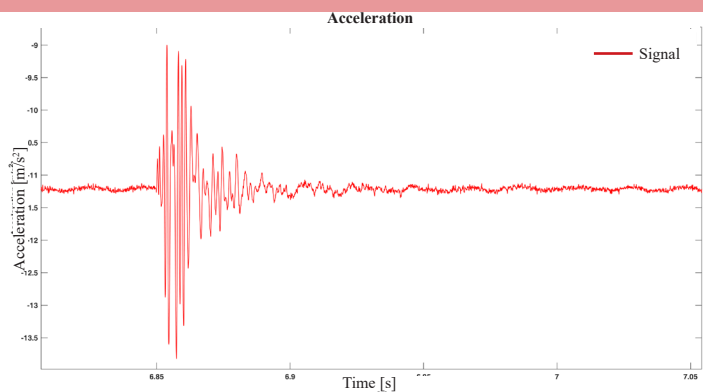


Malecon 23 - M23

C1C2

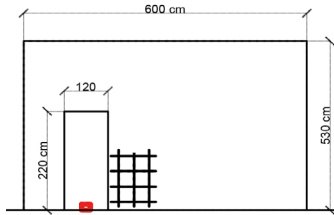


Velocity: 667 m/s
 Frequency: 716-1023 Hz
 Time range: 5.741-5.783 s

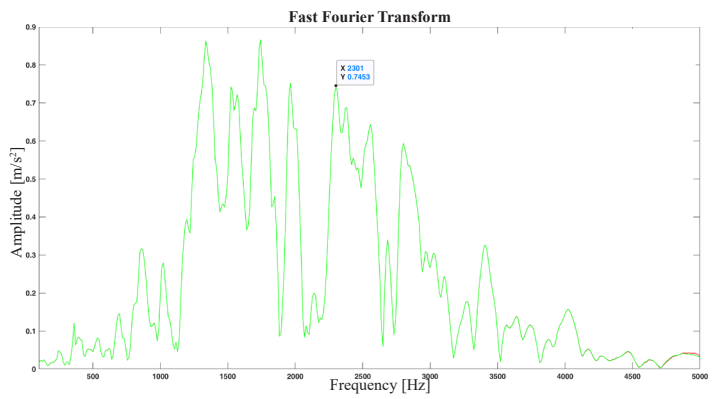
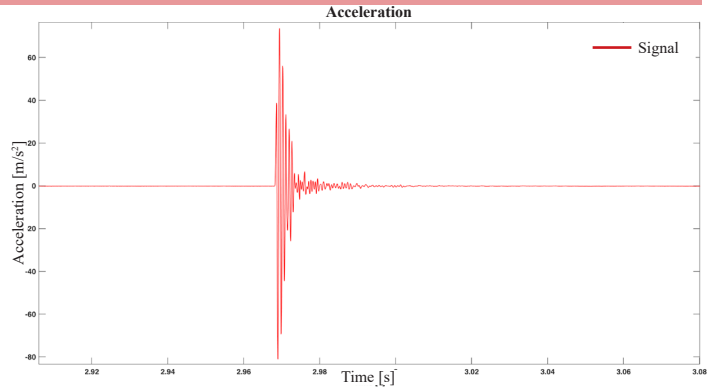


Malecon 23 - M23

C1C3

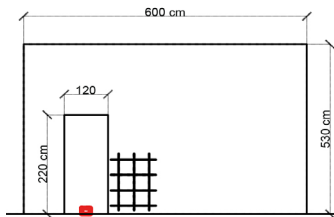


Velocity: 1622 m/s
 Frequency: 1016-1951 Hz
 Time range: 4.291-4.353 s

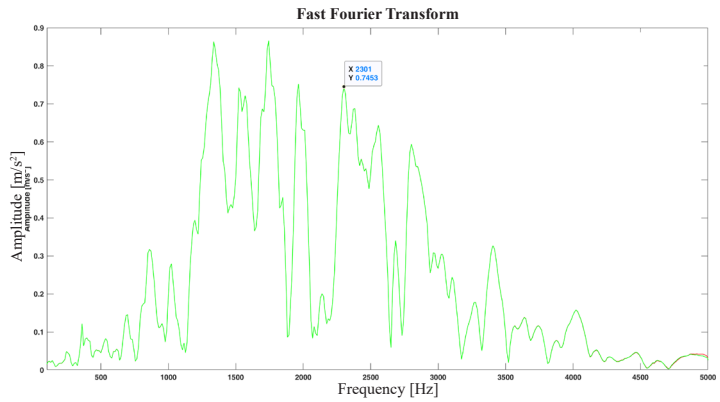
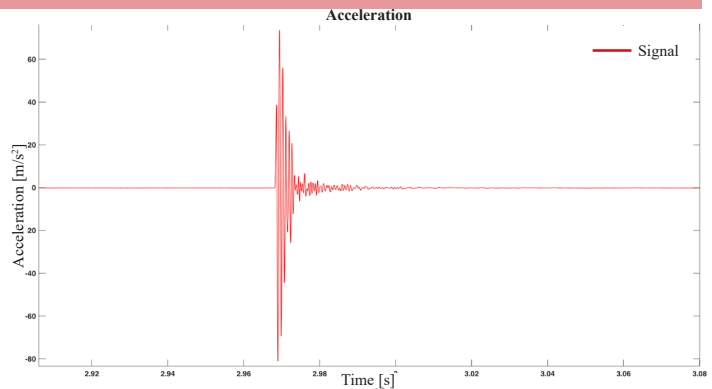


Malecon 23 - M23

D1D2

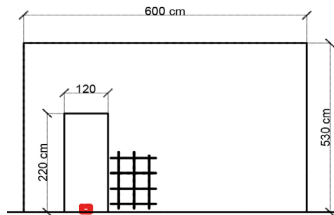


Velocity: 652 m/s
 Frequency: 1063-1417 Hz
 Time range: 4.071-4.102 s



Malecon 23 - M23

D1D3



Velocity: 923 m/s
Frequency: 1276 Hz
Time range: 3.333-3.38 s

