



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

**Identificazione dinamica di edifici residenziali: analisi  
dei risultati sperimentali e valutazione degli effetti di  
interazione terreno-struttura**

**Dynamic identification of residential buildings: analysis  
of experimental results and evaluation of soil-structure  
interaction effects**

Relatore:

**Prof. Ing. Fabrizio Gara**

Correlatore:

**Dott. Ing. Francesca Dezi**

**Dott. Ing. Vanni Nicoletti**

Tesi di Laurea di:

**Michael Evandri**

Anno Accademico 2023/2024

## Indice

Indice delle figure .....	v
Indice delle tabelle .....	xvi
Introduzione .....	1
1 Prove di identificazione dinamica .....	4
1.1 Metodi di identificazione dei sistemi dinamici .....	5
1.2 Operational Modal Analysis (OMA) .....	6
1.3 Parametri di identificazione .....	9
1.4 Possibili problematiche riscontrabili .....	10
2 Casi studio .....	13
2.1 Inquadramento geologico-geotecnico .....	14
2.1.1 Indagini disponibili .....	19
2.1.2 Parametri del terreno .....	30
2.2 Descrizione degli edifici .....	32
2.2.1 Condominio Santarelli 2A .....	32
2.2.2 Condominio Santarelli 2B .....	33
2.2.3 Condominio Clara Maffei .....	35
2.2.4 Condominio Spontini .....	36
2.2.5 Condominio Mantova .....	38
2.2.6 Condominio APEEA .....	39
2.3 Prove AVT .....	41
2.3.1 Condominio Santarelli 2A .....	47
2.3.2 Condominio Santarelli 2B .....	50
2.3.3 Condominio Clara Maffei .....	53
2.3.4 Condominio Spontini .....	55
2.3.5 Condominio Mantova .....	57

2.3.6 Condominio APEEA.....	61
2.4 Edifici con monitoraggio.....	65
2.4.1 Condominio Santarelli 2A.....	69
2.4.2 Condominio Santarelli 2B.....	72
2.4.3 Condominio APEEA.....	76
3 Elaborazione dei dati.....	79
3.1 PSD .....	79
3.1.1 Condominio Santarelli 2A.....	80
3.1.2 Condominio Santarelli 2B.....	82
3.1.3 Condominio APEEA.....	84
3.2 Modal Tracking.....	87
3.2.1 Condominio Santarelli 2A.....	89
3.2.2 Condominio Santarelli 2B.....	94
3.3 MAC.....	99
3.3.1 Condominio Santarelli 2A.....	99
3.3.2 Condominio Santarelli 2B.....	100
3.4 Forme modali .....	101
3.4.1 Condominio Santarelli 2A.....	102
3.4.2 Condominio Santarelli 2B.....	103
3.5 STFT .....	104
3.5.1 Condominio Santarelli 2A.....	106
3.5.2 Condominio Santarelli 2B.....	108
3.6 Osservazioni dall'elaborazione dei dati .....	111
4 Modello interazione terreno struttura (SSI) .....	113
4.1 Base teorica e calcolo delle impedenze.....	113
4.2 Modellazione strutturale e del terreno.....	130

4.3 Analisi modale .....	135
4.3.1 Analisi modale modello BODY (M-K).....	136
4.3.2 Analisi modale modello NO BODY base fissa (M-BF) .....	140
4.4 Analisi steady-state .....	142
4.4.1 Analisi steady-state modello BODY (S-B).....	146
4.4.2 Analisi steady-state modello NO BODY (S-NB) .....	151
4.5 Confronto dei risultati .....	158
4.5.1 Confronto tra i modelli numerici.....	164
4.5.2 Confronto tra modelli numerici e identificazione AVT .....	170
4.6 Osservazioni sul modello di interazione terreno-struttura (SSI).....	173
Conclusioni .....	178
Bibliografia .....	181

## Indice delle figure

Figura 1-1: Processo impiegato nell'OMA .....	7
Figura 1-2: Processi di un SHM basato sulle vibrazioni ambientali.....	8
Figura 2-1: Inquadramento territoriale casi studio località San Benedetto del Tronto .....	14
Figura 2-2: Inquadramento territoriale casi studio località Maltignano.....	14
Figura 2-3: Estratto Carta dei Terreni di Copertura da MS San Benedetto del Tronto – Localizzazione dei diversi casi studio.....	15
Figura 2-4: Stratigrafia da relazione MS San Benedetto del Tronto.....	16
Figura 2-5: Sezione geologica da relazione MS San Benedetto del Tronto .....	16
Figura 2-6: Estratto Carta dei Terreni di Copertura da MS Maltignano – Localizzazione dei diversi casi studio.....	17
Figura 2-7: Stratigrafia da relazione MS Maltignano .....	17
Figura 2-8: Sezione geologica da relazione MS Maltignano .....	18
Figura 2-9: Estratto Carta delle Indagini MS San Benedetto del Tronto.....	19
Figura 2-10: Estratto Carta delle Indagini MS Maltignano .....	19
Figura 2-11: Sondaggio P106 Loc. San Benedetto del Tronto – Substrato intercettato a 12,0m di profondità da p.c.....	20
Figura 2-12: Sondaggio P116 Loc. Maltignano per realizzazione prova DOWN- HOLE .....	21
Figura 2-13: SCPT P137 Loc. San Benedetto del Tronto – Elaborazione stratigrafica e caratterizzazione meccanica dei terreni.....	23
Figura 2-14: DPSH P284 Loc. San Benedetto del Tronto – Substrato intercettato a 8,4m di profondità da p.c. ....	24
Figura 2-15: DOWN-HOLE P116 Loc. Maltignano – Profilo dei tempi e delle velocità per onde P ed S .....	25
Figura 2-16: MASW 11 Loc. San Benedetto del Tronto – Picking su Spettro Velocità di fase - Frequenze.....	26
Figura 2-17: MASW 11 Loc. San Benedetto del Tronto – Profilo di velocità equivalente da inversione.....	26
Figura 2-18: MASW 8 Loc. Maltignano – Curva di dispersione rispetto le velocità .....	27

Figura 2-19: MASW 8 Loc. Maltignano – Rapporto spettrale componenti H/V..	27
Figura 2-20: MASW 8 Loc. Maltignano – Componenti spettrali dei microtremori .....	27
Figura 2-21: HVSR P125 Loc. San Benedetto del Tronto – Contenuto in frequenza delle registrazioni .....	29
Figura 2-22: HVSR P125 Loc. San Benedetto del Tronto – Amplificazione spettro componenti N-S, E-W, UP-DOWN .....	29
Figura 2-23: HVSR P125 Loc. San Benedetto del Tronto – Amplificazione H/V e angolo di fase .....	29
Figura 2-24: HVSR P113 Loc. Maltignano – Analisi Frequenza-Tempo .....	30
Figura 2-25: HVSR P113 Loc. Maltignano – Individuazione del picco di amplificazione H/V .....	30
Figura 2-26: Vista esterna Condominio Santarelli 2A.....	32
Figura 2-27: Pianta, prospetto e sezione Condominio Santarelli 2A.....	33
Figura 2-28: Vista esterna Condominio Santarelli 2B .....	34
Figura 2-29: Pianta, prospetto e sezione Condominio Santarelli 2B .....	34
Figura 2-30: Vista esterna Condominio Clara Maffei.....	35
Figura 2-31: Pianta, prospetto e sezione Condominio Clara Maffei.....	36
Figura 2-32: Vista esterna Condominio Spontini.....	37
Figura 2-33: Pianta, prospetto e sezione Condominio Spontini.....	37
Figura 2-34: Vista esterna Condominio Mantova.....	38
Figura 2-35: Pianta, prospetto e sezione Condominio Mantova .....	39
Figura 2-36: Viste esterne Condominio APEEA .....	40
Figura 2-37: Pianta e sezione Condominio APEEA .....	40
Figura 2-38: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Santarelli 2A.....	47
Figura 2-39: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza ....	48
Figura 2-40: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – Forme modali identificate.....	49
Figura 2-41: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – Matrice degli AutoMAC.....	49

Figura 2-42: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Santarelli 2B.....	50
Figura 2-43: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza ....	51
Figura 2-44: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Forme modali identificate.....	52
Figura 2-45: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Matrice degli AutoMAC.....	52
Figura 2-46: Risultati prova AVT Condominio Clara Maffei – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza ....	53
Figura 2-47: Risultati prova AVT Condominio Clara Maffei – PSD dei segnali misurati compreso terna a terra.....	54
Figura 2-48: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Spontini .....	55
Figura 2-49: Risultati prova AVT Condominio Spontini – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza .....	56
Figura 2-50: Risultati prova AVT Condominio Spontini – PSD dei segnali misurati compreso terna a terra .....	57
Figura 2-51: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Mantova.....	58
Figura 2-52: Risultati prova AVT Condominio Mantova – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza .....	59
Figura 2-53: Risultati prova AVT Condominio Mantova – Forme modali identificate.....	60
Figura 2-54: Risultati prova AVT Condominio Mantova – Matrice degli AutoMAC .....	60
Figura 2-55: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio APEEA.....	61
Figura 2-56: Risultati prova AVT Condominio APEEA – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza .....	62
Figura 2-57: Risultati prova AVT Condominio APEEA – Forme modali identificate .....	63

Figura 2-58: Risultati prova AVT Condominio APEEA – Matrice degli AutoMAC .....	63
Figura 2-59: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A - Posizionamento dei sensori del sistema di monitoraggio .....	69
Figura 2-60: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A – Andamento Frequenze-Tempo .....	70
Figura 2-61: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A – Andamento Temperature-Tempo .....	70
Figura 2-62: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A – Andamento RMS accelerazione alla base-tempo.....	71
Figura 2-63: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A - Andamento RMS accelerazione in sommità-tempo.....	71
Figura 2-64: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B - Posizionamento dei sensori del sistema di monitoraggio .....	72
Figura 2-65: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento Frequenze-Tempo .....	73
Figura 2-66: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento Temperature-Tempo .....	74
Figura 2-67: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento RMS accelerazione alla base-tempo.....	74
Figura 2-68: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento RMS accelerazione in sommità-tempo.....	75
Figura 2-69: Monitoraggio Condominio APEEA - Posizionamento dei sensori del sistema di monitoraggio .....	76
Figura 2-70: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento Frequenze-Tempo .....	77
Figura 2-71: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento Temperature-Tempo .....	77
Figura 2-72: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento RMS accelerazione alla base-tempo.....	78
Figura 2-73: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento RMS accelerazione in sommità-tempo.....	78



Figura 3-1: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – PSD dei segnali misurati e primo SV .....	81
Figura 3-2: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Variabilità $\Delta\%$ -Frequenza .....	82
Figura 3-3: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – PSD dei segnali misurati e primo SV .....	83
Figura 3-4: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Variabilità $\Delta\%$ -Frequenza .....	84
Figura 3-5: Elaborazione Condominio APEEA – PSD dei segnali misurati e primo SV .....	85
Figura 3-6: Elaborazione Condominio APEEA – Variabilità $\Delta\%$ -Frequenza .....	86
Figura 3-7: Rappresentazione nel piano complesso di una forma caratterizzata da un MCF basso (a) ed una forma caratterizzata da un MCF alto (b).....	89
Figura 3-8: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Grafico Frequenze-Tempo pre e post modal tracking .....	90
Figura 3-9: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Grafici Frequenze-Tempo post modal tracking per i diversi orari di identificazione .....	91
Figura 3-10: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Grafico Frequenze-Tempo pre e post modal tracking .....	95
Figura 3-11: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Grafici Frequenze-Tempo post modal tracking per i diversi orari di identificazione .....	96
Figura 3-12: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Confronto grafico MAC tra le letture scelte, da in alto a sinistra LI-L2, L1-L3, L1-L4, L1-L5 .....	100
Figura 3-13: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Confronto grafico MAC tra le letture scelte, da in alto a sinistra LI-L2, L1-L3, L1-L4, L1-L5 .....	101
Figura 3-14: Elaborazione Condominio Santarelli 2A - Rappresentazione della forma modale del 1° modo.....	102
Figura 3-15: Elaborazione Condominio Santarelli 2A - Rappresentazione della forma modale del 2° modo.....	102
Figura 3-16: Elaborazione Condominio Santarelli 2B - Rappresentazione della forma modale del 1° modo.....	103

Figura 3-17: Elaborazione Condominio Santarelli 2B - Rappresentazione della forma modale del 2° modo.....	103
Figura 3-18: Elaborazione Condominio Santarelli 2B - Rappresentazione della forma modale del 3° modo.....	104
Figura 3-19: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall’alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, prova singola AVT.....	106
Figura 3-20: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall’alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, lettura da monitoraggio .....	107
Figura 3-21: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall’alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, prova singola AVT.....	109
Figura 3-22: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall’alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, lettura da monitoraggio .....	110
Figura 3-23: Posizionamento sensori a terra per monitoraggio dinamico dei Condomini Santarelli 2A (forma ad L) e Santarelli 2B (forma rettangolare).....	110
Figura 3-24: Schema semplificato del modello di interazione terreno-fondazione .....	112
Figura 4-1: Rappresentazione del modello di interazione inerziale e risoluzione del problema in due step .....	114
Figura 4-2: Interpretazione fisica di molla e dissipatore per la rappresentazione del problema dinamico.....	114
Figura 4-3: Parametri geometrici della fondazione necessari al calcolo delle impedenze .....	117
Figura 4-4: Parametri geometrici della fondazione necessari al calcolo delle impedenze .....	118
Figura 4-5: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per traslazione in direzione X .....	122
Figura 4-6: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per traslazione in direzione Y .....	123

Figura 4-7: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per traslazione in direzione Z.....	123
Figura 4-8: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per rotazione attorno all'asse X .....	123
Figura 4-9: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per rotazione attorno all'asse Y .....	124
Figura 4-10: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per rotazione attorno all'asse Z.....	124
Figura 4-11: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per roto-traslazione X-RY.....	124
Figura 4-12: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per roto-traslazione Y-RX.....	125
Figura 4-13: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare alla rigidezza in X (a destra) ed in Y (a sinistra).....	125
Figura 4-14: Coefficiente di amplificazione dinamica da applicare sullo smorzamento in X (a destra) ed in Y (a sinistra) .....	125
Figura 4-15: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare alla rigidezza in Z (a destra) e sullo smorzamento in Z (a sinistra).....	126
Figura 4-16: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare allo smorzamento per rotazione attorno all'asse X (a destra) e attorno all'asse Y (a sinistra).....	126
Figura 4-17: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare allo smorzamento per rotazione attorno all'asse Z .....	126
Figura 4-18: Impedenza traslazionale della fondazione in direzione X – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	127
Figura 4-19: Impedenza traslazionale della fondazione in direzione X – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	127
Figura 4-20: Impedenza traslazionale della fondazione in direzione Z – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	127
Figura 4-21: Impedenza rotazionale della fondazione intorno all'asse X – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	128

Figura 4-22: Impedenza rotazionale della fondazione intorno all'asse Y – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	128
Figura 4-23: Impedenza rotazionale della fondazione intorno all'asse Z – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	128
Figura 4-24: Impedenza roto-traslazionale della fondazione X-RY – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	129
Figura 4-25: Impedenza roto-traslazionale della fondazione Y-RX – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im).....	129
Figura 4-26: Vista 3D modello implementato in SAP2000.....	131
Figura 4-27: Definizione dei parametri del link lineare in SAP2000.....	132
Figura 4-28: Definizione dei parametri del link dipendenti dalla frequenza in SAP2000.....	133
Figura 4-29: Definizione della funzione costante necessaria per l'applicazione della forzante nel modello steady-state.....	133
Figura 4-30: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 1° forma modale 3,79 Hz traslazione in direzione verticale Z.....	136
Figura 4-31: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 2° forma modale 3,93 Hz rocking intorno all'asse X.....	137
Figura 4-32: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 3° forma modale 6,54 Hz traslazione + rocking intorno all'asse Y.....	137
Figura 4-33: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 4° forma modale 8,11 Hz rotazione centrata intorno all'asse Z.....	138
Figura 4-34: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 5° forma modale 11,02 Hz rocking intorno all'asse Y.....	138
Figura 4-35: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 6° forma modale 15,49 Hz rocking intorno all'asse X.....	139
Figura 4-36: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – 1° forma modale 6,16 Hz traslazione in direzione X.....	140
Figura 4-37: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – 2° forma modale 6,38 Hz traslazione in direzione Y.....	141
Figura 4-38: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – 3° forma modale 8,67 Hz rotazione centrata intorno all'asse Z.....	141

Figura 4-39: Spostamenti nodali U1 ottenuti dall'analisi steady-state per frequenze 0Hz-10Hz all'aumentare del modulo elastico 100000kn/m <sup>2</sup> -200000kn/m <sup>2</sup> -400000kn/m <sup>2</sup> .....	145
Figura 4-40: Analisi steady modello BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante X .....	146
Figura 4-41: Analisi steady modello BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 17 nel caso di forzante Y .....	147
Figura 4-42: Analisi steady modello BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante RZ.....	148
Figura 4-43: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato nel caso di forzante X .....	149
Figura 4-44: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato nel caso di forzante X .....	149
Figura 4-45: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato nel caso di forzante Y .....	150
Figura 4-46: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato nel caso di forzante RZ .....	150
Figura 4-47: Analisi steady modello NO BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante X.....	151
Figura 4-48: Analisi steady modello NO BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante Y .....	152
Figura 4-49: Analisi steady modello NO BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante RZ.....	153
Figura 4-50: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato (4,40Hz) nel caso di forzante X.....	154
Figura 4-51: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato (5,10Hz) nel caso di forzante X.....	155
Figura 4-52: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato (3,00Hz) nel caso di forzante Y .....	155
Figura 4-53: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato (3,40Hz) nel caso di forzante Y .....	156

Figura 4-54: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato (4,40Hz) nel caso di forzante RZ.....	156
Figura 4-55: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato (6,50Hz) nel caso di forzante RZ.....	157
Figura 4-56: Forme modali da prova AVT : Viste in pianta a sinistra la 1° e 2° forma entrambe traslazionali in X, a destra la 3°forma rotazionale .....	158
Figura 4-57: Matrice crossMAC modi propri individuati dalla prova AVT – Condominio Santarelli 2B.....	158
Figura 4-58: Forme modali da analisi modale modello BODY M-K: Viste in pianta da sinistra verso destra i 6 modi individuati.....	159
Figura 4-59: Matrice crossMAC modi propri individuati dall’analisi modale BODY – Condominio Santarelli 2B.....	159
Figura 4-60: Forme modali da analisi modale modello NO BODY base fissa M-BF: da sinistra verso destra i 3 modi individuati.....	160
Figura 4-61: Matrice crossMAC modi propri individuati dall’analisi modale NO BODY (base fissa) – Condominio Santarelli 2B .....	161
Figura 4-62: Forme modali da analisi steady-state modello BODY S-B: da sinistra verso destra i 4 modi individuati.....	161
Figura 4-63: Matrice crossMAC modi propri individuati da analisi steady-state modello BODY – Condominio Santarelli 2B .....	162
Figura 4-64: Forme modali da analisi steady-state modello NO BODY S-NB: da sinistra verso destra i 6 modi individuati .....	163
Figura 4-65: Matrice crossMAC modi propri individuati da analisi steady-state modello NO BODY – Condominio Santarelli 2B.....	163
Figura 4-66: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE BODY (M-K) – VAR:BODY (S-B).....	164
Figura 4-67: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE BODY (M-K) – VAR:NO BODY (S-NB).....	165
Figura 4-68: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE NO BODY base fissa (M-BF) – VAR: BODY (S-B).....	166
Figura 4-69: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE NO BODY base fissa (M-BF) – VAR: NO BODY (S-NB).....	167

Figura 4-70: Confronto forme modali con matrice MAC REF:BODY – VAR:NO BODY .....	168
Figura 4-71: Forme modali da analisi steady-state individuate dal modello numerico NO BODY (S-NB).....	169
Figura 4-72: Confronto forme modali con matrice MAC REF: AVT – VAR: BODY (S-B).....	170
Figura 4-73: Confronto forme modali con matrice MAC REF: AVT – VAR: NO BODY (S-NB).....	171
Figura 4-74: Forme modali da analisi modale modello NO BODY base fissa M-BF: da sinistra verso destra i 3 modi individuati.....	173
Figura 4-75: Forme modali da analisi modale modello BODY M-K: Viste in pianta da sinistra verso destra i 6 modi individuati.....	173
Figura 4-76: Forme modali da analisi steady-state modello BODY S-B: da sinistra verso destra i 4 modi individuati.....	174
Figura 4-77: Forme modali da analisi steady-state modello NO BODY S-NB: da sinistra verso destra i 6 modi individuati .....	174
Figura 4-78: Confronto forme modali modelli numerici – dati sperimentali AVT (1° e 2°).....	174
Figura 4-79: Confronto forme modali modelli numerici – dati sperimentali AVT (3°) .....	175
Figura 4-80: Confronto frequenze modi propri individuate per i modelli numerici e sperimentale AVT .....	176

## Indice delle tabelle

Tabella 2-1: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – Parametri modali identificati .....	48
Tabella 2-2: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Parametri modali identificati .....	51
Tabella 2-3: Risultati prova AVT Condominio Mantova – Parametri modali identificati .....	60
Tabella 2-4: Risultati prova AVT Condominio APEEA – Parametri modali identificati .....	62
Tabella 2-5: Sintesi dei risultati ottenuti dalle prove AVT .....	64
Tabella 3-1: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – PSD dei segnali misurati in corrispondenza delle frequenze individuate e calcolo dei $\Delta$ .....	81
Tabella 3-2: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – PSD dei segnali misurati in corrispondenza delle frequenze individuate e calcolo dei $\Delta$ .....	83
Tabella 3-3: Elaborazione Condominio APEEA – PSD dei segnali misurati in corrispondenza delle frequenze individuate e calcolo dei $\Delta$ .....	85
Tabella 3-4: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – 5 letture scelte per il modal tracking .....	90
Tabella 3-5: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Letture totali e letture valide per i diversi orari di identificazione .....	91
Tabella 3-6: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Valori medi e scarto quadratico medio del RMS base e sommità pre e post modal tracking per i diversi orari di identificazione .....	92
Tabella 3-7: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Frequenze, smorzamenti, spostamenti modali normalizzati e MCF delle 5 letture scelte per il modal tracking .....	93
Tabella 3-8: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – 5 letture scelte per il modal tracking .....	94
Tabella 3-9: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Letture totali e letture valide per i diversi orari di identificazione .....	96



Tabella 3-10: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Valori medi e scarto quadratico medio del RMS base e sommità pre e post modal tracking per i diversi orari di identificazione .....	97
Tabella 3-11: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Frequenze, smorzamenti, spostamenti modali normalizzati e MCF delle 5 letture scelte per il modal tracking .....	98
Tabella 3-12: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Confronto MAC tra la 1° lettura e le altre 4 letture scelte .....	99
Tabella 3-13: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Confronto MAC tra la 1° lettura e le altre 4 letture scelte .....	100
Tabella 4-1: Rigidezza statica per fondazioni superficiali rettangolari ed ellittiche .....	118
Tabella 4-2: Rigidezza statica per fondazioni approfondite rettangolari ed ellittiche .....	118
Tabella 4-3: Rigidezza dinamica e coefficienti di smorzamento per fondazioni superficiali di forma generica.....	119
Tabella 4-4: Rigidezza dinamica e coefficienti di smorzamento per fondazioni approfondite di forma generica .....	120
Tabella 4-5: Rigidezza dinamica e coefficienti di smorzamento per fondazioni approfondite di forma generica .....	121
Tabella 4-6: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233 .....	136
Tabella 4-7: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233 .....	140
Tabella 4-8: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233.....	158
Tabella 4-9: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233 .....	159
Tabella 4-10: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233.....	160
Tabella 4-11: Risultati analisi steady-state su modello numerico BODY - Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233 .....	162

Tabella 4-12: Risultati analisi steady-state su modello numerico NO BODY - Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233.....	163
Tabella 4-13: Confronto frequenze ottenute da prove sperimentali AVT e modelli numerici.....	175

## Introduzione

La progettazione di strutture e infrastrutture sul territorio italiano è strettamente legata alla valutazione dell'azione sismica che influenza sia la fase di concezione strutturale che le successive fasi di analisi e di progettazione dei dettagli strutturali dell'opera. Come i recenti terremoti ci hanno ricordato, conoscenze sempre più approfondite unite alle indicazioni normative e alla buona pratica, ci consentono di ottenere strutture in grado di resistere a questi eventi eccezionali. In questo processo le caratteristiche dinamiche di una costruzione ricoprono un ruolo fondamentale in quanto determinano la risposta dell'opera alle azioni sismiche e, in generale, alle azioni di natura dinamica come quelle dovute al vento e particolari carichi di esercizio o ad altre azioni eccezionali. Mentre le nuove strutture vengono progettate tenendo in debita considerazione il comportamento dinamico strutturale, gli edifici esistenti sono stati progettati in larga parte considerando quasi esclusivamente le azioni dovute ai carichi verticali e, tutt'al più, ad azioni orizzontali piuttosto ridotte atte a simulare l'azione del vento e del sisma. Per questi edifici esistenti, in fase di progetto non è stato quindi tenuto in conto in modo opportuno il comportamento dinamico dell'opera e non risultano pertanto note le caratteristiche dinamiche e modali quali le frequenze di risonanza e le associate forme modali e rapporti di smorzamento. Queste caratteristiche sono legate alla distribuzione delle masse e delle rigidezze sulla costruzione, e la loro conoscenza sarebbe importante per poter valutare il comportamento dinamico dell'edificio e, quindi, la risposta ad eventuali azioni dinamiche così da poter individuare eventuali carenze e poter progettare ed eseguire interventi di miglioramento e, possibilmente, di adeguamento sismico.

Per valutare il comportamento dinamico di un edificio solitamente si realizza un modello numerico agli elementi finiti che, tuttavia, non sempre è in grado di simulare in modo adeguato il comportamento reale dell'opera; in alternativa, si può cercare di conoscere il comportamento dinamico dell'opera sperimentalmente eseguendo prove di identificazione dinamica. La tecnica oggi maggiormente utilizzata per le costruzioni è basata sull'Analisi Modale Operativa (Operational Modal Analysis, OMA) che permette di determinare la risposta dell'edificio

sottoposto a forzanti ambientali, misurandone le accelerazioni in alcuni punti opportunamente scelti utilizzando accelerometri. Questa procedura è ormai piuttosto consolidata e si sta diffondendo molto velocemente in quanto ha il pregio di poter essere eseguita senza la necessità di dover interrompere l'uso della costruzione; inoltre, sono ormai disponibili numerose procedure consolidate e software commerciali che consentono l'elaborazione dei segnali registrati e la determinazione dei parametri modali della costruzione. Una corretta e accurata identificazione modale della costruzione è anche utile (se non necessaria) ai fini della progettazione e installazione di un sistema di monitoraggio della salute strutturale (in inglese Structural Health Monitoring, SHM) dell'opera, in grado di fornire in tempo reale informazioni utili per valutare lo stato di efficienza della struttura. Eventuali stati di degrado o danneggiamento potrebbero infatti essere rilevati qualora il sistema di monitoraggio registrasse un cambiamento della risposta dinamica della costruzione. In generale, variazioni delle caratteristiche dinamiche possono manifestarsi a seguito di eventi eccezionali, quali terremoti che possono danneggiare le componenti strutturali e non strutturali determinando una riduzione della rigidità e quindi delle frequenze proprie della costruzione. In determinati casi, tuttavia, le caratteristiche dinamiche dell'edificio determinate sperimentalmente con i metodi e le procedure sopra menzionate potrebbero non risultare chiare ed essere invece incerte.

Una migliore comprensione dei possibili fenomeni che influenzano l'identificazione modale operativa renderebbe questa metodologia sempre più affidabile e applicabile alla maggior parte delle strutture, tra cui in particolare quelle con funzioni strategiche come caserme, scuole e ospedali.

Nel presente elaborato si illustrano alcuni casi studio sui quali sono state eseguite prove di identificazione dinamica dalle quali non sono emersi risultati chiari e affidabili come quelli riscontrati abitualmente nella maggior parte dei casi. In tre di questi edifici, successivamente alle prove di caratterizzazione dinamica, sono stati installati dei sistemi di monitoraggio strutturale che eseguono tali identificazioni con cadenza periodica e forniscono pertanto informazioni aggiuntive rispetto alle singole prove. L'elaborazione congiunta delle prove di identificazione e dei dati

derivanti dal monitoraggio sarà utile per chiarire da quali fenomeni possano dipendere le difficoltà che si riscontrano nel metodo di identificazione dinamica, ovvero nella valutazione sperimentale delle frequenze di risonanza e delle associate forme modali.

Oltre alle caratteristiche strutturali dell'edificio, uno dei principali elementi che potrebbe influenzare i risultati di queste prove di caratterizzazione dinamica è il sistema di fondazione dell'edificio; un'analisi che consideri gli effetti di interazione terreno-struttura potrebbe pertanto essere in grado di mettere in evidenza e dimostrare tale influenza. Con riferimento ad uno specifico caso studio, si intende quindi procedere, sulla base dei dati disponibili, nello sviluppo di un modello numerico che indaghi tale fenomeno utilizzando quanto disponibile in letteratura, in particolare un metodo semplificato per ottenere le impedenze della fondazione fornito da Mylonakis, Nicolau, Gazetas (2005).

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

Nel Capitolo 1 intitolato "Prove di identificazione dinamica", vengono introdotti i metodi di identificazione dinamica, in particolare l'impiego dell'analisi modale operativa (OMA), l'applicazione al monitoraggio della salute strutturale (SHM), i parametri di identificazione e le possibili problematiche riscontrabili.

Nel Capitolo 2, "Casi studio", si introducono alcuni casi studio per i quali l'identificazione dinamica sperimentale non ha fornito risultati chiari. Vengono quindi analizzate le caratteristiche strutturali e geotecniche e vengono presentati i risultati delle prove di identificazione dinamica basate su prove vibrazioni ambientali (Ambient Vibration Test) ed infine i dati del monitoraggio.

Nel Capitolo 3, "Elaborazione dei dati", vengono eseguite delle analisi sui risultati provenienti dalle prove AVT e da quelli del monitoraggio con particolare riferimento a due casi studio.

Nel Capitolo 4, "Modello interazione terreno struttura (SSI)", facendo riferimento ad un caso studio, viene sviluppato un modello in grado di cogliere l'eventuale influenza del sistema terreno-fondazione-struttura sulla risposta dinamica dell'edificio.

## 1 Prove di identificazione dinamica

Le prove di identificazione dinamica sperimentale consentono, attraverso la misura di specifiche grandezze, la determinazione delle caratteristiche dinamiche delle strutture. Inizialmente questa tecnica viene introdotta in campo aerospaziale ed in ingegneria meccanica per validare il comportamento dinamico di modelli agli elementi finiti (FE) e migliorare questi ultimi. L'analisi modale sperimentale (Experimental Modal Analysis, EMA) è una tecnica che restituisce le caratteristiche dinamiche dalle misurazioni di forze applicate e vibrazioni restituite dalla struttura. Questa tecnologia ha una base teorica ben documentata da numerosi autori, tra i quali Ewins (2000), Heylen et al. (2007), Maia e Silva (1997). Principalmente, l'identificazione dinamica sperimentale consente di ottenere i parametri modali quali frequenze proprie, forme modali, massa partecipante e smorzamento, ovvero quelli che consentono di descrivere come un componente o una struttura "risponde" a degli input dinamici.

L'applicazione di questi metodi di indagine al campo dell'ingegneria civile trova spazio solo recentemente, soprattutto per lo sviluppo di nuove strumentazioni più sensibili e tecniche di processamento dei segnali molto sofisticate.

Nel caso degli edifici i parametri di identificazione modale dipendono dalla tipologia di struttura, dai materiali impiegati, dalla forma in pianta, dalle regolarità in altezza, dalla distribuzione delle masse e delle rigidità e da condizioni al contorno quali caratteristiche ambientali come temperatura o presenza di vento.

L'identificazione dinamica sperimentale, applicata agli edifici, ha molteplici scopi tra i quali:

- Indagare le vibrazioni sugli edifici e sviluppare sistemi per impedire il fenomeno della risonanza;
- Validare le modellazioni agli elementi finiti (FE) e migliorare il modello per consentirne una maggiore aderenza alla struttura reale (model updating);
- Controllare le performance della struttura in esercizio e monitorare l'eventuale stato di degrado o di danno (SHM).

Questa metodologia di prova, diffusasi principalmente negli ultimi dieci anni, consente attraverso delle misurazioni in sito relativamente veloci di ottenere

“un’impronta digitale dell’edificio” ovvero di indagare delle caratteristiche che lo identificano. Se la prova viene poi ripetuta nel tempo in modo sistematico attraverso il monitoraggio, si possono avere delle importanti informazioni sul suo stato di salute e/o evidenziare difetti o danni che si sono verificati a seguito di eventi eccezionali quali, ad esempio, eventi sismici.

### 1.1 Metodi di identificazione dei sistemi dinamici

Principalmente, possiamo suddividere i metodi di identificazione dinamica in due macrocategorie in funzione della tipologia del problema che si deve risolvere:

- Metodo diretto (analitico): si realizza mediante la risoluzione di un problema diretto, ovvero si conosce la geometria della struttura, le caratteristiche dei materiali, le sezioni resistenti, la distribuzione delle masse e delle rigidezze, lo smorzamento. In generale si può dire che sono note le matrici di massa, rigidezza e smorzamento che caratterizzano la struttura. Risolvendo un problema agli autovalori si determinano le forme modali e il fattore di partecipazione modale che caratterizzano il comportamento dinamico.
- Metodo indiretto (sperimentale): si realizza mediante la risoluzione di un problema inverso, ovvero si misura l’input dinamico che entra nella struttura, si misura la risposta strutturale, si stimano i parametri dinamici da queste misurazioni. In questa tipologia di problemi è nota la risposta dell’edificio ma non sono noti gli input, si devono quindi assumere delle ipotesi necessarie a validare la metodologia di indagine. Il metodo sperimentale è quello su cui si basano le prove di identificazione dinamica, ovvero quelle che verranno trattate nel presente elaborato.

Esistono diverse modalità con cui eseguire delle prove di identificazione dinamica su edifici o strutture in genere. Una classificazione è quella che si basa sulla tipologia di input che viene fornito alla struttura, si distinguono quindi:

- Prove con eccitazione impulsiva, si fornisce una forzante impulsiva (in termini di forza o spostamento indotto) e si misura la risposta della struttura in vibrazione libera;

- Prove con eccitazione forzata artificiale, si fornisce una forzante ad una frequenza ben precisa attraverso l'impiego di una vibrodina che consente di indagare anche eventuali fenomeni di risonanza;
- Prove con eccitazione fornita dall'ambiente circostante, la struttura risente delle vibrazioni ambientali quali vento, traffico veicolare, microtremori.

Su quest'ultima tipologia di prova e sulle ipotesi che ci sono alla base si svilupperanno i sistemi di Analisi Modale Operativa (Operational Modal Analysis, OMA).

## 1.2 Operational Modal Analysis (OMA)

L'identificazione dinamica sperimentale per le strutture di ingegneria civile rende difficoltosa l'applicazione delle tecniche tradizionali (EMA), ciò è dovuto alla grandezza delle strutture stesse ed alle basse frequenze che è necessario indagare. L'applicazione di forzanti controllate risulta difficoltosa e richiede attrezzature pesanti e costose. Per questi motivi la comunità scientifica si è concentrata sullo sviluppo dell'Operational Modal Analysis (OMA). Questa metodologia di identificazione dinamica consente di ottenere i parametri modali che identificano la struttura solamente misurandone la risposta. L'idea alla base di questa tecnica consiste nell'avere già a disposizione delle forzanti naturali che provengono dall'ambiente circostante quali microtremori, traffico veicolare, vento, attività umana che sostituiscono le forzanti esterne applicate artificialmente.

L'OMA seppur basandosi sulla stessa teoria dell'EMA differisce quindi per la tipologia di segnale in input alla struttura, nel primo caso è casuale mentre nel secondo è noto. L'Operational Modal Analysis diventa quindi una tipologia di test largamente applicabile ed appetibile, consente di ottenere le caratteristiche dinamiche delle strutture con misurazioni relativamente veloci (in giornata) e senza interferire con l'operatività della struttura. Quest'ultimo aspetto risulta molto vantaggioso se si parla di infrastrutture e quindi ponti, ma anche edifici con funzione pubblica e/o strategica quali scuole e ospedali.



La teoria dell'Operational Modal Analysis è basata sulle seguenti ipotesi fondamentali:

- Linearità, il comportamento dinamico della struttura è lineare, ovvero è applicabile il principio di sovrapposizione degli effetti;
- Stazionarietà, le caratteristiche dinamiche della struttura non variano nel tempo, ne consegue che i coefficienti delle equazioni differenziali che governano il problema sono invarianti nel tempo;
- Osservabilità, la disposizione dei sensori deve essere accuratamente progettata per poter misurare i dati necessari alla caratterizzazione.

Come detto in precedenza, l'OMA è basata sulla misurazione della risposta dell'edificio sottoposto a degli input non controllabili ma misurabili, devono pertanto essere assunte delle ipotesi sui segnali in input. Se la struttura è sottoposta ad un rumore bianco, segnale il cui spettro nel dominio delle frequenze è costante, ogni modo verrà eccitato e lo spettro in output conterrà tutte le informazioni riguardanti la struttura. Viceversa, se il segnale in input è caratterizzato da un particolare contenuto in frequenza, l'output potrebbe non risultare completo.

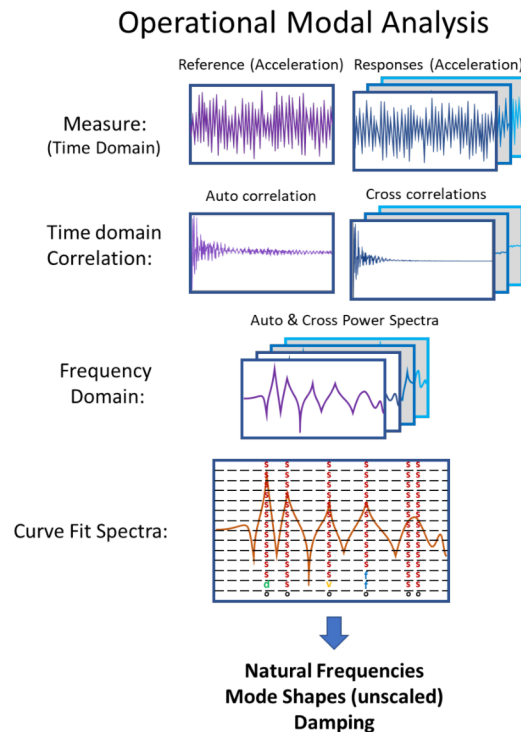


Figura 1-1: Processo impiegato nell'OMA

Una delle importanti applicazioni dell'OMA consiste nello Structural Health Monitoring (SHM), ovvero nel “monitoraggio della salute della struttura”. Questo sistema di monitoraggio consiste nell'eseguire delle misurazioni periodiche sulla struttura, tipicamente più misurazioni giornaliere, ed ottenere così numerose informazioni sulle proprietà dinamiche. Il monitoraggio, corredato di informazioni riguardanti i parametri ambientali consente inoltre di conoscere l'eventuale variazione delle frequenze proprie dell'edificio dovuto alle diverse temperature ambientali, sia di tipo giorno-notte che di tipo stagionale. Il sistema SHM è in grado, inoltre, di registrare gli input free-field di un evento sismico e misurare la risposta dell'edificio. Le prove di identificazione a valle di tali eventi, confrontate con le prove pre-evento possono indicare o meno una variazione nel comportamento dinamico dell'edificio e segnalare un eventuale danneggiamento degli elementi che contribuiscono alla risposta della struttura. Una variazione della frequenza potrebbe indicare un danneggiamento di un elemento non strutturale come una tamponatura oppure il danneggiamento degli elementi strutturali.

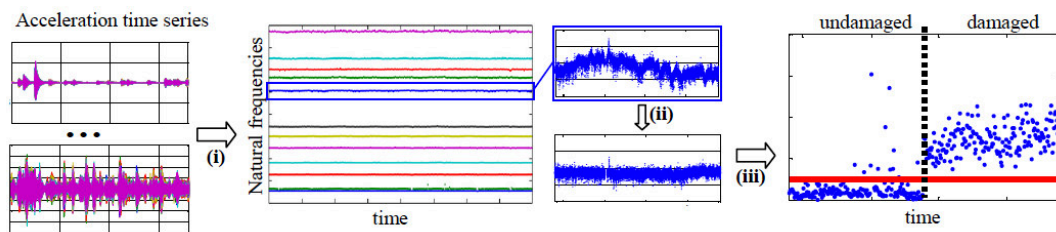


Figura 1-2: Processi di un SHM basato sulle vibrazioni ambientali

In ottica di prevenzione e protezione il ruolo dello SHM è fondamentale nelle fasi successive ad importanti eventi sismici. Si potrebbero infatti eseguire dei sopralluoghi mirati su strutture che hanno mostrato un evidente cambiamento della loro risposta dinamica, individuandone le cause e dichiararle o meno agibili. Fondamentale indagare da quali fattori ambientali o variabilità esterne dipendano le varie letture di identificazione per poter costituire una base robusta con la quale eseguire un confronto tra i dati.

### 1.3 Parametri di identificazione

L'identificazione dinamica dei parametri modali è stata eseguita mediante la ben nota tecnica denominata Principal Component - Subspace Stochastic Identification (SSI-PC) operante nel dominio del tempo. Questa tecnica consente di ottenere i seguenti parametri di identificazione:

- Frequenze proprie della struttura, ne vengono identificate diverse ma non tutte sono compatibili con i modi reali della struttura.
- Smorzamenti associati a ciascuna frequenza identificata, espressi come valore %; il valore deve essere compatibile con uno smorzamento di una struttura reale (solitamente  $< 7\%-8\%$ ) altrimenti modi troppo smorzati non sono compatibili con modi reali.
- Spostamenti modali di ciascuna forma identificata, valori che consentono di costruire le forme modali attraverso una normalizzazione e l'ausilio di un applicativo. Sono espressi da numeri complessi in quanto possono o meno essere in fase.
- MCF, indice di quanto il modo è "complesso", maggiore il valore maggiore la complessità del modo, minore la probabilità che questo sia un modo proprio della struttura che si sta caratterizzando. Bisognerà nel seguito fare attenzione a tale valore qualora le identificazioni dinamiche dell'edificio non siano ben chiare.
- RMS accelerazione, indica il valore medio dell'intensità dell'accelerazione di ciascun sensore durante tutta la misurazione (variabile da 20 a 90 minuti). Tale valore consente di stabilire l'intensità del segnale durante la misura e confrontare le diverse misure provenienti dal monitoraggio.
- MAX accelerazione, indica il valore massimo dell'accelerazione misurata da ciascun sensore durante la misurazione. È un valore poco indicativo dell'intensità del segnale in quanto può essere affetto da eventi esterni quali urti o passaggio di mezzi pesanti.
- Temperatura e umidità, vengono misurati ad ogni identificazione eseguita in quanto la struttura, in particolare i materiali, potrebbero subire delle variazioni di rigidità o di risposta a diverse condizioni ambientali. Vengono misurate temperatura interna, temperatura esterna e umidità.

L'identificazione vera e propria avviene attraverso la lettura del diagramma di stabilizzazione (metodo SSI-PC) dove vengono rappresentate mediante un cerchio giallo le soluzioni identificate ad ordini crescenti. Per determinare quali tra le soluzioni identificate sono modi della struttura e non poli spuri non è stato possibile utilizzare un algoritmo di selezione automatica a causa della difficoltà di trovare soluzioni stabili per vari ordini del modello, quindi, sono state scelte manualmente le soluzioni più stabili e comuni a tutte le prove, verificando anche che tali soluzioni corrispondano circa ai picchi del primo valore singolare della matrice di crosscorrelazione. Inoltre, si riporta il diagramma frequenze-smorzamenti, dove è possibile valutare i valori del rapporto di smorzamento relativi alle soluzioni scelte.

Per i sistemi di monitoraggio questa tecnica è implementata in un sistema del tipo AutoOMA, ciò consente di ottenere direttamente i risultati del monitoraggio in breve tempo ed inviarli al database collegato in remoto reso disponibile per la consultazione. Oltre ai parametri che vengono determinati con la SSI-PC il sistema registra i segnali campionati dei diversi sensori presenti e li rende disponibili qualora si volessero eseguire delle elaborazioni più approfondite.

#### 1.4 Possibili problematiche riscontrabili

L'identificazione di una struttura utilizzando l'Operational Modal Analysis (OMA) potrebbe non fornire risultati chiari per diversi motivi:

- Condizioni di eccitazione inadeguate: l'OMA si basa sull'ipotesi che la struttura sia eccitata da forzanti ambientali o antropiche che coprono una gamma sufficientemente ampia di frequenze. Se le forze ambientali non eccitano adeguatamente tutte le modalità della struttura, alcune di esse potrebbero non essere identificate correttamente.
- Risoluzione in frequenza insufficiente: la risoluzione in frequenza dei segnali misurati può essere inadeguata, soprattutto se la durata delle misurazioni è breve o se la frequenza di campionamento non è adeguata. Ciò può rendere difficile distinguere tra modi con frequenze molto simili o identificare modi con frequenze elevate (modi superiori non caratterizzati);

- Presenza di rumore: il rumore nei segnali misurati può interferire con l'identificazione dei modi. Rumori di fondo elevati possono mascherare le risposte modali, rendendo difficile estrarre le informazioni corrette. Rumori costanti nel tempo possono essere facilmente individuati ed eliminati, purché non si sovrappongano ad un modo proprio in termini di contenuto in frequenza.
- Non-linearità della struttura, se la struttura presenta comportamenti non lineari i metodi OMA basati su modelli lineari possono non essere in grado di descrivere correttamente il comportamento modale.
- Condizioni al contorno variabili: cambiamenti nelle condizioni al contorno della struttura durante le misurazioni (ad esempio, variazioni nella rigidità dei vincoli o carichi variabili, anche dovuti alla temperatura) possono alterare le proprietà modali, complicando l'identificazione.
- Modelli di eccitazione sconosciuti: l'OMA non richiede la conoscenza delle forze di eccitazione, ma assume che queste siano casuali o stazionarie. Se le forze di eccitazione fossero sistematiche o non casuali, potrebbero portare a stime errate delle proprietà modali.
- Interferenze da modi sovrapposti: modi molto vicini in frequenza possono sovrapporsi rendendo difficile separarli e identificarli chiaramente. Questa situazione è nota come "crowding" modale.
- Efficacia degli algoritmi utilizzati: gli algoritmi utilizzati per l'OMA (ad esempio, metodi di decomposizione del dominio del tempo, metodi di decomposizione del dominio delle frequenze, ecc.) hanno vari gradi di robustezza e accuratezza. Alcuni algoritmi potrebbero essere più sensibili al rumore o meno efficaci nel separare modi molto vicini in frequenza.

Per migliorare la chiarezza dei risultati ottenuti con l'OMA è importante:

- Assicurarsi che le condizioni di eccitazione siano adeguate e coprano una gamma di frequenze sufficientemente ampia (verificabile con le STFT);
- Utilizzare attrezzature di misura con una risoluzione adeguata e un basso livello di rumore;

- Effettuare misurazioni su periodi di tempo sufficientemente lunghi per catturare il comportamento dinamico della struttura;
- Utilizzare algoritmi di identificazione modale robusti e adeguati al tipo di struttura e alle condizioni di misurazione.

## 2 Casi studio

In questo capitolo verranno esposti i diversi casi studio di edifici sottoposti ad analisi modale operativa. Tutti gli edifici in oggetto sono stati caratterizzati con prove di tipo AVT singole mentre alcuni hanno anche un sistema di monitoraggio di tipo permanente. In questo elaborato ci si limiterà nel presentare 6 casi studio a fronte degli oltre 20 edifici monitorati dal gruppo di ricerca dell'UNIVPM. Infatti, sono proprio questi gli edifici che hanno presentato un comportamento non convenzionale a fronte dei risultati delle prove di analisi modale operativa. Ci si concentrerà con maggiore attenzione sui 3 edifici nei quali è stato installato un sistema di monitoraggio permanente; di questi solamente uno presenta dei risultati chiari.

Dopo aver introdotto il contesto geologico-geotecnico si presenteranno i risultati delle diverse prove e dei dati del monitoraggio; le diverse elaborazioni dei dati verranno confrontate per evidenziare eventuali analogie o difformità tra gli edifici con dinamica sperimentale chiara e quelli soggetti a maggiore dispersione dei risultati. Si elencano nel seguito gli edifici oggetto di studio:

- Condominio Santarelli 2A, prova AVT + monitoraggio permanente;
- Condominio Santarelli 2B, prova AVT + monitoraggio permanente;
- Condominio Clara Maffei, prova AVT;
- Condominio Spontini, prova AVT;
- Condominio Mantova, prova AVT;
- Condominio APEEA, prova AVT + monitoraggio permanente;

Di questi edifici l'unico con risultati chiari risulta essere il Condominio APEEA.

## 2.1 Inquadramento geologico-geotecnico

Gli edifici presentati nei casi studio sono in gran parte collocati nella zona sud del Comune di San Benedetto del Tronto (AP), precisamente in Località Porto d'Ascoli, fatta eccezione che per il Condominio Mantova che si trova a Maltignano (AP) in Località Caselle.

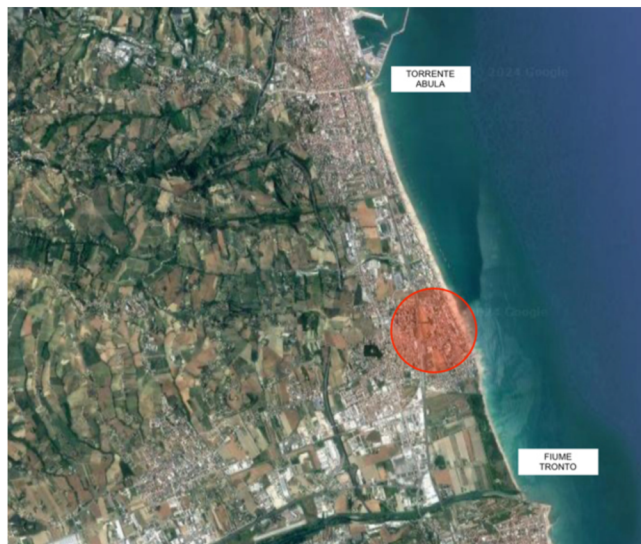


Figura 2-1: Inquadramento territoriale casi studio località San Benedetto del Tronto

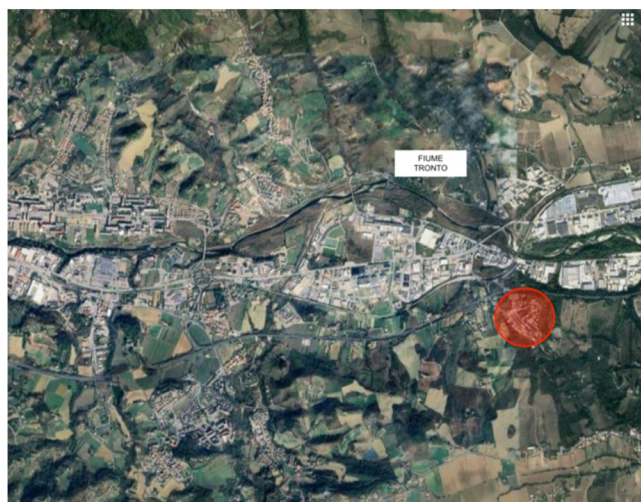


Figura 2-2: Inquadramento territoriale casi studio località Maltignano

L'area di sedime per gli edifici collocati a San Benedetto del Tronto è formata dalla piana alluvionale del Fiume Tronto, caratterizzata dal punto di vista geologico da subordinati depositi d'alveo e dai maggiormente diffusi depositi alluvionali olocenici. Le osservazioni di superficie e le indagini raccolte dalla microzonazione sismica hanno permesso di osservare che tali depositi risultano prevalentemente



costituiti da limi, limi sabbiosi, sabbie limose e limi argillosi, con presenza di lenti e livelli di ghiaie di spessore plurimetrico. I sedimenti non sono affatto omogenei, sia lateralmente che verticalmente; frequenti e repentine sono le variazioni di litofacies, con alternanze continue di litotipi granulometricamente differenti, con prevalenza comunque, di terreni a granulometria media e fine.



Figura 2-3: Estratto Carta dei Terreni di Copertura da MS San Benedetto del Tronto – Localizzazione dei diversi casi studio

Le indagini evidenziano, in modo piuttosto diffuso, dal punto di vista areale, alla base dei suddetti depositi medio-fini, in contatto con il sottostante basamento geologico argilloso, la presenza di uno strato ghiaioso con spessore generalmente non superiore ai 10 m. Lo spessore complessivo dei depositi alluvionali, posti al di sopra del substrato geologico argilloso non supera i 40 m. Anche tali depositi, sono prevalentemente saturi per presenza di una falda superficiale con profondità della superficie piezometrica posta a pochi metri al di sotto del p.c. (variabile indicativamente da 1 a 3 metri). I sedimenti alluvionali del Fiume Tronto sembrano avere caratteristiche geotecniche e geofisiche generalmente più scadenti rispetto a quelli affioranti nelle altre aree (Albula e Ragnola). Ciò risulta evidente anche dall'analisi delle curve H/V; in corrispondenza della piana alluvionale del Fiume Tronto è osservabile un picco piuttosto chiaro con frequenza propria del terreno ( $f_0$ )

prossima ai 2 Hz che evidenzia un contrasto di impedenza di rilievo tra i depositi medio fini ed i terreni sottostanti, che potrebbero essere sia le litofacies alluvionali ghiaiose di base che il substrato geologico costituito dalle argille azzurre.

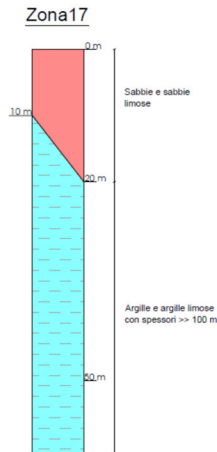


Figura 2-4: Stratigrafia da relazione MS San Benedetto del Tronto

Dalla stratigrafia della Zona 17 si evidenziano i seguenti strati:

- SWsp – sabbie pulite e ben assortite, sabbie ghiaiose di Spiaggia: sono i depositi di spiaggia antica (MUSg2b) dominanti nella piana costiera.
- COS – Coesivo sovraconsolidato stratificato: si sono indicati come appartenenti a tale unità le peliti grigio azzurre più o meno siltose della formazione delle Argille azzurre (FAA), appartenenti alla Successione pliocenica e affioranti nelle aree basso collinari.

Tutti gli edifici collocati a San Benedetto del Tronto sono fondati sulla stessa tipologia di deposito superficiale (sabbie), differiscono solamente per spessore di tale strato prima di incontrare la formazione delle argille azzurre. Quest'ultime non sono classificate come substrato dal punto di vista sismico in quanto  $v_s < 800$  m/s.

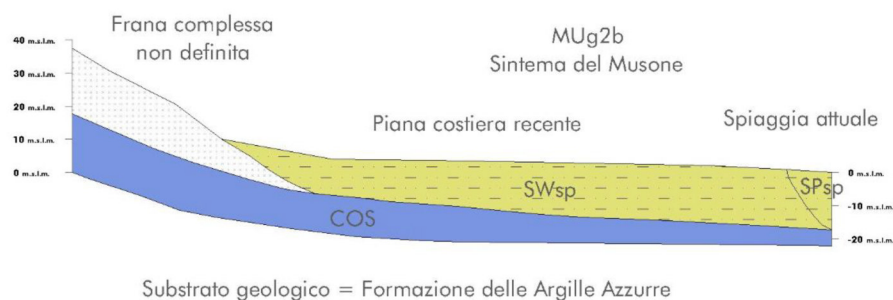


Figura 2-5: Sezione geologica da relazione MS San Benedetto del Tronto

L'area di sedime per il condominio Mantova, collocato nel quartiere Caselle del Comune di Maltignano, ricade nella pianura sedimentaria del fiume Tronto.

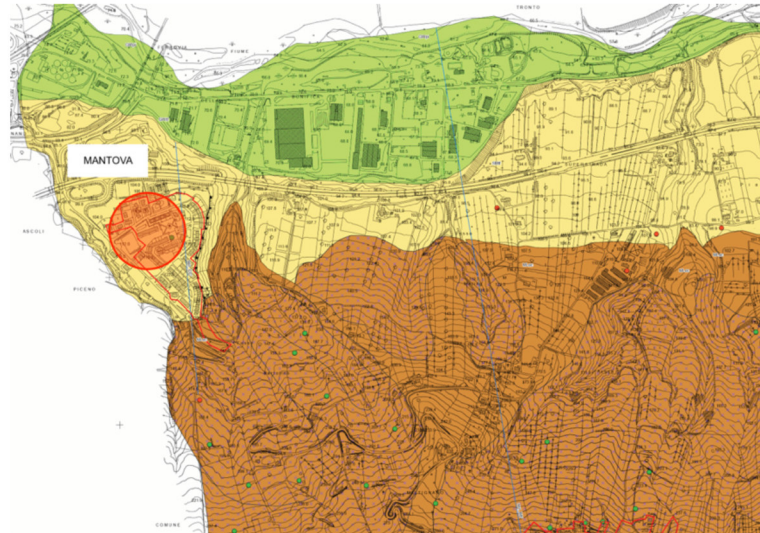


Figura 2-6: Estratto Carta dei Terreni di Copertura da MS Maltignano – Localizzazione dei diversi casi studio

Il substrato geologico è composto dalla Formazione delle Argille Azzurre (Pleistocene superiore). In particolare, la Zona 3 (codice 2003) riguarda esclusivamente i depositi del terrazzo di 3° ordine del F. Tronto posti in fondo al versante settentrionale del rilievo su cui si erge l'abitato di Maltignano. Di spessore variabile dai 10 ai 30 m circa, è composto prevalentemente da sabbie limose o limi sabbiosi di media consistenza. Come appurato da sondaggi eseguiti per l'esecuzione della down hole sismica, alla base di tali terreni si può rinvenire uno spessore esiguo di ghiaie sabbiose.

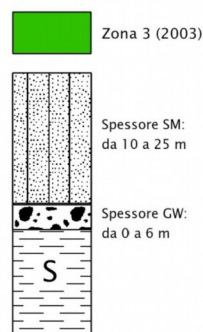


Figura 2-7: Stratigrafia da relazione MS Maltignano

Dalla stratigrafia della Zona 3 si evidenziano i seguenti strati:

- COS (Formazione delle Argille Azzurre): questa Formazione geologica ha un'età compresa tra il Pliocene Inferiore e il Pleistocene Superiore. È composta da argille marnose grigie grossolanamente stratificate, internamente laminate, contenenti livelli da millimetrici a centimetrici di limi e sabbie fini. Verso l'alto, tali peliti grigio-azzurre di chiusura, formatesi in ambiente neritico, a tratti presentano intercalazioni di lenti arenacee e si osserva anche un generale incremento della frazione sabbiosa e limosa, marcato da una graduale variazione cromatica dal grigio al marroncino-giallastro.
- SMtf (Depositi alluvionali terrazzati di 3° ordine): Tali depositi affiorano nella zona Nord del territorio comunale di Maltignano. Essi fanno parte del Sintema di Matelica e sono riferibili al Pleistocene Superiore. Sono costituiti prevalentemente da sedimenti sabbioso-limosi o limoso-sabbiosi moderatamente addensati a cui sono intercalati localmente rari orizzonti e lenti ciottolose. Mostrano spessori compresi tra 15 e 30 m di profondità.

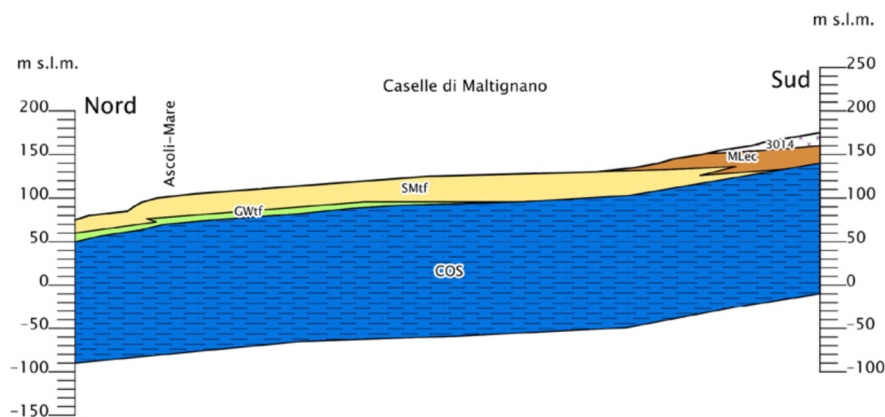


Figura 2-8: Sezione geologica da relazione MS Maltignano

Per la creazione del modello di sottosuolo sono state impiegate le indagini disponibili dalla microzonazione sismica comunale, in particolare si sono impiegate indagini quali sondaggi geognostici, prove CPT, prove DPSH, prove DOWN-HOLE e prove MASW. Tali prove hanno contribuito nel realizzare un modello di sottosuolo il più aderente possibile alla realtà sia dal punto di vista dei parametri di resistenza meccanica che dei parametri dinamici ( $v_s$ ,  $f_0$ ).

### 2.1.1 Indagini disponibili

Di seguito vengono riportate alcune delle indagini disponibili necessarie per una completa caratterizzazione delle aree di sedime degli edifici. Tutte le informazioni di indagini e prove sono impiegate per approfondire la conoscenza dei terreni al di sotto degli edifici ed evidenziare possibili aspetti connessi con le problematiche dell'identificazione dinamica.

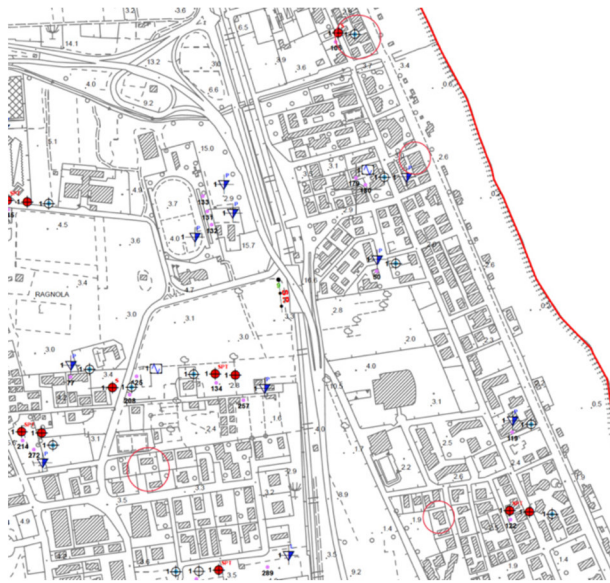


Figura 2-9: Estratto Carta delle Indagini MS San Benedetto del Tronto

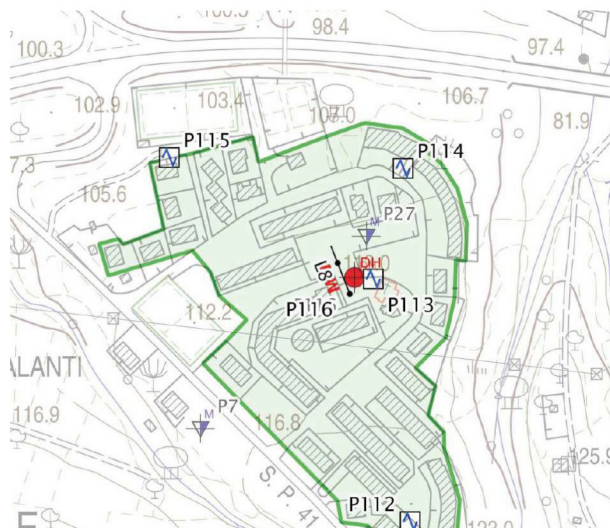


Figura 2-10: Estratto Carta delle Indagini MS Maltignano

## SONDAGGI

I sondaggi permettono l'estrazione e l'osservazione delle carote cilindriche di terreno utili per poter ricavare il profilo stratigrafico del sottosuolo e ottenere i campioni indisturbati di terreno da poter successivamente eseguire i test in laboratorio. I fori di sondaggio possono essere attrezzati con strumenti per l'esecuzione di misure, quali piezometri, inclinometri o strumentazione per la prova down-hole.

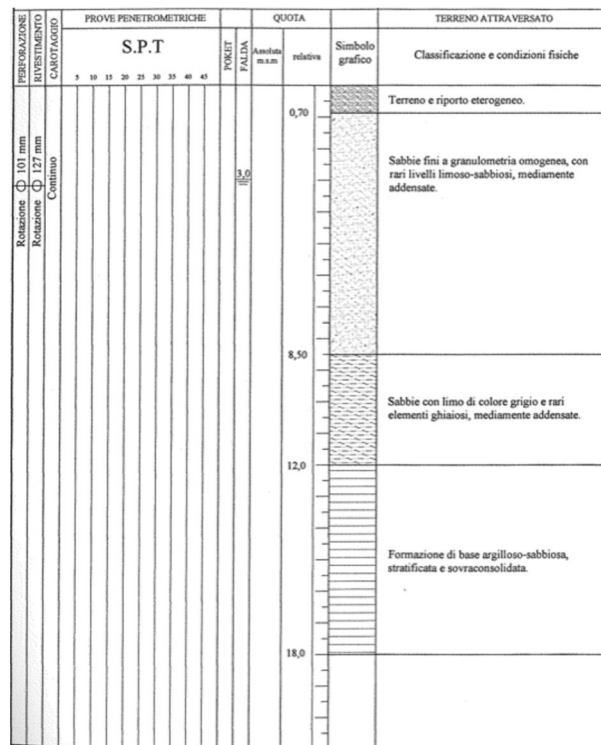


Figura 2-11: Sondaggio P106 Loc. San Benedetto del Tronto – Substrato intercettato a 12,0m di profondità da p.c.

STRATIGRAFIA	QUOTE		LITOLOGIA		NOTE
	PROG	PARZ.	DETTAGLIO	TIPO LITOLOGICO	
1	0,60	0,60	misto di limo sabbia e ghiaia (R)	limo sabbioso e riperto antropico	
2		2,20	limi sabbioso argillosi con frequenti calcinelli (ML)		
3		2,80			
4					
5					
6		6,60	sabbie limose e limi sabbiosi (SM)		Campione C1
7					
8					
9		9,40			SPT = 6-14-21
10					
11					
12					
13					
14		10,6	sabbie grossolane gialle ocracee e sabbie limose con frequenti scaglie di pietrisco arenaceo (SP)	terreno alluvionale	
15					
16					
17					
18					
19					
20		20,0			
21					
22		4,50	limi sabbiosi nocciola scuro (SM)		
23					
24		24,5			
25					
26		5,50	Chiaie sabbiose eterometriche ed eterogenee con pietrisco e sabbie grossolane (GW)		presenza di acqua
27					
28					
29					
30		30,0			
31					
32		4,00	argille grigio-azzurre alterate con livelli marinosi arenacei (SCCOS)	sabbiato alterato	
33					
34		34,0			
35		1,00	argille grigio-azzurre compatte con livelli marinosi arenacei (COS)	sabbiato integro	
36		35,0			

Figura 2-12: Sondaggio P116 Loc. Maltignano per realizzazione prova DOWN-HOLE

### CPT

Tra i numerosi dispositivi utilizzabili in situ, il penetrometro statico a punta meccanica, CPT, è uno degli strumenti più versatili per l'esplorazione del terreno. Questa prova risulta essere molto vantaggiosa rispetto ai tradizionali metodi di indagine su campo, quali la perforazione e il campionamento, perché è veloce, ripetibile ed economica. Inoltre, la CPT permette un'identificazione stratigrafica indiretta, lungo una verticale, e la stima di molti parametri geotecnici di resistenza sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa (ghiaie escluse). La prova penetrometrica meccanica con punta conica viene eseguita infiggendo nel terreno,

con penetrazione costante una punta meccanica (tipo Begemann), con l'ausilio di una batteria di aste di spinta, si misura la resistenza alla punta  $q_c$  e la resistenza laterale  $f_s$ . L'elaborazione di questi valori consente l'identificazione stratigrafica e la caratterizzazione meccanica dei terreni.

### *CPT<sub>u</sub>*

La prova penetrometrica statica con piezocono CPT<sub>u</sub> è un'evoluzione della prova CPT. La differenza sostanziale che c'è rispetto alla prova penetrometrica meccanica, CPT, è la presenza di un piezocono, il quale permette di misurare e registrare, oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione,  $q_c$  e  $f_s$ , anche la pressione interstiziale,  $u_2$ , sia durante l'avanzamento sia a penetrometro fermo. La possibilità di misurare la pressione interstiziali ha considerevolmente aumentato la capacità interpretativa della prova nei terreni saturi sottofalda. La sensibilità dello strumento alla variazione delle pressioni interstiziali è molto alta, in quanto non risente degli effetti scala, per questo motivo è possibile identificare anche sottolivelli di terreno a permeabilità differente, la cui presenza può essere decisiva nella stima dei tempi di consolidazione. Man mano che lo strumento avanza, la punta rompe il terreno; in un terreno granulare si avrà una rottura drenata, con parametri in tensioni efficaci, mentre in un terreno coesivo, a bassa permeabilità, la rottura sarà non drenata con un aumento delle sovrappressioni. Per cui, analizzando il diagramma delle pressioni interstiziali, si può facilmente riconoscere quali sono i livelli coesivi. Le prove CPT<sub>u</sub> forniscono in genere una stima migliore del profilo stratigrafico del terreno rispetto alle prove CPT. Qualora la punta penetrometrica sia attrezzata con geofoni in grado di misurare le onde P ed S si parla di sCPT ovvero Seismic CPT; tale prova consente la stima di parametri dinamici quali l'andamento delle  $v_s$  con la profondità.



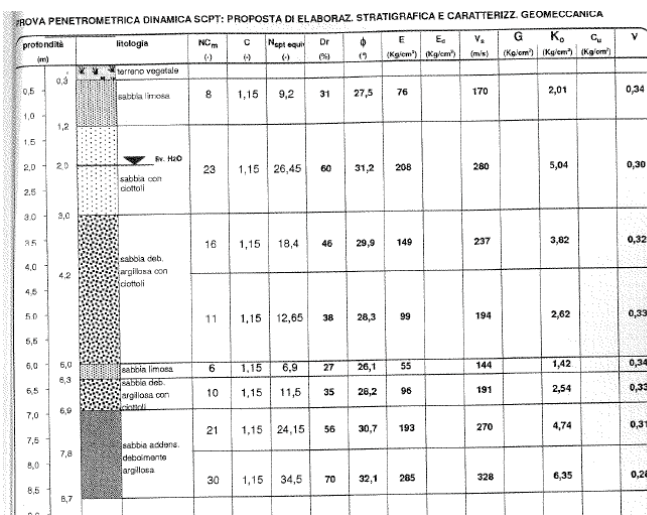


Figura 2-13: SCPT PI37 Loc. San Benedetto del Tronto – Elaborazione stratigrafica e caratterizzazione meccanica dei terreni

### DPSH

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH sono prove geotecniche puntuali e consistono nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio. L'energia di infissione è fornita da un maglio del peso di 73,0 kg che, battendo a caduta libera sulle aste, cade da un'altezza costante di 75,0 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico pari a 234 kJ/mq. Nel corso della prova si rileva il numero di colpi necessari per la penetrazione di 30 cm della punta ed alternativamente del rivestimento. La resistenza del terreno dipende dalle caratteristiche fisico-meccaniche nel quale esso si trova allo stato naturale e pertanto, per terreni incoerenti dipende prevalentemente dallo stato di addensamento dei granuli, mentre per terreni coesivi dipende dal contenuto di umidità naturale. Le informazioni fornite dalle prove penetrometriche dinamiche DPSH sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione. Il campo di utilizzazione è molto vasto, potendo essere eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno e fornendo una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

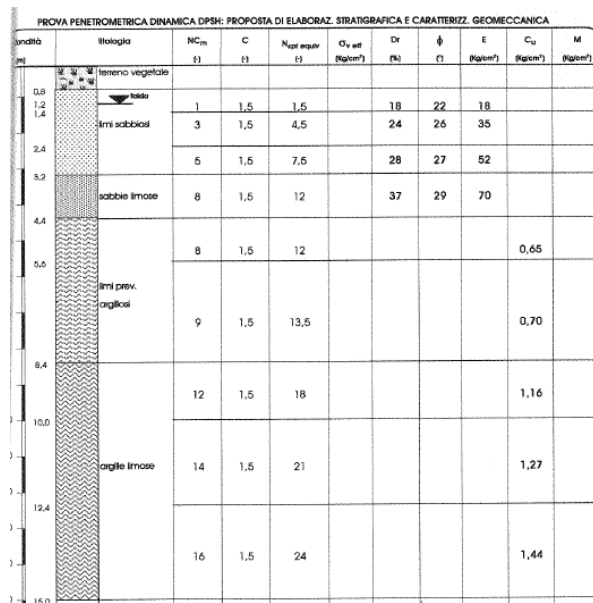


Figura 2-14: DPSH P284 Loc. San Benedetto del Tronto – Substrato intercettato a 8,4m di profondità da p.c.

### DOWN-HOLE

Questa prova è costituita da una sorgente meccanica ubicata in superficie, mentre in profondità, all'interno di un foro e ad altezze prestabilite, è possibile avere uno o più ricevitori. Attraverso la DH si possono generare onde prevalentemente di compressione, facendo cadere un grave o utilizzando esplosivi, ma più generalmente viene usata una longarina in legno che viene sollecitata con un martello in direzione verticale, generando delle onde P. La misurazione che si esegue è quella del tempo di arrivo delle onde di compressione al ricevitore. Inoltre, agendo in maniera trasversale, con un colpo di martello, sui lati della trave sorgente di legno, si genera in maniera prevalente onde di taglio e quindi i tempi osservati ai ricevitori, posti in profondità, sono i tempi di arrivo delle onde di taglio  $V_s$ . Riepilogando, a seconda di come si agisce sulla sorgente è possibile generare le due tipologie di onde (P ed S). Si mantiene fissa la sorgente in superficie e all'interno del foro si abbassano o si sollevano, ad intervalli successivi di 1 metro, i ricevitori; per ciascuna posizione è energizzata la sorgente delle onde P e la sorgente delle onde S. Si caratterizza in questo modo 1 verticale di misura.

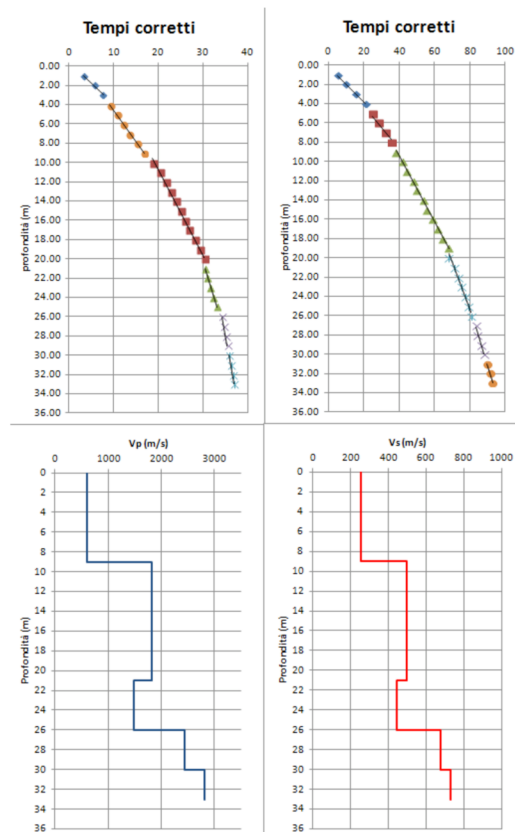


Figura 2-15: DOWN-HOLE P116 Loc. Maltignano – Profilo dei tempi e delle velocità per onde P ed S

### MASW

La tecnica MASW consente una ricostruzione bidimensionale della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo. La determinazione della velocità delle onde di taglio  $v_s$  tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Le prospezioni sismiche MASW forniscono una buona risoluzione e non sono limitanti, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre, la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla  $v_p$  e dalla densità, è funzione innanzitutto della  $v_s$ , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione dal punto di vista dinamico di un sito. Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde S è

caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P, risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno. La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle  $V_s$ , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati. Analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione. La velocità delle onde di Rayleigh ( $v_R$ ) è pari a circa il 90% delle onde di taglio ( $v_s$ ). Per affinare l'indagine sismica ed analizzare le basse frequenze con maggior dettaglio è opportuno eseguire una elaborazione congiunta con registrazioni di microtremori (HVSr) effettuate in aree limitrofe allo stendimento.

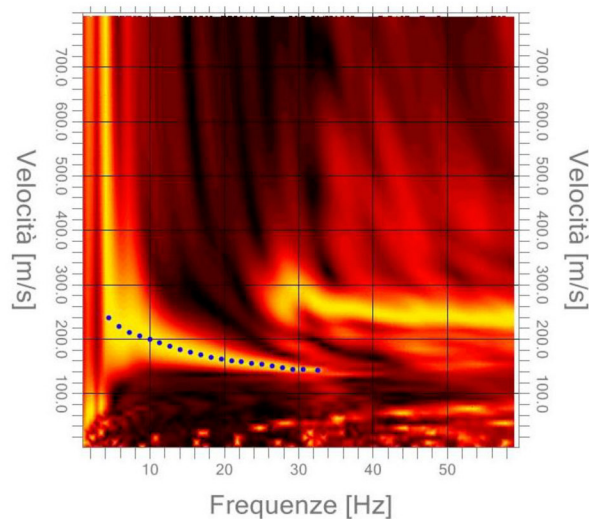


Figura 2-16: MASW 11 Loc. San Benedetto del Tronto – Picking su Spettro Velocità di fase - Frequenze

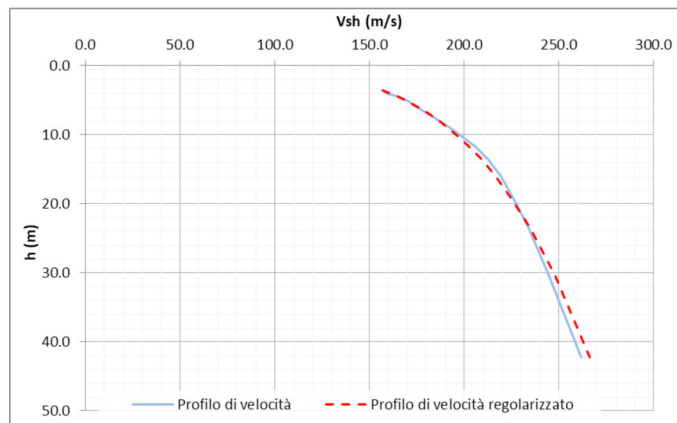


Figura 2-17: MASW 11 Loc. San Benedetto del Tronto – Profilo di velocità equivalente da inversione

Shot at (54, 0, 0), time=2017-09-13 10:11:18

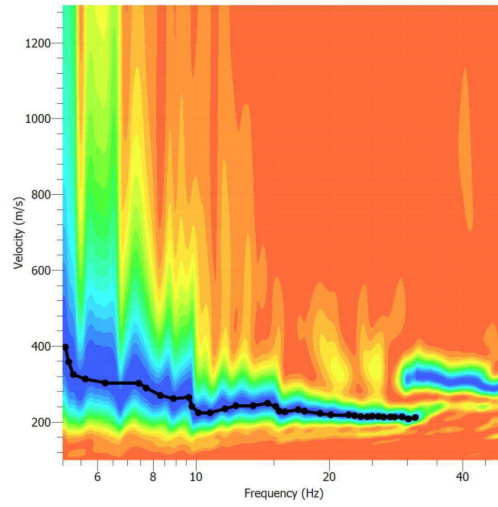


Figura 2-18: MASW 8 Loc. Maltignano – Curva di dispersione rispetto le velocità

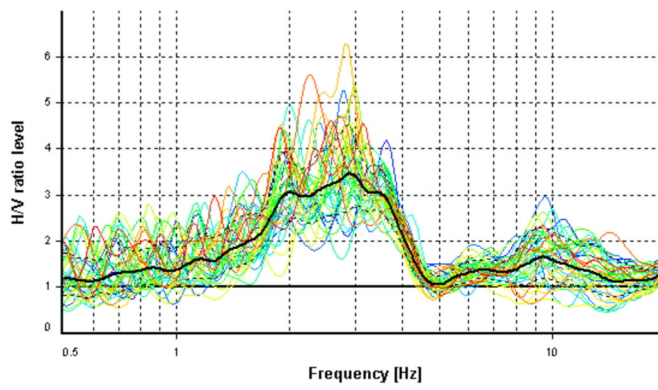


Figura 2-19: MASW 8 Loc. Maltignano – Rapporto spettrale componenti H/V

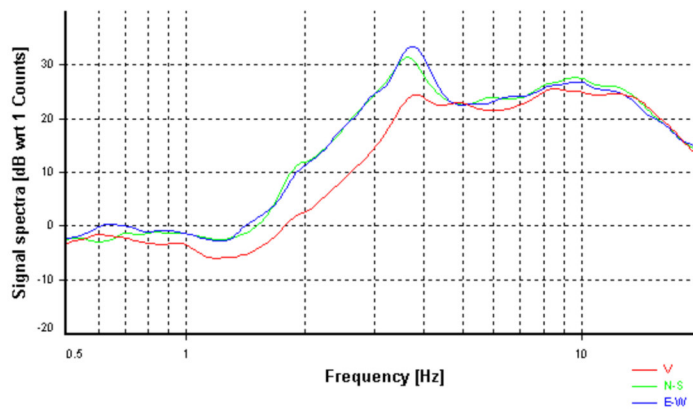


Figura 2-20: MASW 8 Loc. Maltignano – Componenti spettrali dei microtremori

### *HVSR*

Le vibrazioni sismiche ambientali (chiamate anche rumore sismico) sono onde sismiche di bassa energia con ampiezze dell'ordine di  $10^{-4}$  -  $10^{-2}$  mm. In riferimento al contenuto in frequenza, il rumore sismico è anche chiamato microtremore se contiene alte frequenze (in genere maggiori di 0.5 Hz) e microsisma per basse frequenze. Per quanto riguarda l'origine del rumore sismico, è certo che le sorgenti dei microsismi sono le perturbazioni atmosferiche sugli oceani che si propagano come onde superficiali sui continenti, mentre le sorgenti dei microtremori sono le attività antropiche come il traffico veicolare, le attività industriali etc. e si propagano come onde superficiali di Rayleigh. In relazione agli effetti di sito, l'analisi delle misure di rumore sismico può essere condotta con tre metodi:

- Spettri di Fourier;
- Rapporti spettrali;
- Rapporti spettrali H/V.

Tra questi quello che sembra fornire i risultati migliori è quello dei Rapporti spettrali H/V noto anche come metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o metodo di Nakamura. La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel 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. Il picco massimo di ampiezza si verifica alla frequenza di risonanza fondamentale della copertura di terreni. Tale tecnica, ampiamente utilizzata da anni nel settore sismologico, di recente viene sempre più impiegata in campo geotecnico/ingegneristico per derivare i seguenti parametri :

- la frequenza fondamentale di risonanza  $f_0$  dei terreni presenti nel sottosuolo;
- la stima del profilo del terreno in termini delle velocità  $v_s$ , attraverso opportuni metodi di inversione;
- la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio e i relativi modi di vibrare.

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata quindi all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di

sito. La tecnica dei rapporti spettrali trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici.

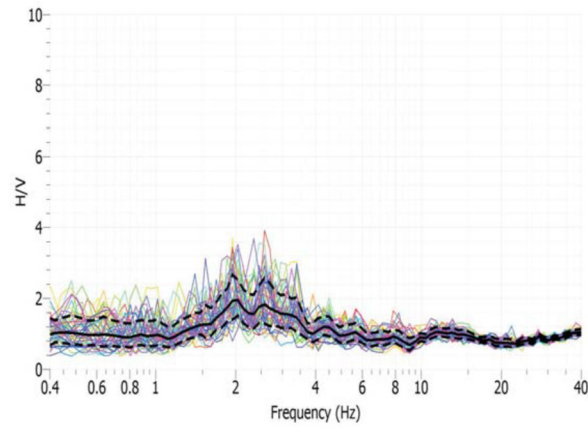


Figura 2-21: HVSr P125 Loc. San Benedetto del Tronto – Contenuto in frequenza delle registrazioni

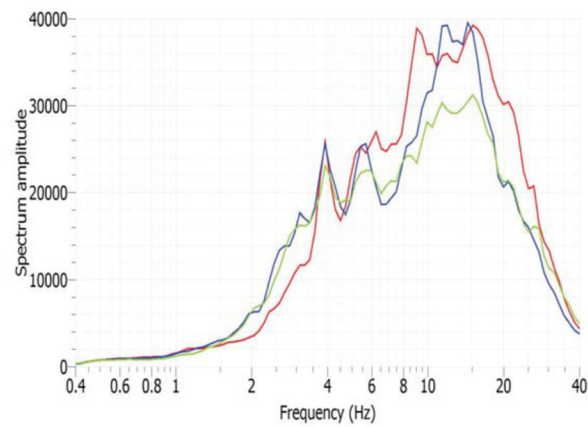


Figura 2-22: HVSr P125 Loc. San Benedetto del Tronto – Amplificazione spettro componenti N-S, E-W, UP-DOWN

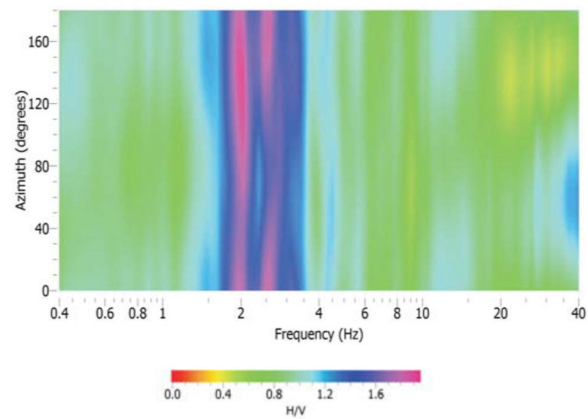


Figura 2-23: HVSr P125 Loc. San Benedetto del Tronto – Amplificazione HV/V e angolo di fase

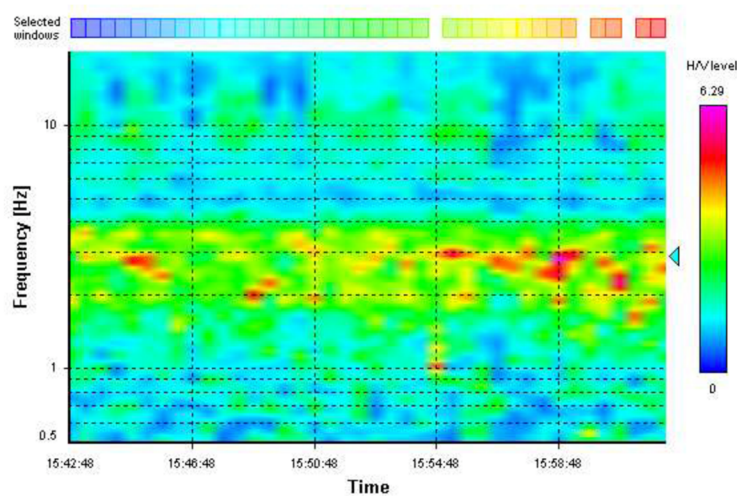


Figura 2-24: H/VSR P113 Loc. Maltignano – Analisi Frequenza-Tempo

**Selected  $f_0$  frequency**  
**2.909 Hz**

**$A_0$  amplitude = 3.473**  
**Average  $f_0 = 2.854 \pm 0.407$**

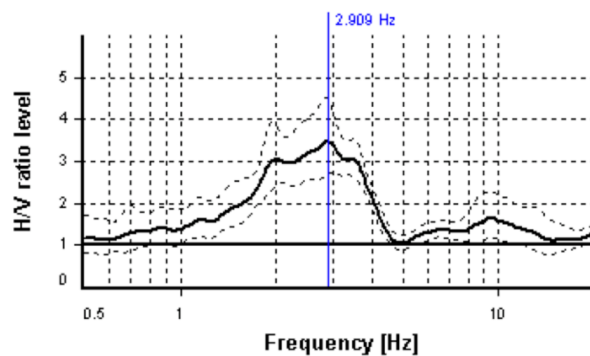


Figura 2-25: H/VSR P113 Loc. Maltignano – Individuazione del picco di amplificazione H/V

### 2.1.2 Parametri del terreno

Poiché i dati relativi agli edifici monitorati sono concentrati nell'area di San Benedetto del Tronto, località Porto d'Ascoli, si è deciso di porre maggiore attenzione ed approfondire l'elaborazione e la modellazione numerica di questa zona. In particolare, i parametri geotecnici per gli edifici situati a San Benedetto del Tronto possono essere assunti come nel seguito:

- Substrato geologico non rigido - Litofacies pelitica

Tale litofacies è costituita prevalentemente da argille ed argille limose grigie da consistenti a molto consistenti, stratificate. Si possono stimare preliminarmente i seguenti valori geotecnici/geofisici:

$$\gamma = 19.0-21.0 \text{ KN/m}^3$$



$$\phi' = 20^\circ - 25^\circ$$

$$c' = 20 - 30 \text{ KPa}$$

$$c_u = 150 - 300 \text{ KPa}$$

$$V_s = 250 - 800 \text{ m/s}$$

Si può notare come i valori delle  $V_s$  calcolate attraverso le indagini che raggiungono tale substrato risultano estremamente dispersi, indicando generalmente valori di  $V_s < 800$ ; sono state comunque reperite due DH realizzate in prossimità del Fiume Tronto che indicano velocità delle onde di taglio di poco superiori agli 800 m/s. L'analisi delle curve H/V ha evidenziato che, ad eccezione nella valle alluvionale del Fiume Tronto il passaggio tra depositi di copertura e unità argillose del substrato non è caratterizzato da un contrasto di competenza tale da evidenziare picchi di rilievo. Anche le varie indagini a disposizione che attraversano sia i depositi di copertura che le unità argillose del substrato non evidenziano mai ragguardevoli variazioni di consistenza dei materiali. Date le considerazioni prima esposte, il limitato numero di dati geofisici a disposizione e la loro dispersione si è cautelativamente scelto di considerare tale litofacies pelitica di base quale substrato geologico non rigido.

- Depositi di spiaggia attuali e recenti - Litofacies sabbiosa e sabbioso ghiaiosa. Tale litofacies è costituita da alternanza di sabbie e sabbie ghiaiose generalmente poco addensate. Si possono stimare preliminarmente i seguenti valori geotecnici/geofisici:

$$\gamma = 18.0 - 19.5 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi' = 22^\circ - 28^\circ$$

$$c' = 0 - 15 \text{ KPa}$$

$$V_s = 100 - 350 \text{ m/s}$$

Le indagini HVSR presenti nelle aree di affioramento di tali depositi non evidenziano picchi di rilievo, ciò indicherebbe l'assenza di contrasti di impedenza importanti tra i depositi costieri ed il sottostante substrato geologico argilloso.

## 2.2 Descrizione degli edifici

Nel seguito vengono riportate le caratteristiche principali degli edifici sui quali sono state eseguite le prove di identificazione dinamica. Su alcuni di questi sono stati installati dei sistemi di monitoraggio dinamico che consentono di ottenere diverse prove di identificazione giornaliere.

### 2.2.1 Condominio Santarelli 2A

L'edificio è composto da 1 corpo di fabbrica con struttura portante in cemento armato. Planimetricamente l'intero edificio ha una forma ad L, con i lati lunghi di dimensioni 25 x 19 m. L'edificio presenta 4 elevazioni fuori terra e 1 piano seminterrato, la sua altezza complessiva è di circa 14 m dal piano di calpestio del seminterrato. Il piano seminterrato è adibito a garage e depositi mentre i piani superiori sono adibiti ad uso residenziale, ad esclusione dell'ultima elevazione che funge anche da sottotetto non praticabile date le ridotte altezze ed è raggiungibile da una botola posizionata nel vano scala. La copertura è a falde inclinate. Il collegamento verticale è realizzato mediante 1 corpo scala con struttura portante in cemento armato e posizionato circa al centro dell'edificio.



*Figura 2-26: Vista esterna Condominio Santarelli 2A*

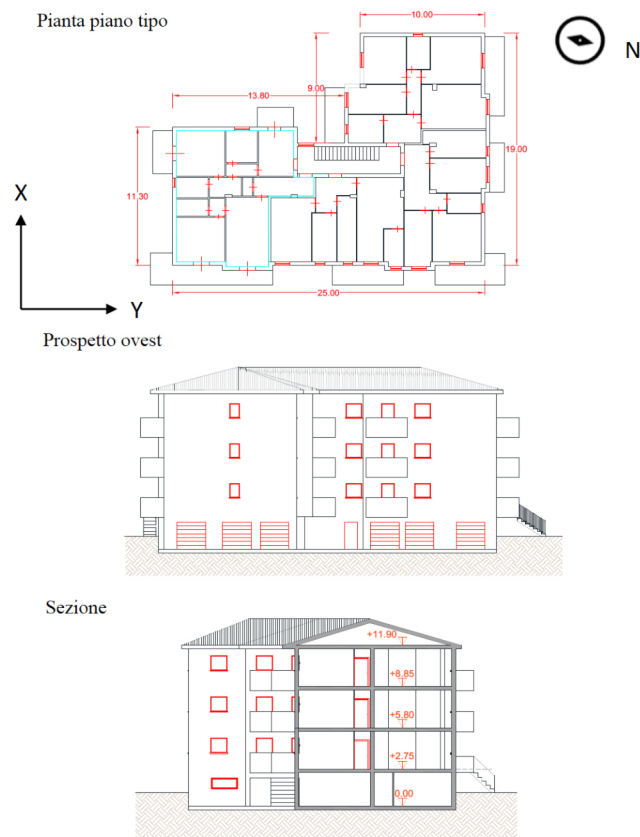


Figura 2-27: Pianta, prospetto e sezione Condominio Santarelli 2A

Come si vedrà nel seguito l'identificazione dinamica di tale edificio non risulta particolarmente "chiara"; sull'edificio è installato un sistema di monitoraggio dinamico.

### 2.2.2 Condominio Santarelli 2B

L'edificio è composto da 1 corpo di fabbrica con struttura portante in cemento armato. Planimetricamente l'intero edificio ha una forma rettangolare di dimensioni 22 x 11 m. L'edificio presenta 4 elevazioni fuori terra e 1 piano seminterrato, la sua altezza complessiva è di circa 14 m dal piano di calpestio del seminterrato. Il piano seminterrato è adibito a garage e depositi mentre i piani superiori sono adibiti ad uso residenziale, ad esclusione dell'ultima elevazione che funge anche da sottotetto non praticabile date le ridotte altezze ed è raggiungibile da una botola posizionata nel vano scala. La copertura è a falde inclinate. Il collegamento

verticale è realizzato mediante 1 corpo scala con struttura portante in cemento armato e posizionato nel lato nord circa al centro dell'edificio.



Figura 2-28: Vista esterna Condominio Santarelli 2B

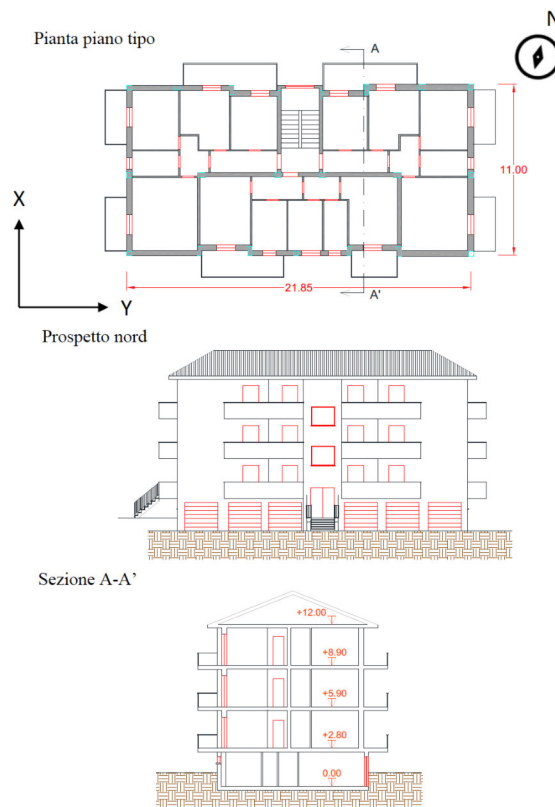


Figura 2-29: Pianta, prospetto e sezione Condominio Santarelli 2B

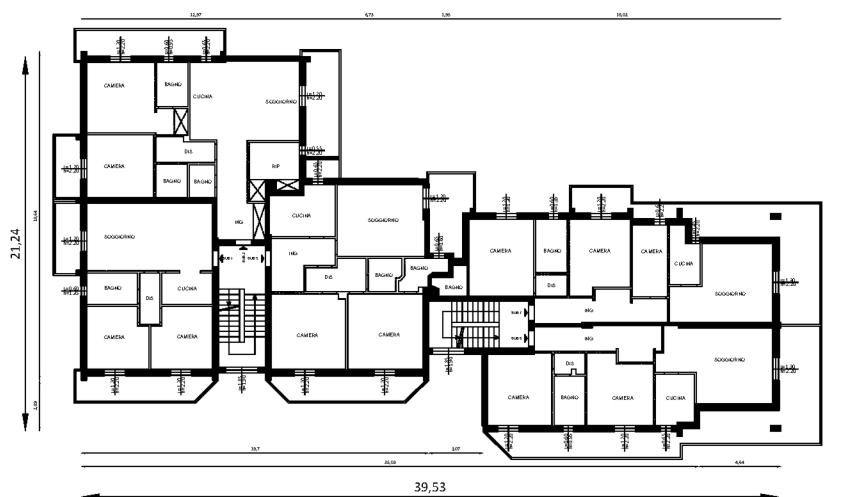
Come si vedrà nel seguito l'identificazione dinamica di tale edificio non risulta particolarmente "chiara"; sull'edificio è installato un sistema di monitoraggio dinamico.

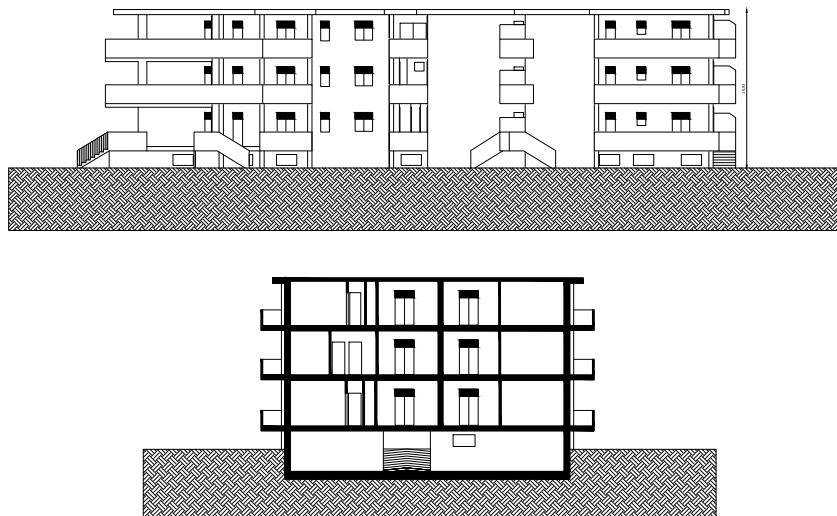
### 2.2.3 Condominio Clara Maffei

L'edificio è composto da 1 corpo di fabbrica con struttura portante in cemento armato, solai in laterocemento e tamponature in laterizio. Planimetricamente, l'edificio è a forma di L con i lati maggiori di 21.24 x 39.53 m, presenta un piano seminterrato ed un'altezza complessiva da piano calpestio del piano seminterrato di circa 12.34 m. Il piano seminterrato è adibito a garage e depositi mentre i piani superiori sono adibiti ad uso residenziale. La copertura è di tipo piano. Il collegamento verticale è realizzato mediante 2 corpi scala con struttura portante in c.a. e posizionati nel lato sud circa al centro dell'edificio.



Figura 2-30: Vista esterna Condominio Clara Maffei





*Figura 2-31: Pianta, prospetto e sezione Condominio Clara Maffei*

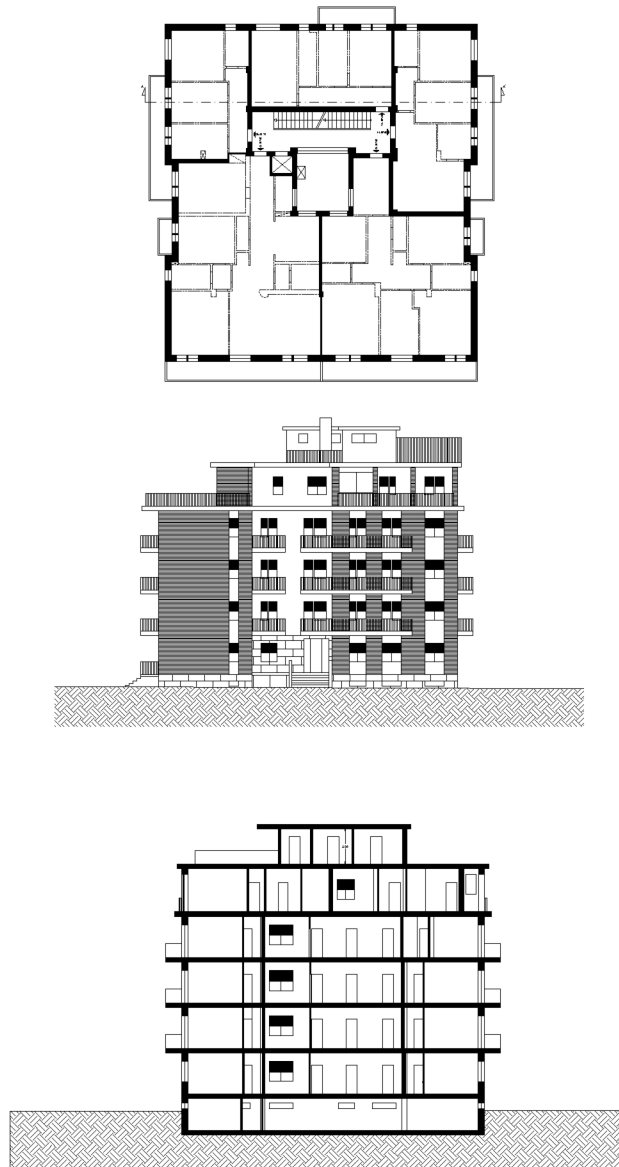
Come si vedrà nel seguito l'identificazione dinamica di tale edificio non risulta particolarmente "chiara".

#### 2.2.4 Condominio Spontini

L'edificio è composto da 1 corpo di fabbrica con struttura portante in cemento armato, solai in laterocemento e tamponature in laterizio. Planimetricamente, l'edificio è a pianta quadrata con i lati di 23,76 x 22 m, presenta un piano seminterrato ed un'altezza complessiva da piano calpestio del piano seminterrato di circa 22.20 m. Il piano seminterrato è adibito a garage e depositi mentre i piani superiori sono adibiti ad uso residenziale. L'ultimo piano residenziale subisce un restringimento della struttura mentre rimane ad uso terrazzo sulla restante area. La copertura è di tipo piano, vano ascensore e torrino vano scala arrivano fino a quest'ultimo livello. Il collegamento verticale è realizzato mediante 1 corpo scala a rampa unica con struttura portante in c.a. e posizionato al centro dell'edificio.



*Figura 2-32: Vista esterna Condominio Spontini*



*Figura 2-33: Pianta, prospetto e sezione Condominio Spontini*

Come si vedrà nel seguito l'identificazione dinamica di tale edificio non risulta particolarmente "chiara".

### 2.2.5 Condominio Mantova

L'edificio è composto da 3 corpi di fabbrica (Corpo 1, Corpo 2 e Corpo 3) con struttura portante in cemento armato, separati tra loro da giunti tecnici. Planimetricamente l'intero edificio ha forma rettangolare, di dimensioni 72 x 12 m. Ciascuno dei 3 corpi di fabbrica ha anch'esso forma rettangolare con lunghezza pari a 24 m e larghezza pari a 12 m. L'intero edificio presenta 4 elevazioni fuori terra e 1 piano interrato. I 3 corpi hanno il piano di posa delle fondazioni in comune, posto a quota - 3,10 m rispetto al piano campagna; i solai sono allineati, tranne il solaio del piano terra del Corpo 1 che è rialzato rispetto agli altri e posto a quota + 0,5 m rispetto al piano campagna. L'altezza complessiva dell'edificio è di circa 13 m dal piano campagna. Il piano interrato è adibito a garage ed è accessibile alle auto tramite una rampa posizionata sul lato ovest dell'edificio, il piano terra ospita abitazioni e negozi/uffici, mentre i 3 piani superiori sono adibiti ad uso residenziale. La copertura è a falde inclinate e l'ultima elevazione funge anche da sottotetto, per cui presenta un'altezza variabile. Il collegamento verticale è realizzato mediante 3 corpi scala, uno per ciascun corpo dell'edificio, con struttura portante in cemento armato e posizionati a metà di ogni corpo e sul lato sud.



*Figura 2-34: Vista esterna Condominio Mantova*



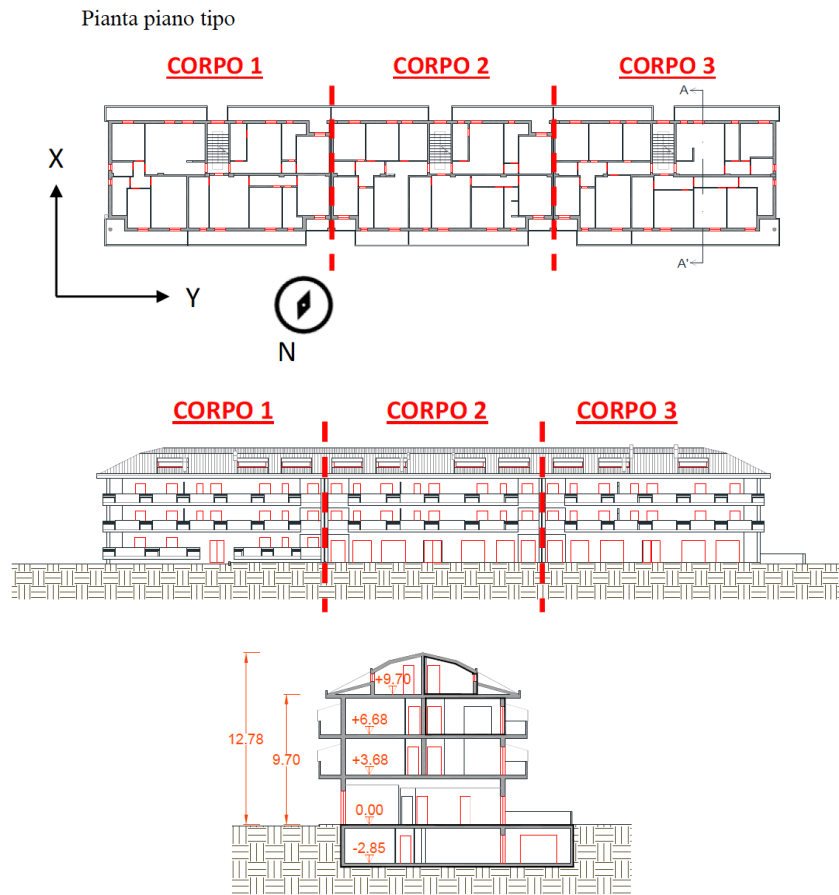


Figura 2-35: Pianta, prospetto e sezione Condominio Mantova

Come si vedrà nel seguito l'identificazione dinamica di tale edificio non risulta particolarmente "chiara".

### 2.2.6 Condominio APEEA

L'edificio è composto da un unico corpo di fabbrica con struttura portante in cemento armato, solai in latero cemento e tamponature in laterizio. Planimetricamente, l'edificio ha forma rettangolare di dimensioni 11.1 x 21.9 m e presenta 5 elevazioni fuori terra, per un'altezza complessiva di circa 17.8 m. Il piano terra è adibito a garage, mentre i 4 piani superiori ad abitazioni. L'ultima elevazione funge anche da sottotetto e pertanto non ha un'elevazione costante su tutto il piano. La copertura è piana nella zona centrale e presenta 4 falde inclinate perimetralmente. Il collegamento verticale è realizzato mediante una scala interna

con struttura portante in cemento armato, posizionata eccentricamente in pianta, più esattamente sul lato Nord, e un ascensore posizionato centralmente in pianta.



Figura 2-36: Viste esterne Condominio APEEA

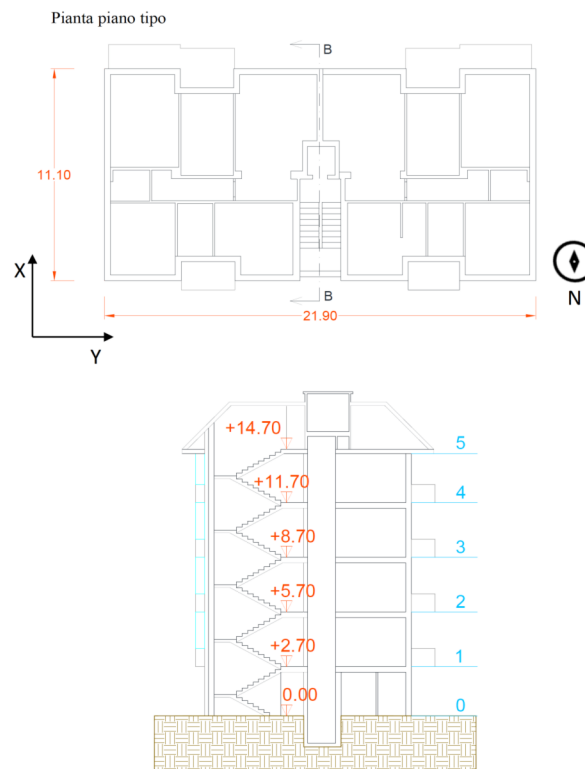


Figura 2-37: Pianta e sezione Condominio APEEA

Degli edifici presenti nei casi studio è l'unico dal quale si sono ottenute delle prove di identificazione dinamica con risultati chiari; sull'edificio è installato un sistema di monitoraggio dinamico.

## 2.3 Prove AVT

Le prove AVT consistono nella misurazione della risposta dell'edificio in termini di accelerazione a forzanti esterne casuali, dovute a vibrazioni ambientali. In breve, per l'identificazione del comportamento dinamico dell'edificio, si installano degli accelerometri, si elaborano questi segnali attraverso varie tecniche, si identificano i parametri di identificazione del comportamento dinamico di cui al §1.3.

### *STRUMENTAZIONE*

Per la misura delle vibrazioni dell'edificio dovute al rumore ambientale sono stati utilizzati 16 accelerometri ad elevata sensibilità e basso rumore di fondo. Nel dettaglio, la catena di misura impiegata si compone di:

- 16 accelerometri monoassiali piezoelettrici PCB modello 393B31 con sensibilità nominale 10000 mV/g, range di misura +/- 0.5 g pk, range di frequenza ( $\pm 10\%$ ) 0.07÷300 Hz, broadband resolution 1  $\mu$ g (RMS);
- 6 schede di acquisizione NI 9230 con risoluzione 24 bit, range di acquisizione +/- 5 V, frequenza di campionamento massima 12.8 kS/s/ch;
- 3 chassis (4 slot) NI cDAQ-9185 TSN enabled;
- 1 chassis (8 slot) NI cRIO-9045 TSN enabled, 1.30 GHz Dual-Core CPU, 2 GB DRAM, 4 GB Storage, -20 °C to 55 °C, Kintex-7 70T FPGA;
- cavi coassiali;
- cavi ethernet, Cat. 6 schermati S/FTP;
- 1 computer portatile con software dedicato.

Per l'esecuzione delle prove è stata realizzata una rete di sensori distribuiti utilizzando la cRIO per la stazione di acquisizione principale al piano terra e una cDAQ al piano terra, al primo piano e al secondo piano come stazioni di acquisizione intermedie. In ogni piano di ciascun corpo vengono posizionati 3 accelerometri collegati con la relativa stazione di acquisizione mediante cavi coassiali. La sincronia è ottenuta tramite tecnologia TSN che fornisce la sincronizzazione temporale distribuita e la comunicazione deterministica utilizzando reti ethernet standard.

### *PROVE DI VIBRAZIONE AMBIENTALE*

La caratterizzazione dinamica è stata ottenuta attraverso la misura delle vibrazioni prodotte dal cosiddetto rumore ambientale, in assenza di un input appositamente imposto e misurato. L'utilizzo delle vibrazioni ambientali come fonte di eccitazione per l'identificazione dinamica delle strutture civili (ponti, edifici, ecc...) trova un sempre maggiore impiego. Questo metodo consente di determinare frequenze di risonanza, smorzamenti e forme modali in maniera passiva, non intrusiva e piuttosto rapida. Il rumore ambientale ha origini sia naturali che antropiche: nel primo caso si parla di microsismi dovuti a maree, onde marine che si infrangono sulla costa, venti turbolenti, ecc., mentre nel secondo di microtremiti dovuti a macchinari industriali, automobili, treni, ecc. Il contenuto in frequenza è in genere differente e si può ritenere, in prima approssimazione, che le basse frequenze ( $< 1$  Hz) siano originate da fattori naturali (oceani, condizioni meteo su larga scala), le frequenze intermedie (1-5 Hz) da sorgenti sia naturali (condizioni meteo locali) che artificiali (urbane), mentre le alte frequenze da sorgenti artificiali. Il contenuto spettrale del rumore ambientale tende a decrescere con la frequenza tranne in corrispondenza di due picchi a 0.14 e 0.07 Hz che sono originati probabilmente dalle onde delle tempeste oceaniche e si attenuano molto lentamente con la distanza. A questo andamento generale si sovrappongono gli effetti locali dovuti sia a sorgenti antropiche (traffico, macchinari, ecc.) che naturali (perturbazioni meteorologiche locali). Nei casi in questione, le vibrazioni sono state generate principalmente da componenti naturali (microtremiti e vento) e da componenti antropiche (traffico veicolare e persone in movimento all'interno degli edifici), essendo gli edifici localizzati nelle immediate vicinanze di una strada ed essendo abitati da numerose famiglie. Dai risultati ottenuti, tali fonti di eccitazione si sono rivelate largamente sufficienti per eccitare in maniera adeguata l'edificio ai fini dell'identificazione dei parametri modali. Le prove sono state eseguite a diverse ore della giornata e a condizioni di temperatura differenti. La variazione di temperatura giornaliera, comunque, non è risultata tale da influenzare i valori delle frequenze di risonanza dell'edificio durante la giornata di prova. Le prove di identificazione dinamica di tipo AVT sono caratterizzate dai seguenti parametri:

- frequenza di campionamento ( $f_s$ ): 1024 Hz

- durata della singola acquisizione: variabile da 20 a 90 min

### *CONFIGURAZIONI DI PROVA*

Gli edifici da caratterizzare hanno diverso sviluppo in pianta ed in altezza, tenuto conto di ciò, sono state adottate le configurazioni di misura più idonee, compatibilmente con la strumentazione e le tempistiche disponibili, per indagare al meglio il comportamento dinamico della struttura e coglierne il comportamento globale spaziale. Nel dettaglio, sono stati disposti 3 accelerometri per piano con direzione di misura giacente sul piano orizzontale, al fine di cogliere la dinamica traslazionale e torsionale di tutti i piani. Per l'esecuzione delle prove vengono installati anche degli accelerometri al piano 0, a volte come terna a terra (misura dei rumori ambientali), altre volte sul solaio dell'edificio (misura dei rumori ambientali influenzati dalla dinamica dell'edificio). Inoltre, si dispone un sensore in direzione Z al piano terra (0Az) con lo scopo di identificare possibili disturbi dovuti all'ambiente circostante. Poiché il numero dei sensori e canali disponibili per le misurazioni è inferiore a quello necessario per una completa identificazione, si eseguono diverse prove impiegando i sensori all'ultimo piano come riferimento. Questi sensori vengono lasciati sempre nella medesima posizione e utilizzati come sensori di riferimento (Ref), in base ai quali è possibile unire le registrazioni di 2 o più configurazioni come se fossero acquisite in modalità sincrona.

Prima di presentare i risultati dei diversi edifici viene illustrata la configurazione dei sensori impiegata di volta in volta.

### *PROCESSAMENTO DEI SEGNALI*

Prima di eseguire l'identificazione dei parametri dinamici, i segnali accelerometrici registrati sono stati pre-processati utilizzando diverse tecniche. In particolare, si sono effettuate le seguenti operazioni:

- filtraggio con filtro passa-banda con frequenza di taglio superiore pari a quella di Nyquist, mentre quella inferiore variabile fino a un massimo di 0.5 Hz, al fine di eliminare i contributi alle alte frequenze ed evitare fenomeni di aliasing nella procedura di ricampionamento;

- ricampionamento alla frequenza di 102.4 Hz al fine di ridurre il numero di dati e rendere, quindi, le successive analisi più rapide;
- ulteriore filtraggio con filtro passa-basso con frequenza di taglio variabile scelta sulla base delle frequenze che si intendono indagare.

#### *ANALISI MODALE OPERATIVA*

Le misure effettuate in condizione di rumore ambientale (per le quali non è possibile registrare l'entità delle azioni che le hanno generate) associate ad opportune tecniche di analisi dei dati, consentono di caratterizzare il comportamento dinamico di una struttura identificandone i parametri modali quali: frequenze di risonanza, forme modali e smorzamenti. La frequenza di campionamento consente di definire il campo d'indagine (attraverso il teorema di Nyquist) mentre la durata di ciascuna registrazione è tarata in modo tale da consentire la stabilizzazione dell'apparato di acquisizione e, allo stesso tempo, acquisire una quantità di dati sufficiente ad eseguire analisi affidabili dal punto di vista statistico. L'identificazione dinamica dei parametri modali è stata eseguita mediante la ben nota tecnica denominata Principal Component - Subspace Stochastic Identification (SSI-PC) operante nel dominio del tempo.

#### *IPOTESI PER LA COSTRUZIONE DELLE FORME MODALI*

La ricostruzione delle forme modali dell'edificio è avvenuta sulla base degli spostamenti modali ottenuti dai 3 sensori per ogni piano. Nel dettaglio, sono state disegnate le deformate di tutti i piani dal piano seminterrato al sottotetto compresi adottando l'ipotesi di solaio rigido nel proprio piano. Al fine di ottenere una forma modale globale correttamente scalata si è pertanto dovuto procedere ad un'operazione di "data merging" (unione dei dati) delle diverse componenti modali ottenute dalle diverse configurazioni. Questa operazione è stata eseguita mediante la procedura denominata PoSER (Post Separate Estimation Re-scaling), che prevede l'esecuzione di una procedura di identificazione modale per ogni configurazione di misura e la riscalatura delle componenti modali a posteriori.

## *PRESENTAZIONE DEI RISULTATI*

Per ogni singola prova vengono riportati:

- le densità di potenza spettrale delle singole storie accelerometriche (PSD) e il primo valore singolare ottenuto dalla SVD della matrice di cross-correlazione;
- il diagramma di stabilizzazione (metodo SSI-PC) dove vengono rappresentate mediante un cerchio giallo le soluzioni identificate ad ordini crescenti risultano. Per determinare quali tra le soluzioni identificate sono modi della struttura e non poli spuri non è stato possibile utilizzare un algoritmo di selezione automatica a causa della difficoltà di selezionare soluzioni stabili per vari ordini del modello, quindi, sono state scelte manualmente le soluzioni più stabili e comuni a tutte le prove, verificando anche che tali soluzioni corrispondano circa ai picchi del primo valore singolare della matrice di crosscorrelazione. Inoltre, si riporta il diagramma frequenze-smorzamenti, dove è possibile valutare i valori del rapporto di smorzamento relativi alle soluzioni scelte;
- una tabella con elencati, per ciascun modo identificato, il valore della frequenza di risonanza  $f$ , la stima dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  e gli spostamenti modali ottenuti dai singoli sensori;
- il valore del Modal Complexity Factor (MCF) che rappresenta un indicatore numerico della complessità del modo e che può variare da 0% a 100% (MCF = 0% modo reale, MCF = 100% modo complesso).
- la matrice degli AutoMAC che indica quanto i modi identificati siano reciprocamente accoppiati (per prove con numero dei sensori inferiore agli spostamenti da caratterizzare); la matrice è rappresentata con una gradazione di colore: il colore blu indica che i modi sono disaccoppiati (MAC = 0); il rosso, viceversa, indica che i modi sono identici (MAC = 1); le altre gradazioni di colore corrispondono a valori intermedi del MAC ed indicano un parziale accoppiamento tra i modi. Una matrice autoMAC non diagonale non è necessariamente indice di una non corretta identificazione delle forme modali ma può essere dovuta ad un numero insufficiente di

gradi di libertà misurati durante le prove di vibrazione ambientale (aliasing spaziale).

- la vista assonometrica dei modi individuati.

In alcune prove si è scelto di installare la terna di sensori a livello del terreno con lo scopo di individuare eventuali disturbi in termini di contenuto in frequenza, viene riportata:

- le densità di potenza spettrale delle singole storie accelerometriche (PSD) e il primo valore singolare ottenuto dalla SVD della matrice di cross-correlazione.

### *PROVA*

Nei seguenti sottoparagrafi si riportano i parametri modali identificati per ciascun edificio. In particolare, le diverse tabelle riassumono, per ciascun modo identificato, i valori della frequenza propria ( $f$ ), dello smorzamento viscoso equivalente ( $\xi$ ), i valori degli spostamenti modali per ciascun punto di misura, normalizzati rispetto al valore massimo, e il MCF. Sono riportate inoltre le densità di potenza spettrale (PSD) delle registrazioni effettuate durante la prova e il primo valore singolare (SV) ottenuto da una decomposizione ai valori singolari della matrice di cross-correlazione (linea nera spessa). Nelle figure che seguono è rappresentato il diagramma di stabilizzazione, in cui sono evidenti i picchi delle frequenze di risonanza della struttura e sono evidenziate le soluzioni selezionate; infine, viene riportato il diagramma frequenza-smorzamento.



### 2.3.1 Condominio Santarelli 2A

Per la prova di caratterizzazione del condominio Santarelli 2A si è impiegata la seguente disposizione dei sensori, ottimizzata nel cogliere la risposta dell'edificio.

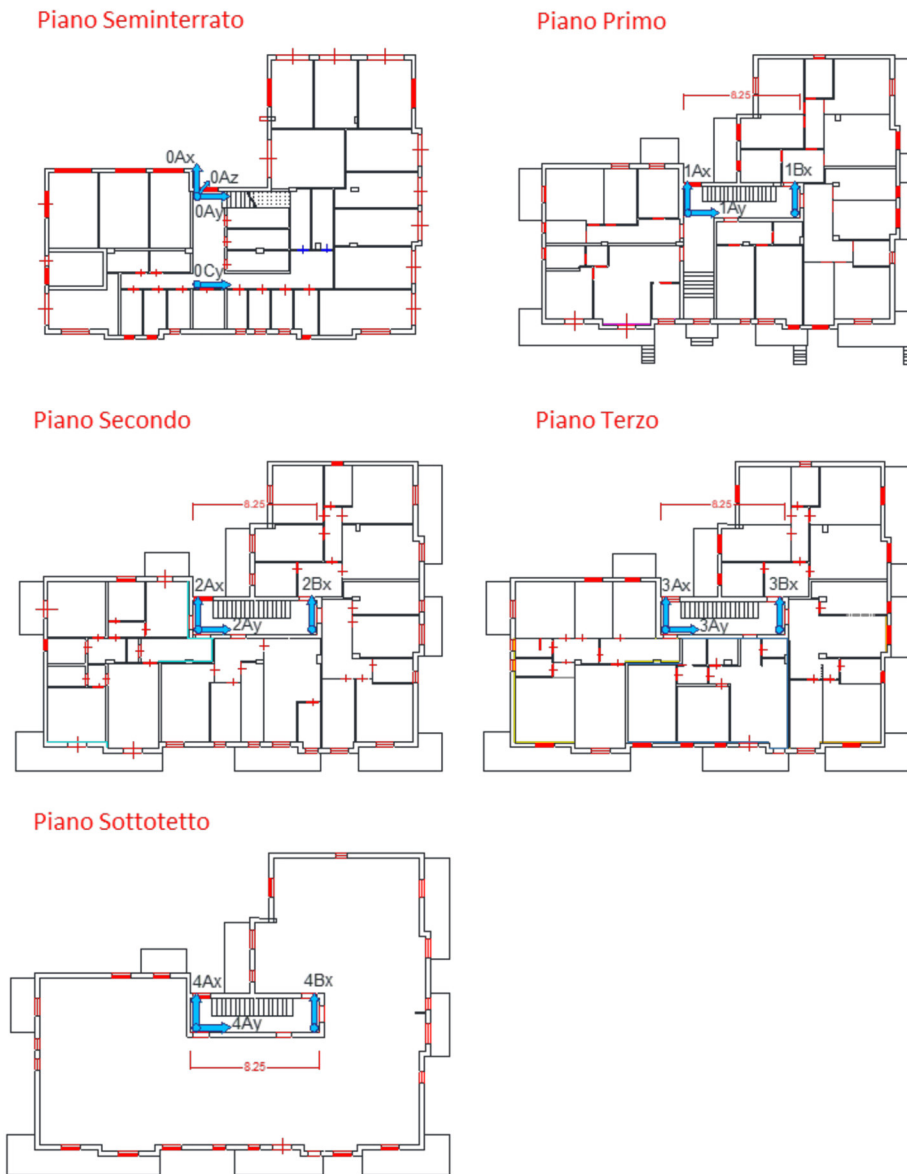


Figura 2-38: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Santarelli 2A

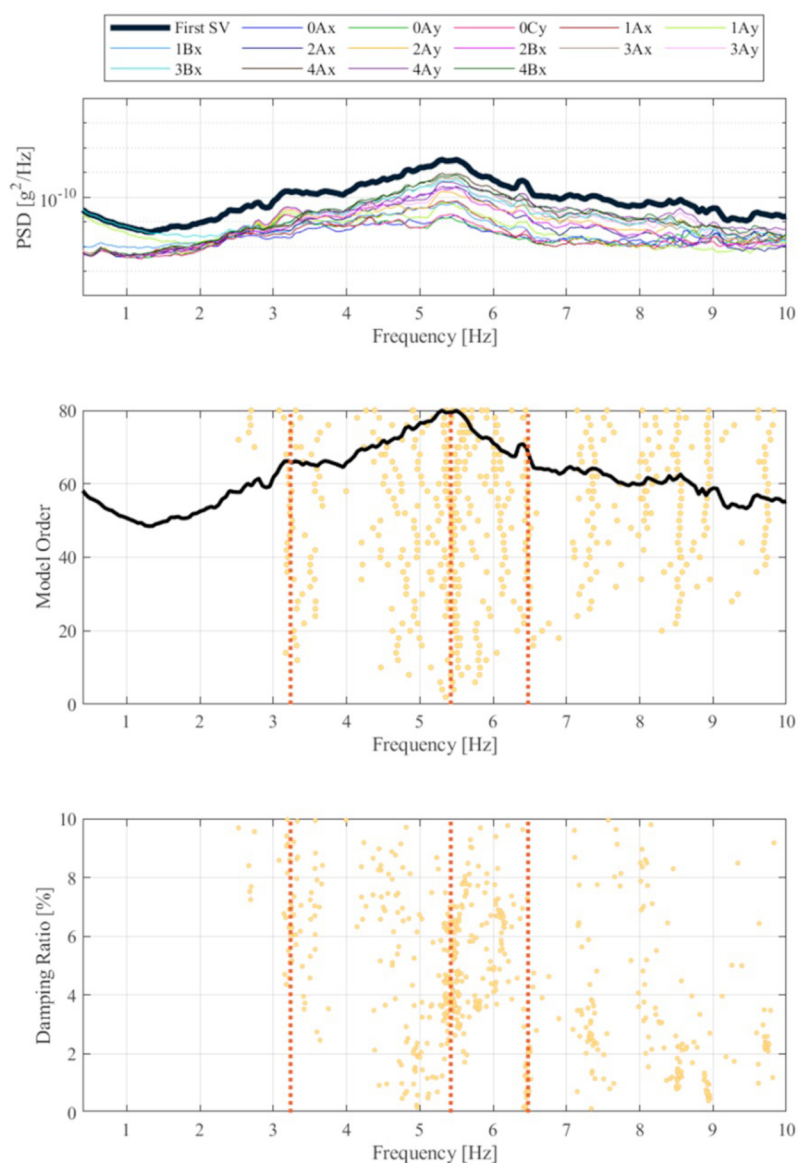


Figura 2-39: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza

Tabella 2-1: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – Parametri modali identificati

modo	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	0Ax	0Ay	0Cy	1Ax	1Ay	1Bx	2Ax	2Ay
1	3.24	6.88	0.158	-0.790	-0.746	-0.123	-0.842	-0.106	-0.150	-0.892
2	5.42	4.45	0.071	-0.086	-0.116	-0.220	-0.156	-0.288	-0.457	-0.272
3	6.48	2.01	-0.033	-0.066	0.070	0.108	0.262	0.130	0.259	0.612
modo	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	2Bx	3Ax	3Ay	3Bx	4Ax	4Ay	4Bx	MCF
1	3.24	6.88	-0.211	-0.183	-0.939	-0.103	-0.266	-1.000	-0.299	88.35
2	5.42	4.45	-0.563	-0.698	-0.300	-0.760	-0.828	-0.400	-1.000	35.09
3	6.48	2.01	0.250	0.439	0.822	0.053	0.561	1.000	0.369	63.67

L'identificazione dinamica realizzata sulle misurazioni effettuate sull'edificio ha permesso di identificare 3 modi di vibrare che caratterizzano la dinamica globale dell'edificio. Dai risultati ottenuti si può osservare come i 3 modi scelti abbiano

frequenze comprese tra circa 3 e 6.5 Hz. Gli smorzamenti dei primi due modi hanno valori abbastanza alti, superiori al 4%, mentre lo smorzamento del terzo modo ha uno smorzamento basso, pari a 2%. In Figura 2-40 si riportano le viste assonometriche delle forme modali globali identificate dalle quali si può osservare quanto segue: il primo modo scelto rappresenta il 1° modo traslazionale in Y, il secondo modo è traslazionale in X, mentre il terzo modo è un modo traslazionale in Y con accoppiata una rotazione. Ai fini del monitoraggio della salute strutturale nel tempo i modi non stabili non forniscono informazioni utili e occorre riferirsi ai modi stabili.

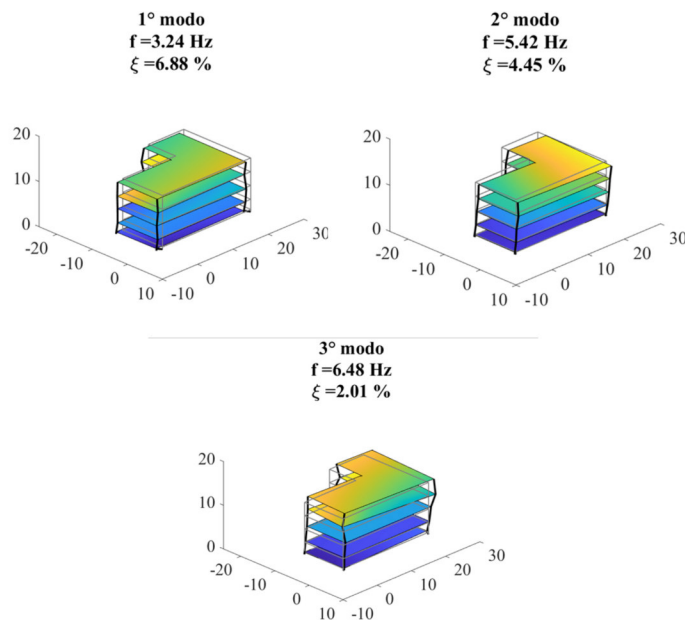


Figura 2-40: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – Forme modali identificate

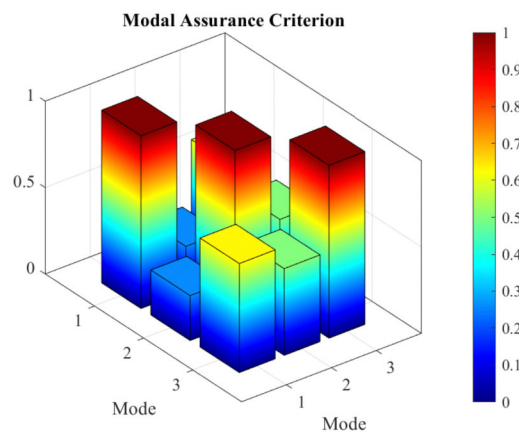


Figura 2-41: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2A – Matrice degli AutoMAC

### 2.3.2 Condominio Santarelli 2B

Per la prova di caratterizzazione del condominio Santarelli 2B si è impiegata la seguente disposizione dei sensori, ottimizzata nel cogliere la risposta dell'edificio.

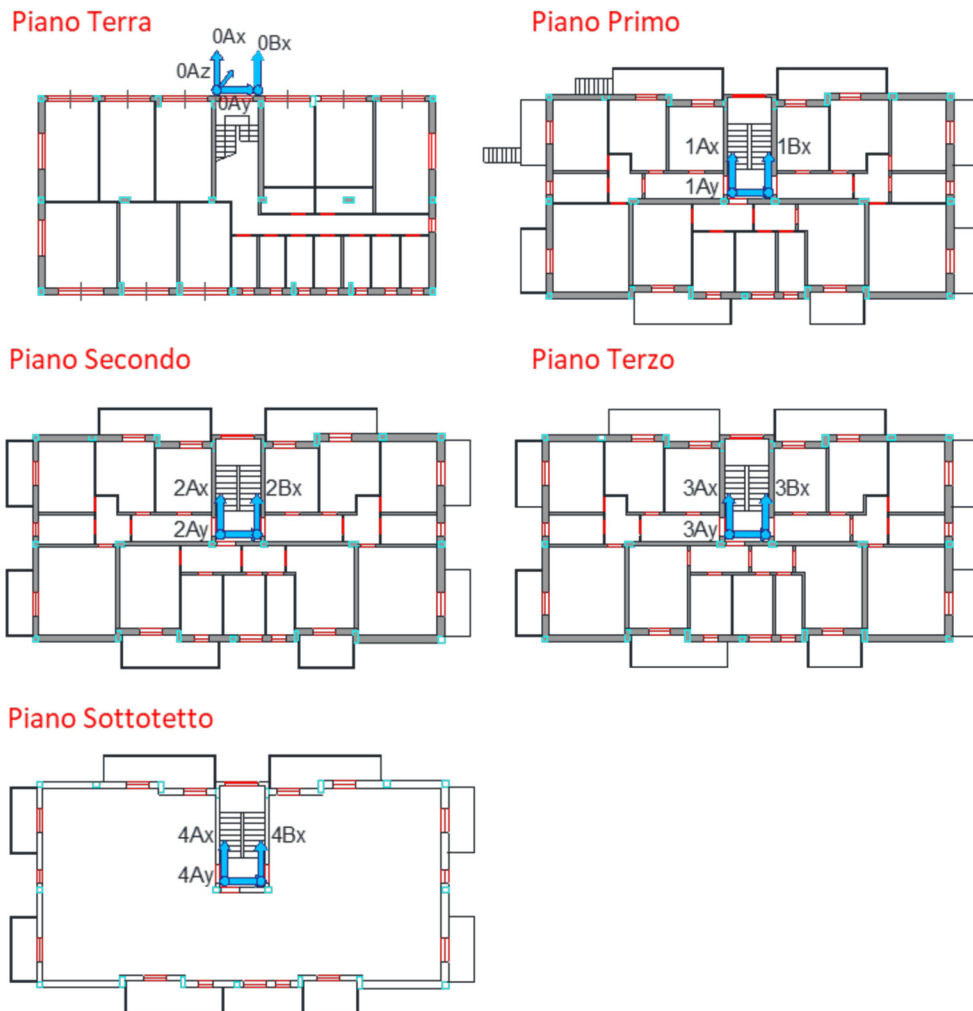


Figura 2-42: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Santarelli 2B

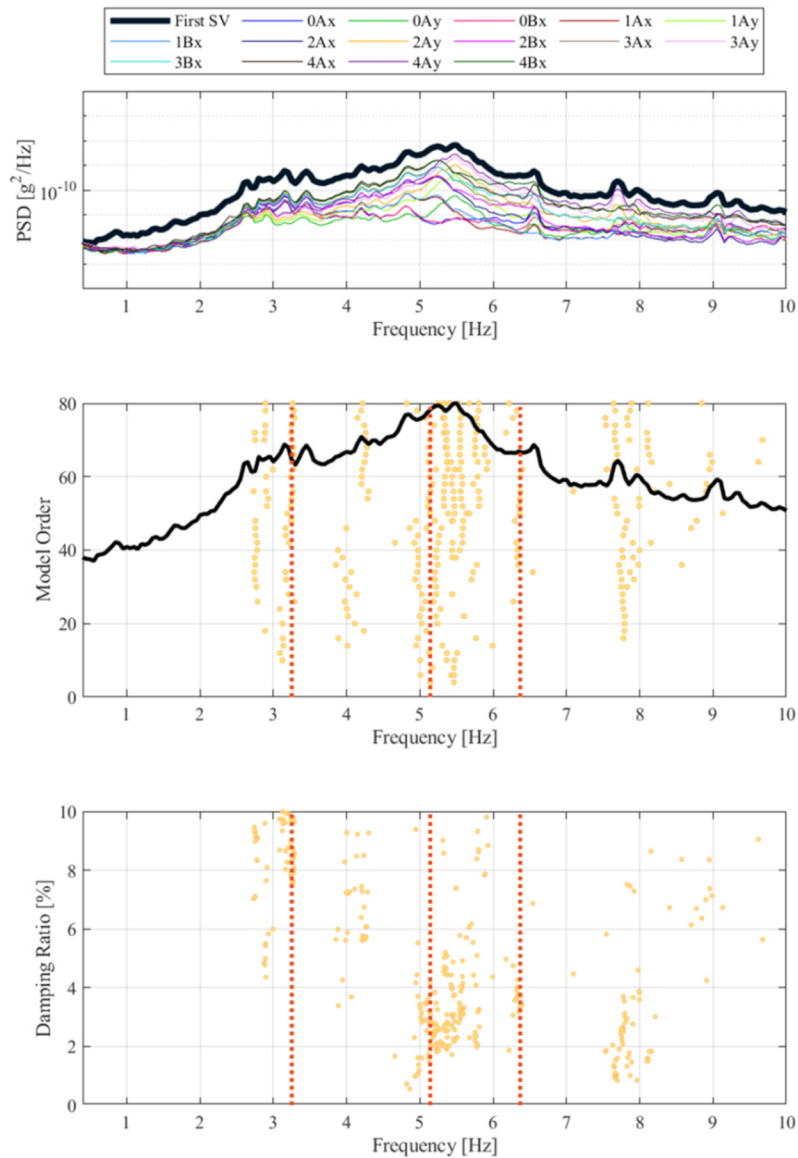


Figura 2-43: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza

Tabella 2-2: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Parametri modali identificati

modo	f [Hz]	$\xi$ [%]	0Ax	0Ay	0Bx	1Ax	1Ay	1Bx	2Ax	2Ay
1	3.25	8.32	-0.613	-0.156	-0.596	-0.643	-0.192	-0.648	-0.786	-0.200
2	5.14	2.06	0.063	-0.010	0.078	0.206	-0.001	0.217	0.478	-0.017
3	6.37	3.71	0.032	0.124	-0.039	0.015	-0.129	-0.152	0.032	-0.270
modo	f [Hz]	$\xi$ [%]	2Bx	3Ax	3Ay	3Bx	4Ax	4Ay	4Bx	MCF [%]
1	3.25	8.32	-0.797	-0.902	-0.235	-0.863	-0.995	-0.277	-1.000	10.61
2	5.14	2.06	0.493	0.731	-0.018	0.696	1.000	0.007	0.941	0.99
3	6.37	3.71	-0.332	0.073	-0.465	-0.492	0.379	-0.678	-1.000	19.51

L'identificazione dinamica realizzata sulle misurazioni effettuate sull'edificio ha permesso di identificare 3 modi di vibrare che caratterizzano la dinamica globale dell'edificio. Dai risultati ottenuti si può osservare come i 3 modi scelti abbiano

frequenze comprese tra circa 3 e 6.4 Hz. Gli smorzamenti dei del primo e del terzo modo hanno valori abbastanza alti, superiori al 3.5%, mentre lo smorzamento del secondo modo ha uno smorzamento basso, pari a 2%. In Figura 2-45 viene riportata la matrice degli AutoMAC delle forme modali identificate. Dall'osservazione di tale matrice è possibile constatare come i primi due modi selezionati risultino accoppiati tra di loro. In Figura 2-44 si riportano le viste assonometriche delle forme modali globali identificate dalle quali si può osservare quanto segue: il primo modo scelto rappresenta il 1° modo traslazionale in X, il secondo modo è traslazionale in X con accoppiata una rotazione, mentre il terzo modo è un modo rotazionale. Ai fini del monitoraggio della salute strutturale nel tempo i modi non stabili non forniscono informazioni utili e occorre riferirsi ai modi stabili.

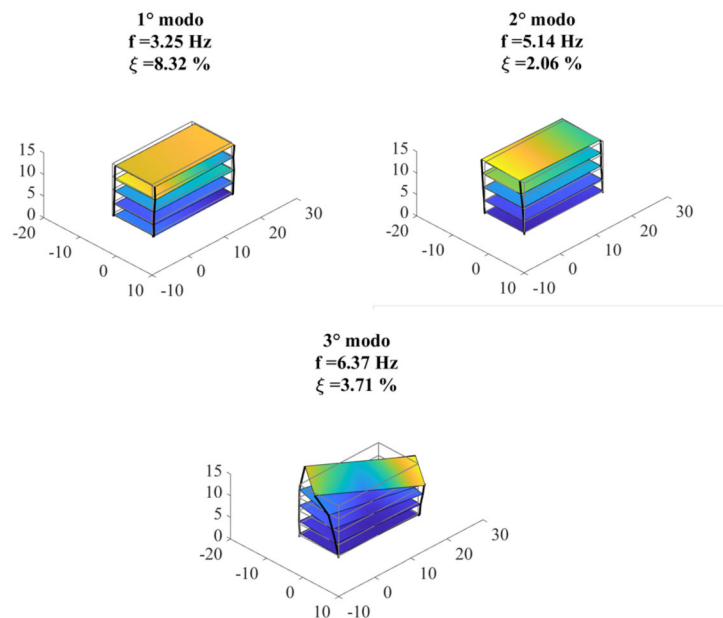


Figura 2-44: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Forme modali identificate

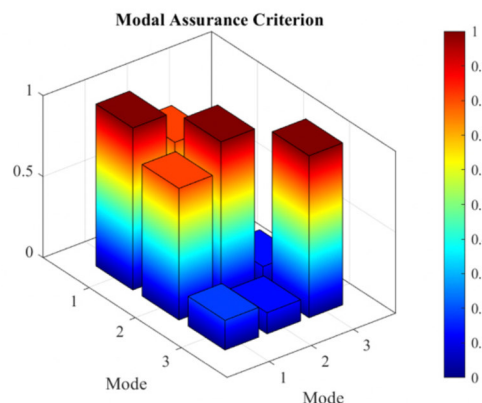


Figura 2-45: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Matrice degli AutoMAC

### 2.3.3 Condominio Clara Maffei

La prova di identificazione dinamica del condominio Clara Maffei fornisce dei risultati non particolarmente chiari. Già dal diagramma della PSD non risultano particolari amplificazioni dovute all'individuazione di modi propri dell'edificio.

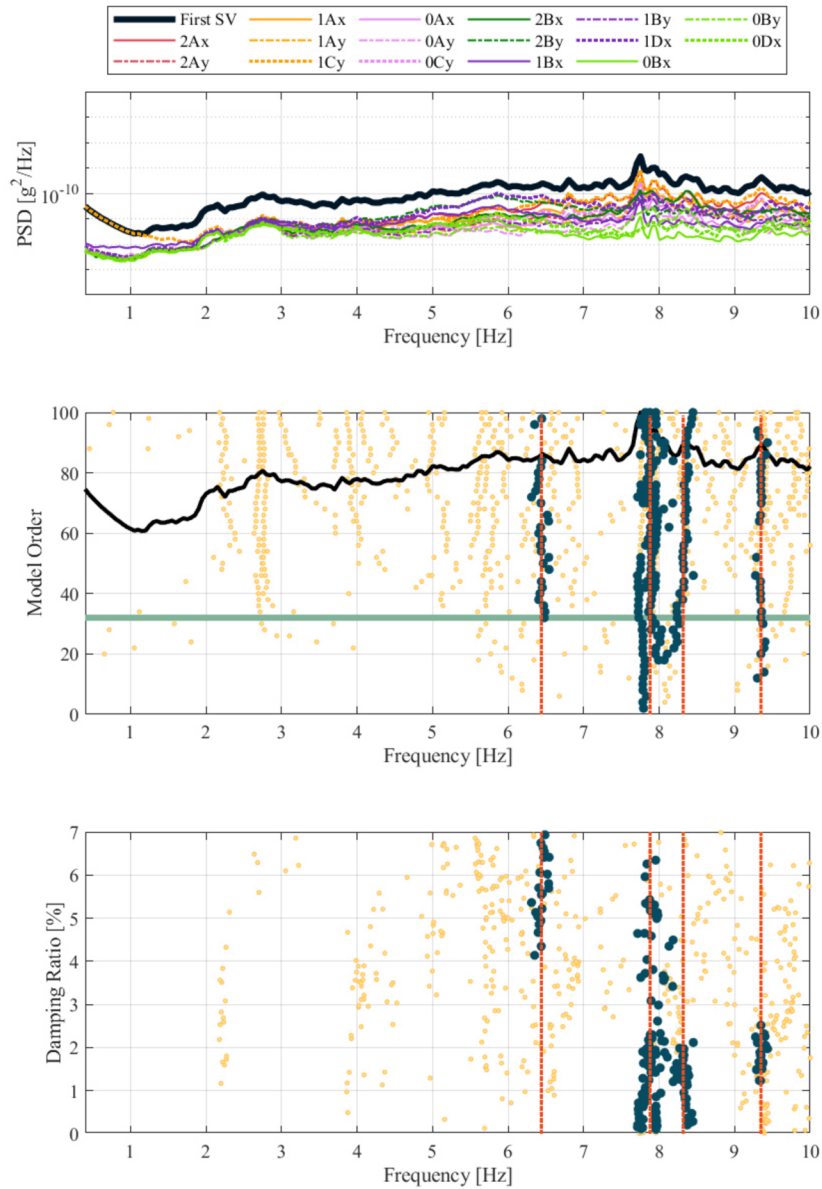


Figura 2-46: Risultati prova AVT Condominio Clara Maffei – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza

Anche il diagramma di stabilizzazione e quello delle frequenze-smorzamento individuano dei poli non stabili e con elevata dispersione.

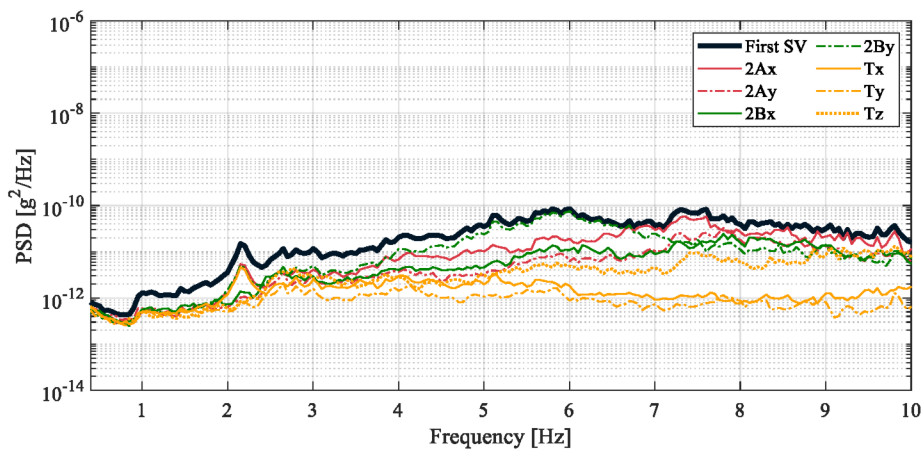


Figura 2-47: Risultati prova AVT Condominio Clara Maffei – PSD dei segnali misurati compreso terna a terra

Per quanto riguarda le diverse prove di identificazione eseguite, si riporta per completezza la PSD della registrazione con terna a terra. In quest'ultimo diagramma risulta ben evidente un picco alla frequenza di circa 2 Hz, poiché presente nel segnale Tx, sensore a terra, potrebbe indicare un elevato contenuto in frequenza dovuto al rumore ambientale. Infatti, il terreno nell'area di sedime dell'edificio è caratterizzato da una frequenza propria  $f_0$  pari a circa 2,09 Hz. Tale informazione indica che le prove eseguite potrebbero essere influenzate dalla tipologia di terreno dove gli edifici sono fondati. A tale aspetto si farà riferimento nel seguito, al §4.



### 2.3.4 Condominio Spontini

Per la prova di caratterizzazione del condominio Spontini si è impiegata la seguente disposizione dei sensori, ottimizzata nel cogliere la risposta dell'edificio.



Figura 2-48: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Spontini

Anche se dai grafici che seguono, la PSD del segnale sembra ben diversa da caso precedente, anche per il Condominio Spontini risulta complicata l'identificazione modale. Il segnale misurato alla base dell'edificio dai sensori 0Ax, 0Ay e 0Bx è influenzato dalla risposta dell'edificio ma non sono evidenti particolari amplificazioni. Dall'osservazione della PSD dei vari segnali risulta evidente come la curva nera (primo valore singolare SV) e la curva rossa (segnale al piano terra) risultino "traslate", ovvero tra le due, non sono evidenti delle differenze di ampiezza a particolari frequenze.

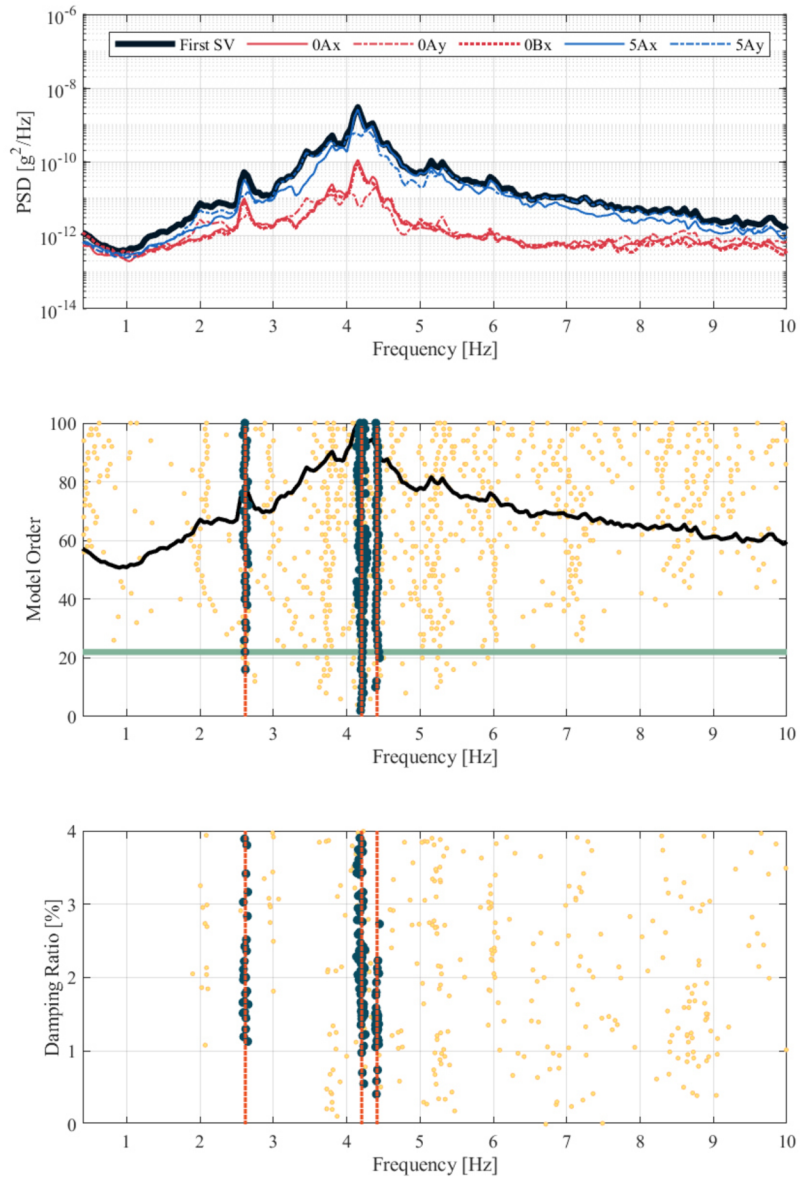


Figura 2-49: Risultati prova AVT Condominio Spontini – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza

Si riporta per completezza la PSD della registrazione con terna a terra. Anche per questo diagramma valgono le osservazioni come al caso precedente. Solamente il segnale in direzione X è influenzato da questo fenomeno.

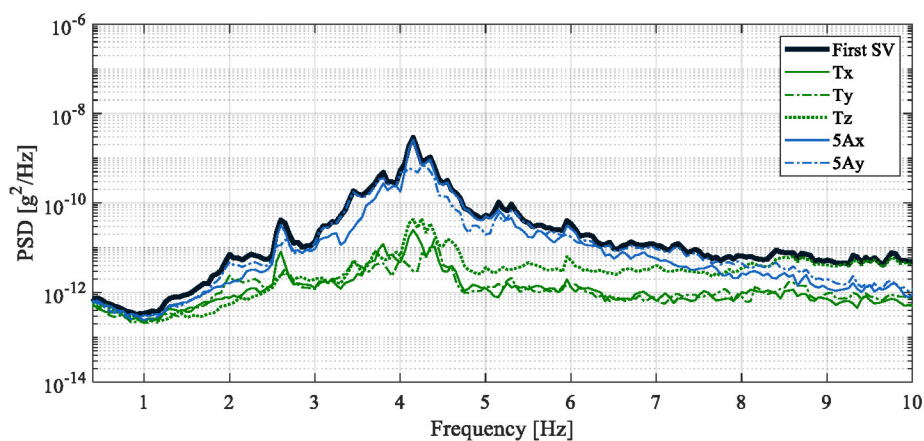
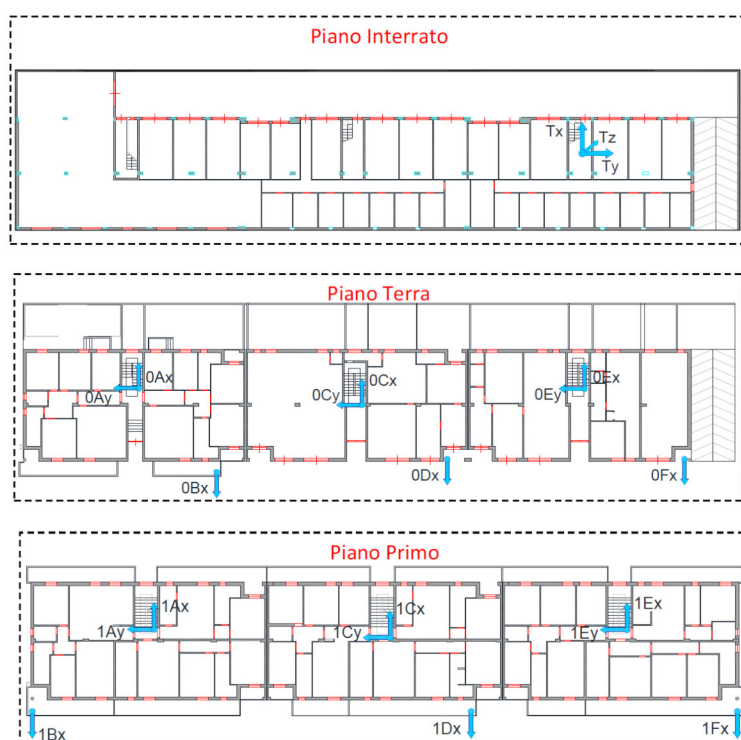


Figura 2-50: Risultati prova AVT Condominio Spontini – PSD dei segnali misurati compreso terna a terra

### 2.3.5 Condominio Mantova

Per la prova di caratterizzazione del condominio Mantova si è impiegata la seguente disposizione dei sensori, ottimizzata nel cogliere la risposta dell'edificio, sia considerando i diversi corpi singoli, che il comportamento globale.



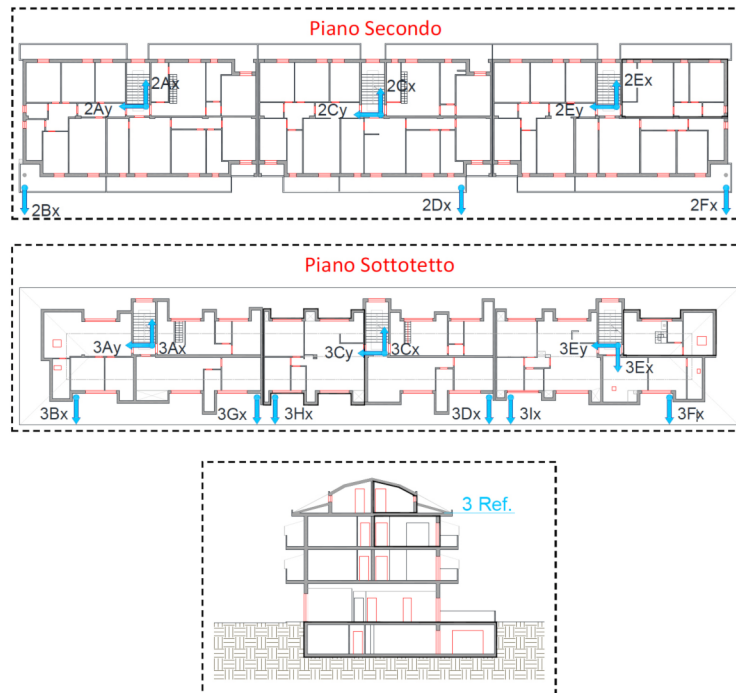


Figura 2-51: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio Mantova

L'identificazione dinamica realizzata sulle misurazioni effettuate sull'edificio ha permesso di identificare 3 modi di vibrare che caratterizzano la dinamica globale dell'edificio. In Tabella 2-3 sono riportati i valori di frequenza medi e dei rapporti di smorzamento medi calcolati per ogni modo, ottenuti mediando i risultati delle 5 prove. Dai risultati ottenuti si può osservare come i 3 modi scelti abbiano frequenze comprese tra circa 5 e 9.5 Hz. Gli smorzamenti di tutti i modi hanno valori abbastanza alti, superiori al 3%. In Figura 2-54 viene riportata la matrice degli AutoMAC delle forme modali identificate. L'AutoMAC è stato calcolato a seguito della procedura di scalatura degli spostamenti modali (PoSER). Dall'osservazione di tale matrice è possibile constatare come questa risulti diagonale, ossia che tutti e 3 i modi identificati risultano caratterizzati da forme modali ortogonali tra loro. In Figura 2-53 si riportano le viste assonometriche delle forme modali globali identificate dalle quali si può osservare quanto segue: il primo modo scelto rappresenta sostanzialmente il 1° modo rotazionale globale con perno di rotazione posizionato nel Corpo 3; i successivi due modi scelti rappresentano modi che coinvolgono maggiormente la deformazione dei singoli corpi, di tipo differente l'uno dall'altro, piuttosto che un medesimo comportamento globale. Si osserva che non risultano identificabili, in quanto non stabili, i primi modi globali di tipo

prevalentemente traslazionale e longitudinale che usualmente caratterizzano gli edifici a corpo unico. Ciò potrebbe essere dovuto alla presenza di un'interazione non costante (e/o non lineare) tra i tre corpi del condominio, tramite i giunti. Ai fini del monitoraggio della salute strutturale nel tempo i modi non stabili non forniscono informazioni utili e occorre riferirsi ai modi stabili.

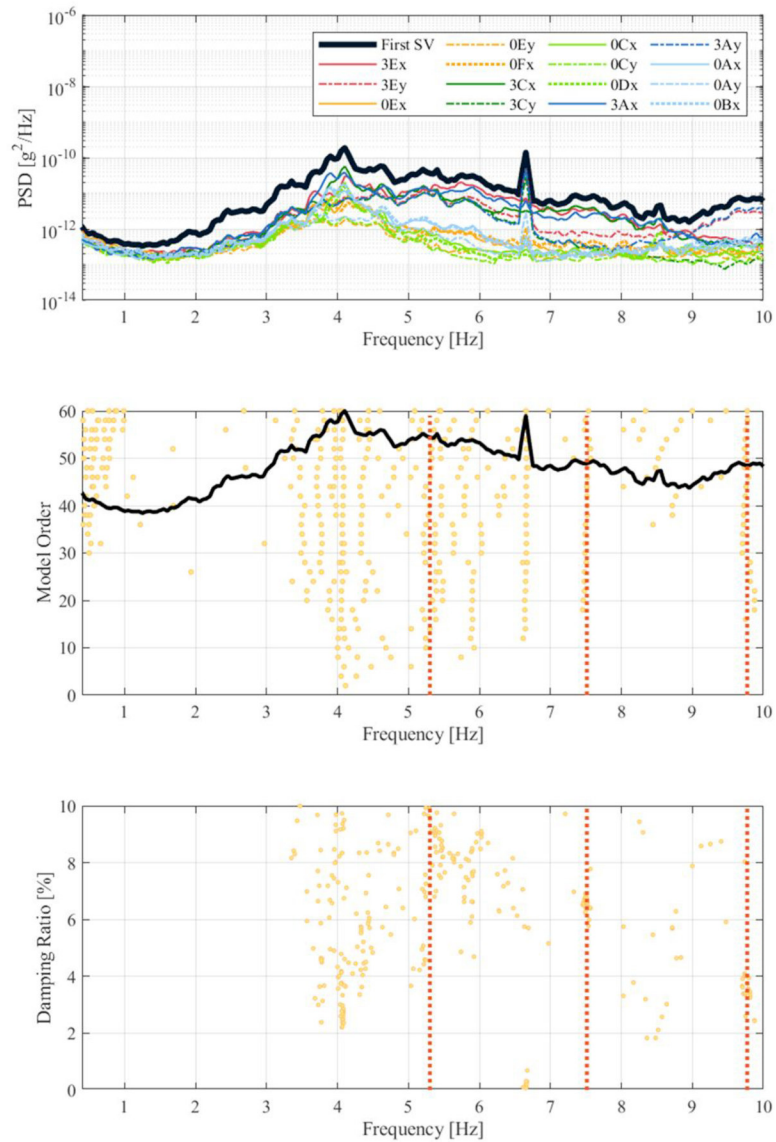


Figura 2-52: Risultati prova AVT Condominio Mantova – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza

Tabella 2-3: Risultati prova AVT Condominio Mantova – Parametri modali identificati

modo	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	3Ex	3Ey	0Ex	0Ey	0Fx	3Cx	3Cy	0Cx
1	5.30	7.21	-0.913	-0.097	0.195	-0.026	-0.224	1.000	-0.124	0.091
2	7.51	6.36	0.673	-0.206	-0.137	-0.035	0.229	1.000	-0.038	0.135
3	9.77	3.74	-0.093	0.893	-0.071	0.127	0.093	0.006	-0.131	-0.065
modo	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	0Cy	0Dx	3Ax	3Ay	0Ax	0Ay	0Bx	MCF [%]
1	5.30	7.21	0.005	-0.029	0.913	-0.099	0.252	0.018	-0.254	76.53
2	7.51	6.36	0.023	-0.065	-0.657	0.063	-0.072	0.013	-0.089	2.66
3	9.77	3.74	0.024	0.082	-0.056	-1.000	0.031	-0.205	0.015	15.69

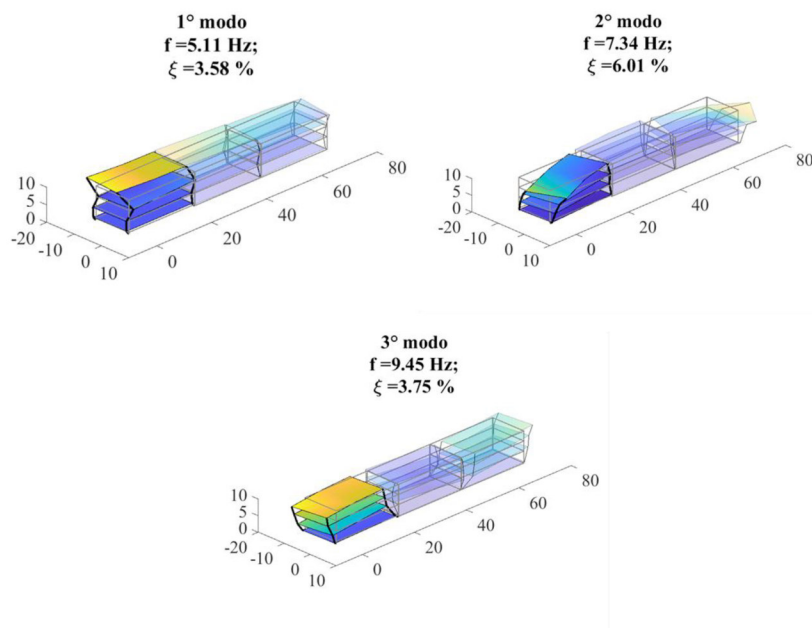


Figura 2-53: Risultati prova AVT Condominio Mantova – Forme modali identificate

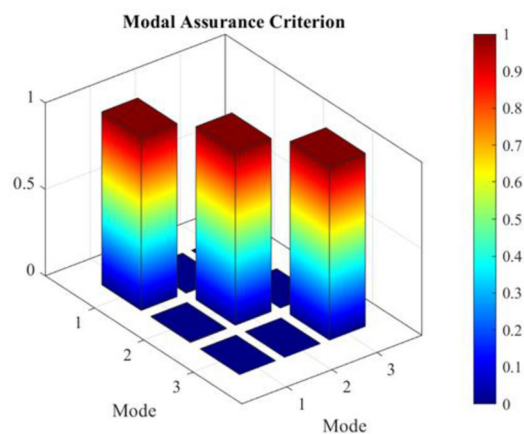


Figura 2-54: Risultati prova AVT Condominio Mantova – Matrice degli AutoMAC

### 2.3.6 Condominio APEEA

Per la prova di caratterizzazione del condominio APEEA si è impiegata la seguente disposizione dei sensori, ottimizzata nel cogliere la risposta dell'edificio.

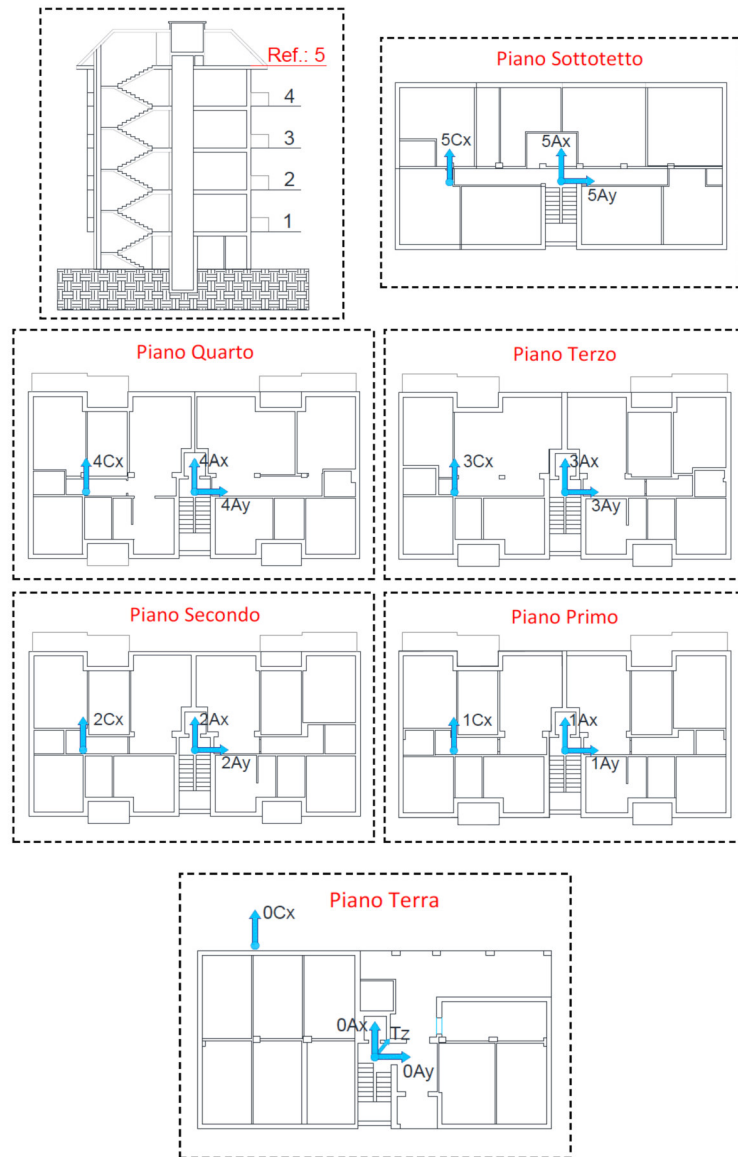


Figura 2-55: Disposizione dei sensori ai vari piani per la prova AVT su Condominio APEEA

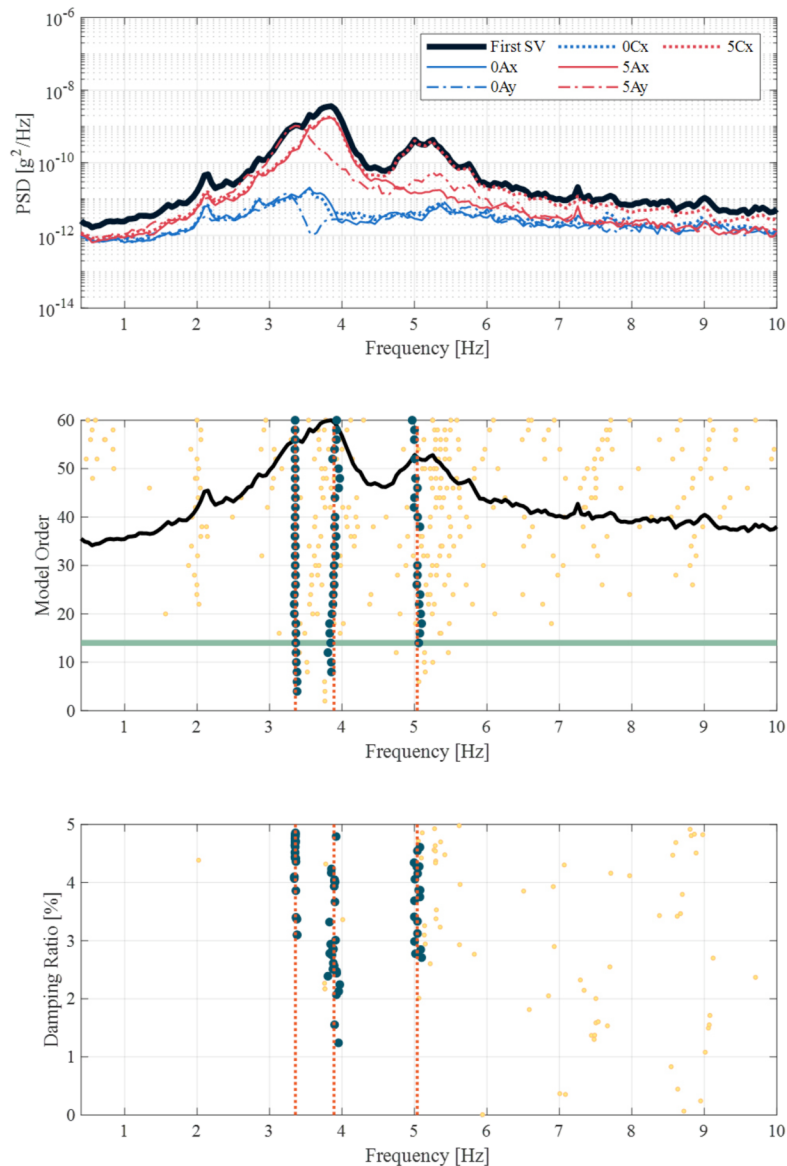


Figura 2-56: Risultati prova AVT Condominio APEEA – PSD dei segnali misurati, Diagramma di stabilizzazione, diagramma smorzamento-frequenza

Tabella 2-4: Risultati prova AVT Condominio APEEA – Parametri modali identificati

Prova P2									
modo	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	5Ax	5Ay	5Cx	0Ax	0Ay	0Cx	MCF [%]
1	3.36	4.42	-0.142	0.947	-0.101	-0.034	0.068	-0.038	31.88
2	3.84	2.94	-0.992	0.094	-0.977	-0.059	0.016	-0.044	1.87
3	5.06	3.87	-0.082	0.199	-1.001	0.010	0.038	0.080	1.81

L'identificazione dinamica realizzata sulle misurazioni effettuate sull'edificio ha permesso di identificare 3 modi di vibrare che caratterizzano la dinamica globale dell'edificio. In Tabella 2-4 sono riportati i valori di frequenza medi e dei rapporti



di smorzamento medi calcolati per ogni modo, ottenuti mediando i risultati delle 3 prove. Dai risultati ottenuti si può osservare come i primi due modi abbiano frequenze abbastanza vicine, fenomeno evidenziato anche dai picchi ravvicinati nel diagramma di stabilizzazione, e come il terzo abbia una frequenza decisamente superiore. Gli smorzamenti di tutti i modi hanno valori relativamente bassi (mai sopra il 4%). Analizzando gli scarti quadratici medi è evidente che, sia quelli relativi alle frequenze che quelli relativi agli smorzamenti abbiano valori molto bassi, a dimostrazione del fatto che le 2 identificazioni effettuate per le 2 prove hanno fornito tutte quasi gli stessi valori, ossia, che la dinamica dell'edificio risulta ben definita e chiaramente identificabile.

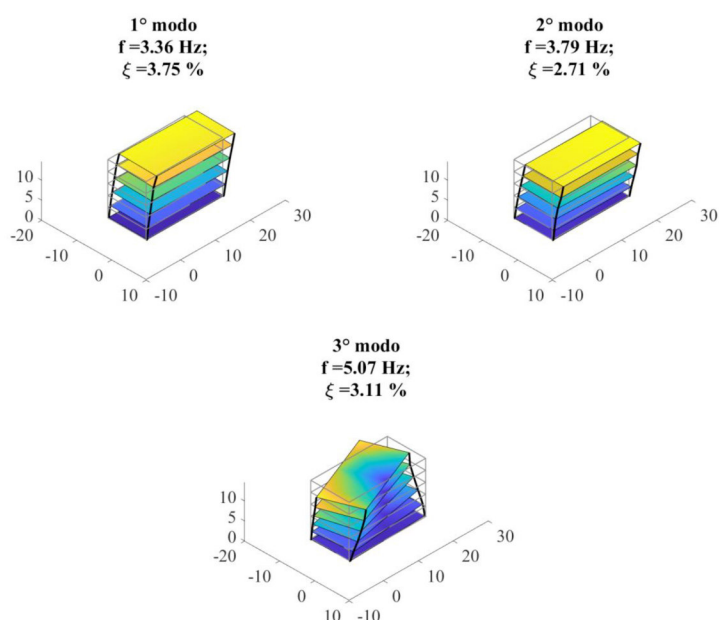


Figura 2-57: Risultati prova AVT Condominio APEEA – Forme modali identificate

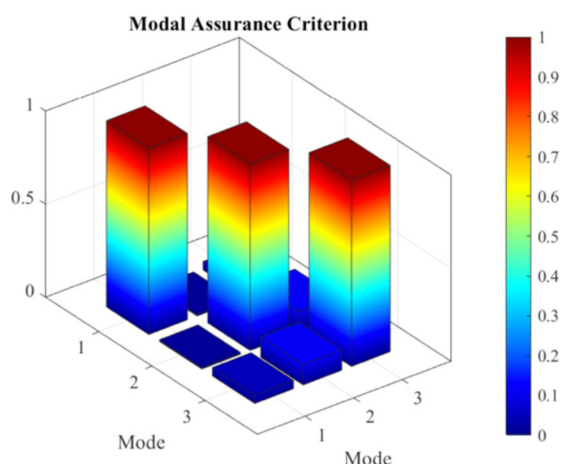


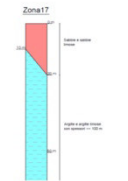
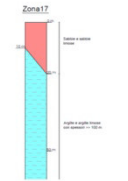
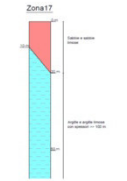
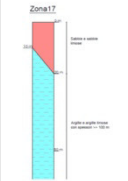
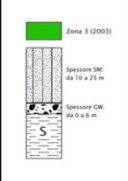
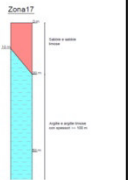
Figura 2-58: Risultati prova AVT Condominio APEEA – Matrice degli AutoMAC

In Figura 2-58 viene riportata la matrice degli AutoMAC delle forme modali identificate. L'AutoMAC è stato calcolato a seguito della procedura di scalatura degli spostamenti modali (PoSER). Dall'osservazione di tale matrice è possibile constatare come questa risulti praticamente diagonale, ossia che tutti e 3 i modi identificati risultano caratterizzati da forme modali ortogonali tra loro. In altri termini, i modi identificati risultano disaccoppiati tra loro. In Figura 2-57 si riportano le viste assonometriche delle forme modali globali identificate e si può osservare come i primi 3 modi rappresentino rispettivamente il 1° modo traslazionale in Y (direzione longitudinale), il 1° modo traslazionale in X (direzione trasversale) e il 1° modo torsionale. I primi due modi sono quasi puramente traslazionali, ossia non sono accoppiati con la rotazione. Il terzo modo (quello rotazionale) presenta una rotazione che fa perno sulla parte centrale dell'edificio, in corrispondenza del vano ascensore.

### SINTESI DEI RISULTATI

Si riporta nella Tabella 2-5 la sintesi dei risultati ottenuti dalle prove AVT con indicazione della localizzazione dell'edificio in esame, le misure in pianta ed in elevazione, la tipologia di terreno di copertura, la stratigrafia, la frequenza naturale del terreno  $f_0$  e le frequenze dei primi 3 modi propri identificati.

Tabella 2-5: Sintesi dei risultati ottenuti dalle prove AVT

EDIFICIO	CONDOMINIO SANTARELLI A	CONDOMINIO SANTARELLI B	CONDOMINIO CLARA MAFFEI	CONDOMINIO SPONTINI	CONDOMINIO MANTOVA	CONDOMINIO APEEA
<b>LOCALIZZAZIONE</b>	San Benedetto del Tronto	San Benedetto del Tronto	San Benedetto del Tronto	San Benedetto del Tronto	Maltignano (AP)	San Benedetto del Tronto
<b>DINAMICA</b>	Via Leonida Bissolati, 13	Via Leonida Bissolati, 9	Via Clara Maffei, 119	Viale Rinascimento, 133	Piazza Mantova (località Caselle)	Largo Monte Piselli, 2
<b>DIMENSIONI</b>	non chiara L 25x19m	non chiara retangolare 22x11m	non chiara L 39x21m	non chiara quadrata 24x22m	non chiara retangolare 72x12m*	chiara retangolare 22x11m
<b>N° ELEVAZIONI</b>	4 + 1 seminterrato	4 + 1 seminterrato	4 + 1 seminterrato	7 + 1 seminterrato	4 + 1 interrato	5
<b>ALTEZZA</b>	14m	14m	12m	22m	13m	18m
<b>TERRENO DI COPERTURA</b>	SWsp	SWsp	SWsp	SWsp	SMtf	SWsp
<b>STRATIGRAFIA</b>	sabbie pulite e ben assortite zona 17	sabbie pulite e ben assortite zona 17	sabbie pulite e ben assortite zona 17	sabbie pulite e ben assortite zona 17	sabbie limose 2003	sabbie pulite e ben assortite zona 17
<b>PROFONDITA' FALDA</b>	2m	2m	3m	2m	-	2,5m
<b>PROFONDITA' SUBSTRATO</b>	oltre 7m (non individuato)	oltre 7m (non individuato)	12m	9-12m	30m	8,5m
						
<b>FREQUENZA NATURALE DEL TERRENO</b>	2 Hz	2 Hz	2 Hz	1,97 Hz principale 1,3 Hz secondaria	2,8-3,4 Hz	2,04 Hz principale 2,55 Hz secondaria
<b>FREQUENZE MODI PROPRI</b>	3,24 Hz 5,42 Hz 6,48 Hz	3,25 Hz 5,14 Hz 6,37 Hz	6,40 Hz 7,90 Hz 8,25 Hz	3,80 Hz 4,10 Hz 5,10 Hz	5,11 Hz 7,34 Hz 9,45 Hz	3,36 Hz 3,79 Hz 5,07 Hz

\* 3 corpi

?

?

?

?

?

✓

## 2.4 Edifici con monitoraggio

Degli edifici presentati nei casi studio, quelli dotati di sistemi di monitoraggio e ricadenti nel Comune di San Benedetto del Tronto risultano essere:

- Condominio Santarelli 2A, dinamica sperimentale “non chiara”;
- Condominio Santarelli 2B, dinamica sperimentale “non chiara”;
- Condominio APEEA, dinamica sperimentale “chiara”;

### *SISTEMA DI MONITORAGGIO*

Il sistema di monitoraggio dinamico di ogni edificio è stato progettato sulla base dei risultati delle prove dinamiche di vibrazione ambientale (AVT al §2.3). Nonostante la prova sia stata effettuata secondo i protocolli corretti e i segnali acquisiti siano di buona qualità, a valle dell'identificazione dinamica non è stato sempre possibile identificare i modi di vibrare della struttura, in quanto la dinamica non risulta chiara e ben identificabile. Questo problema, quindi, non è legato alla misura, ma piuttosto a proprietà intrinseche dell'edificio e delle sue condizioni al contorno.

A seguito di queste considerazioni, si è deciso di optare per un sistema di monitoraggio così composto:

- n. 1 sensore accelerometrico bi-assiale e n. 2 sensori accelerometrici monoassiali all'elevazione più in alto dell'edificio. I sensori verranno montati all'estradosso del solaio di sottotetto all'interno del locale soffitta.
- n. 1 sensore accelerometrico tri-assiale a livello del piano seminterrato, posizionato preferibilmente riparato da possibili danneggiamenti antropici o dovuti a fattori ambientali.
- n. 3 sensori di temperatura: 1 esterno esposto ad est e posto all'intradosso del cornicione di copertura, 1 posizionato all'interno del cabinet e 1 interno.

Tutta la sensoristica installata nel corpo è collegata al sistema di acquisizione all'interno del cabinet, quest'ultimo posizionato all'interno del locale soffitta, assieme al modem per il trasferimento dati. Il sensore alla base permetterà di misurare l'eventuale input sismico che potrà colpire la struttura nel corso del tempo. I sensori di temperatura verranno installati per i seguenti motivi: il sensore esterno permetterà di misurare la temperatura dell'aria esterna con lo scopo di poter

scorporare il contributo degli effetti ambientali sulla variazione dei parametri modali nel tempo; il sensore nel vano interno dell'edificio permetterà di misurare la temperatura interna dell'edificio stesso per indagare possibili correlazioni tra temperatura interna e variazione dei parametri modali; il sensore di temperatura interno dovrà essere posizionato possibilmente in un luogo non climatizzato (ad esempio, il vano scala). Il sensore nel cabinet permetterà di misurare la temperatura di esercizio del sistema di acquisizione in modo tale da depurare eventuali variazioni anomale nei parametri modali identificati dovute alla variazione di temperatura dell'hardware.

#### *STRUMENTAZIONE ADOTTATA*

Di seguito si riporta un elenco della strumentazione necessaria per lo sviluppo del sistema di monitoraggio:

- 1 accelerometro bi-assiale con relative protezioni da acqua e polvere;
- 2 accelerometri monoassiali con relative protezioni da acqua e polvere;
- 1 accelerometro tri-assiale con relative protezioni da acqua e polvere;
- 3 sensori di temperatura;
- centralina di acquisizione;
- modem di rete;
- cavi di collegamento dei sensori al sistema di acquisizione.

#### *DETTAGLI SUL POSIZIONAMENTO DEGLI STRUMENTI*

- Il sensore per la misura dell'input alla base dell'edificio deve essere fissato a terra garantendone il posizionamento in bolla. Inoltre, il sensore dovrà essere montato con un fissaggio tale da garantire un collegamento saldo con il basamento dell'edificio. Questo sensore deve essere posizionato con 2 direzioni di misura nel piano (nelle due direzioni principali dell'edificio X e Y) e 1 direzione di misura verticale, al fine di cogliere nella totalità la componente spaziale del sisma.
- I sensori posizionati all'estradosso del solaio di sottotetto dovranno essere montati in bolla e dovranno essere ben saldi al solaio stesso.

- Tutti i sensori accelerometrici devono essere protetti con un carter di protezione, possibilmente in materiale plastico o comunque non suscettibile all'irraggiamento solare, che potrebbe far aumentare eccessivamente la temperatura interna.
- Il sensore di temperatura esterna dovrà essere montato in un posto riparato e non colpito direttamente dai raggi solari.
- Il sensore di temperatura interna dovrà essere montato su una superficie non soggetta a variazioni di temperatura per effetti legati ai ponti termici (possibilmente montato a contatto con la faccia interna di un pilastro).

#### *PARAMETRI IDENTIFICATI*

Il sistema di monitoraggio esegue, in condizioni operative ordinarie, n.4 misure giornaliere. Le misurazioni sono eseguite alle ore 05:59, alle ore 11:59, alle ore 17:59 ed alle ore 23:59. Ogni identificazione è caratterizzata da una frequenza di campionamento di 100Hz ed una lunghezza di acquisizione di 30min.

Come già anticipato nel §1.3 ogni lettura fornisce i seguenti parametri:

- Frequenze proprie della struttura, ne vengono identificate diverse ma non tutte sono compatibili con i modi reali della struttura;
- Smorzamenti associati a ciascuna frequenza identificata, espressi come valore %; il valore deve essere compatibile con uno smorzamento di una struttura reale (di solito < 7%-8%) altrimenti modi troppo smorzati non sono compatibili con modi reali;
- Spostamenti modali di ciascuna forma, valori che consentono di costruire le forme modali attraverso una normalizzazione e l'ausilio di un applicativo;
- MCF, indice di quanto il modo è "complesso", maggiore il valore maggiore la complessità del modo, minore la probabilità che questo sia un modo proprio della struttura che si sta caratterizzando. Bisognerà nel seguito fare attenzione a tale valore qualora le dinamiche dell'edificio non siano ben chiare;
- RMS accelerazione , indica il valore medio dell'intensità dell'accelerazione di ciascun sensore durante tutta la misurazione (variabile da 20 a 90 minuti).

Tale valore consente di stabilire l'intensità del segnale durante la misura e confrontare le diverse misure provenienti dal monitoraggio.

- MAX accelerazione, indica il valore massimo dell'accelerazione misurata da ciascun sensore durante la misurazione. È un valore poco indicativo dell'intensità del segnale in quanto può essere affetto da eventi esterni quali urti o passaggio di mezzi pesanti.
- Temperatura e umidità, vengono misurati ad ogni identificazione eseguita in quanto la struttura, in particolare i materiali, potrebbero subire delle variazioni di rigidità o di risposta a diverse condizioni ambientali. Vengono misurate temperatura interna, temperatura esterna e umidità.

L'identificazione avviene con il metodo SSI-PC, attraverso il diagramma di stabilizzazione. Nel corso delle prove di identificazione il sistema potrebbe non fornire una soluzione, in questo caso non sono disponibili informazioni sulla prova, oppure identificare diversi modi ma non è detto che siano tutti modi propri dell'edificio. Un modo stabile nel tempo, identificato con la stessa forma per identificazioni diverse ha buone probabilità di essere un modo proprio della struttura. La scelta dei modi propri degli edifici con dinamica "non chiara" viene descritto al §3.2.

Oltre ai parametri che vengono determinati con la SSI-PC il sistema registra i segnali campionati dei diversi sensori presenti e li rende disponibili qualora si volessero eseguire delle elaborazioni più approfondite.

## 2.4.1 Condominio Santarelli 2A

Il condominio Santarelli 2A presenta la seguente disposizione dei sensori del sistema di monitoraggio dinamico.

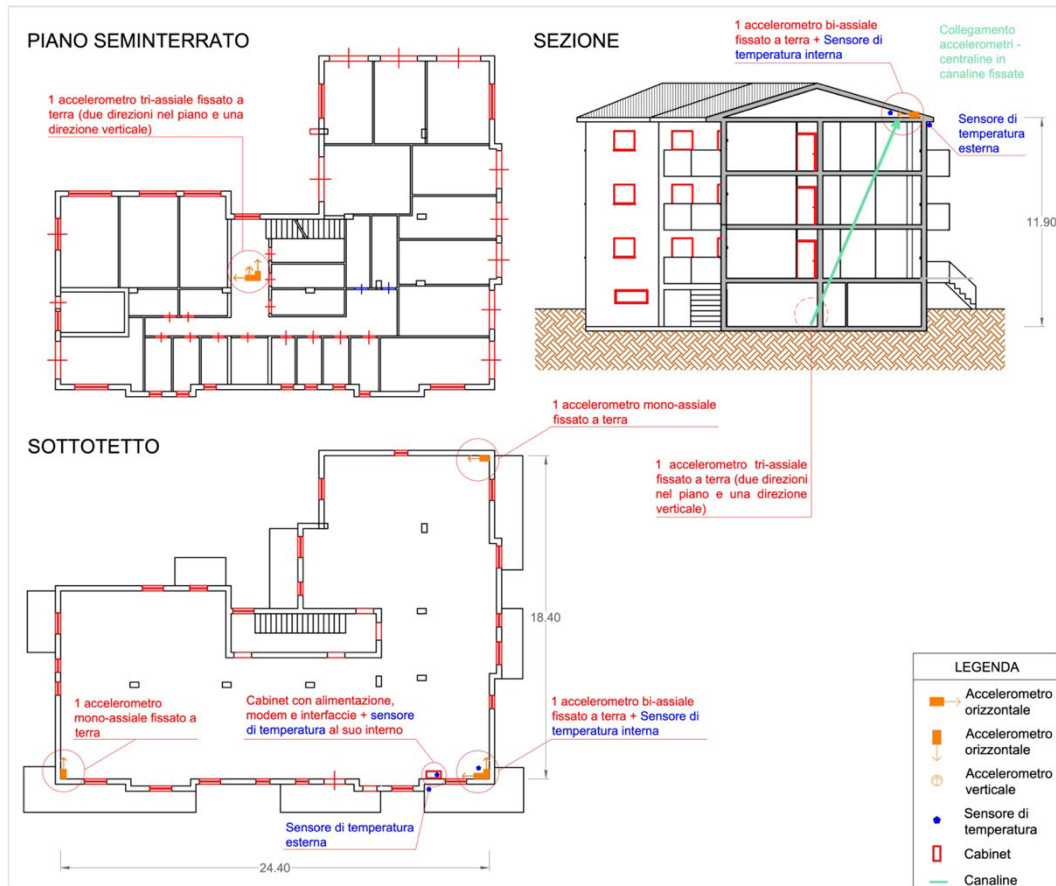


Figura 2-59: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A - Posizionamento dei sensori del sistema di monitoraggio

Tale posizionamento dei sensori consentirà una corretta rappresentazione delle forme modali identificate nonché la disponibilità di informazioni necessarie alle elaborazioni di cui al §3.

Nella Figura 2-60 l'andamento delle frequenze nel tempo. Risulta evidente una dispersione dei risultati ottenuti. Le frequenze individuate si concentrano tra i 3 Hz ed i 6,5 Hz. Dall'osservazione della disposizione dei valori nel tempo si possono individuare 2 linee più marcate: una linea più stabile intorno ai 3Hz ed una linea con maggiore dispersione intorno al valore di 6Hz. Confrontando l'andamento delle frequenze nel tempo con i valori di temperatura misurati non si evidenziano

particolari legami nella variazione delle frequenze individuate. Seppur la temperatura influenza il comportamento dinamico di una struttura agendo sulle proprietà dei materiali in questo caso tale fenomeno non risulta particolarmente evidente.

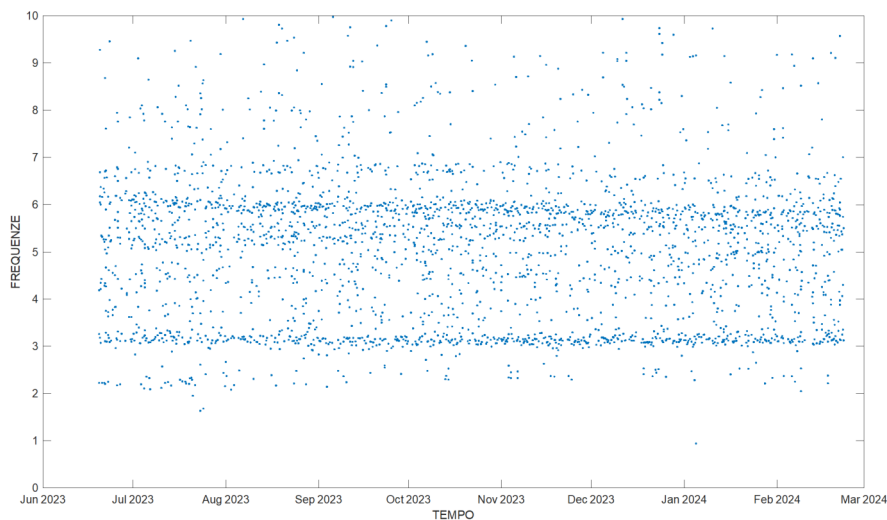


Figura 2-60: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A – Andamento Frequenze-Tempo

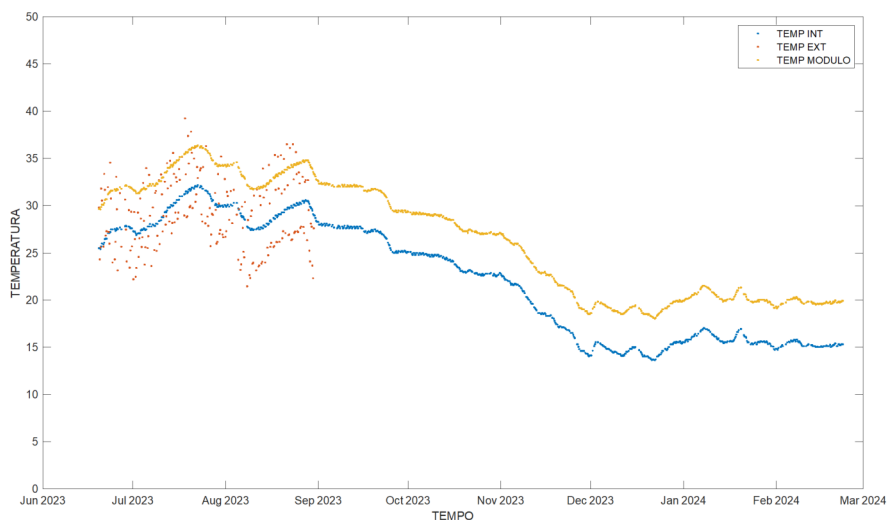


Figura 2-61: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A – Andamento Temperature-Tempo

Oltre ad aver riportato i diagrammi di frequenza-tempo e temperatura-tempo, si rappresentano i valori di RMS dei sensori alla base ed RMS dei sensori in sommità nel tempo. Il valore del RMS indica l'intensità media del segnale nel tempo, questo può fornire indicazione sull'intensità dell'input e sulla direzionalità.





Figura 2-62: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A – Andamento RMS accelerazione alla base-tempo

I valori del RMS per i sensori alla base risultano dispersi con alcuni outliers non rappresentabili in figura. I valori si dispongono intorno ad un valore medio senza mostrare un evidente andamento variabile nel tempo. Tali valori sono caratterizzati da:

- Media:  $7,256E-06$
- Scarto quadratico medio:  $7,781E-06$

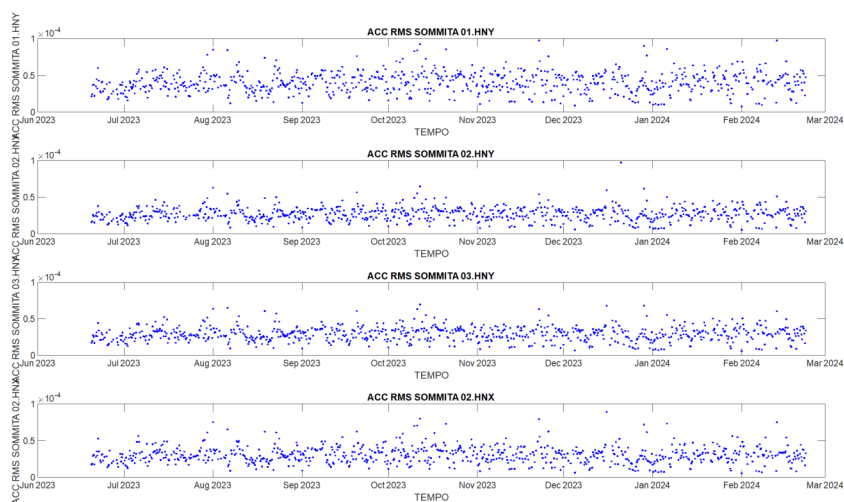


Figura 2-63: Monitoraggio Condominio Santarelli 2A - Andamento RMS accelerazione in sommità-tempo

I valori del RMS per i sensori in sommità risultano dispersi con alcuni outliers non rappresentabili in figura. I dati si dispongono intorno ad un valore medio senza mostrare un evidente andamento variabile nel tempo. Quelli in direzione Y

sembrano avere valori inferiori, ciò è dovuto ad una minore partecipazione della massa dell'edificio ai modi in Y. Tali valori sono caratterizzati da:

- Media:  $3,376E-05$
- Scarto quadratico medio:  $4,939E-05$

#### 2.4.2 Condominio Santarelli 2B

Il condominio Santarelli 2B presenta la seguente disposizione dei sensori del sistema di monitoraggio dinamico.

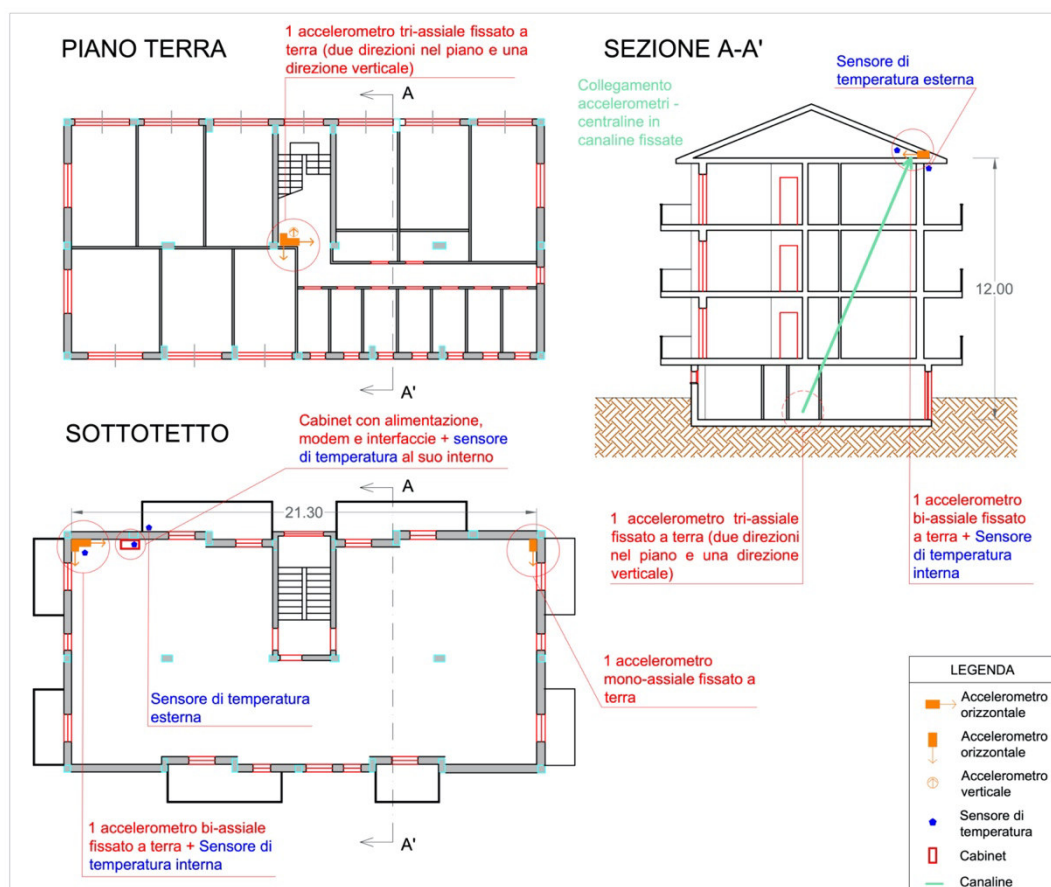


Figura 2-64: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B - Posizionamento dei sensori del sistema di monitoraggio

Tale posizionamento dei sensori consentirà una corretta rappresentazione delle forme modali identificate nonché la disponibilità di informazioni necessarie alle elaborazioni di cui al §3.

Nella Figura 2-65 l'andamento delle frequenze nel tempo. Risulta evidente una dispersione dei risultati ottenuti. Le frequenze individuate si concentrano tra i 3 Hz ed i 6,5 Hz. Dall'osservazione della disposizione dei valori nel tempo si possono individuare 3 linee più marcate: una linea più stabile intorno ai 3Hz, una seconda intorno ad i 5,5Hz (evidente maggiormente dopo Dec 2023) ed una terza linea con maggiore dispersione intorno al valore di 6Hz. In corrispondenza dell'inizio di Dicembre 2023 il sistema di monitoraggio sembra aver registrato un numero superiore alle 4 registrazioni giornaliere; a cavallo di tale data si individuano rispettivamente:

- 4 linee più marcate nel periodo che precede Dicembre 2023 che suggeriscono l'individuazione di 4 modi propri;
- 3 linee più marcate nel periodo che segue Dicembre 2023 che suggeriscono l'individuazione di 3 modi propri.

Anche nelle elaborazioni successive (vedasi §3) si scelgono solamente 3 modi propri con i quali eseguire le analisi di dettaglio. Tale scelta è validata dalla possibilità di eseguire successive elaborazioni avendo a disposizione un numero maggiore di dati provenienti dal monitoraggio che saranno maggiormente confrontabili con gli ultimi dati disponibili dal monitoraggio.

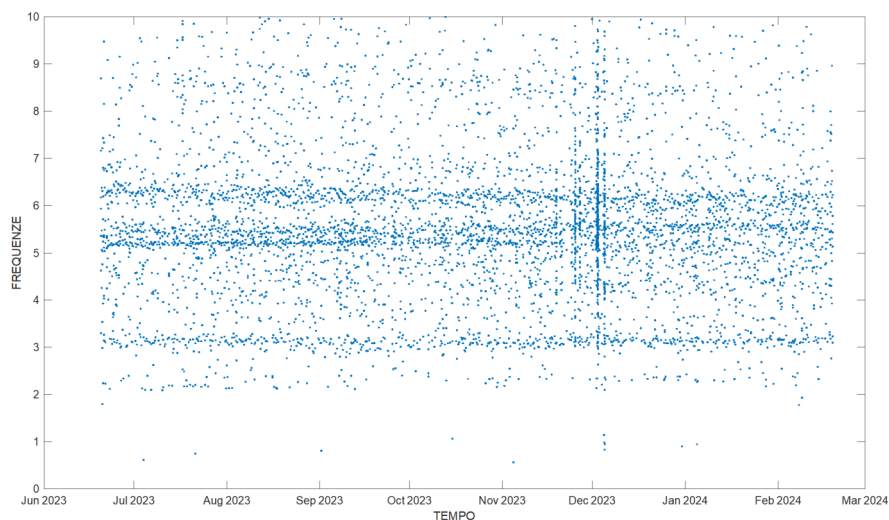


Figura 2-65: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento Frequenze-Tempo

Confrontando l'andamento delle frequenze nel tempo con i valori di temperatura misurati non si evidenziano particolari legami nella variazione delle frequenze individuate. Seppur la temperatura influenza il comportamento dinamico di una

struttura agendo sulle proprietà dei materiali in questo caso tale fenomeno non risulta particolarmente evidente.

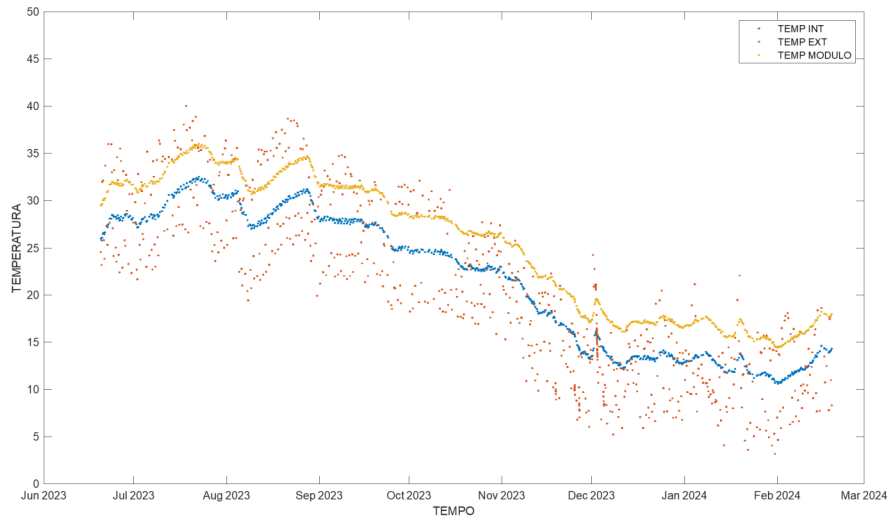


Figura 2-66: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento Temperature-Tempo

I valori del RMS per i sensori alla base risultano dispersi con alcuni outliers non rappresentabili in figura. I valori si dispongono intorno ad un valore medio senza mostrare un evidente andamento variabile nel tempo. Tali valori sono caratterizzati da:

- Media: 9,873-06
- Scarto quadratico medio: 3,566E-05

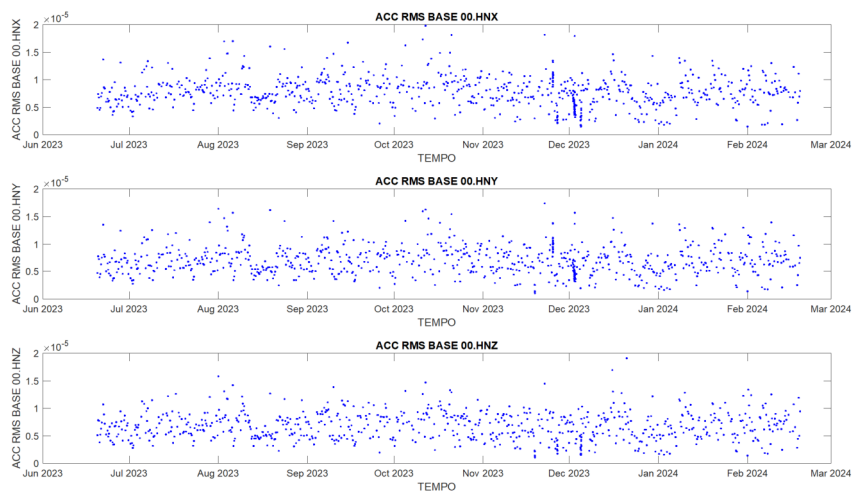


Figura 2-67: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento RMS accelerazione alla base-tempo

I valori del RMS per i sensori in sommità risultano dispersi con alcuni outliers non rappresentabili in figura. I dati si dispongono intorno ad un valore medio senza mostrare un evidente andamento variabile nel tempo. Quelli in direzione X sembrano avere valori inferiori, ciò è dovuto ad una minore partecipazione della massa dell'edificio ai modi in X. Tali valori sono caratterizzati da:

- Media:  $3,545E-05$
- Scarto quadratico medio:  $6,151E-05$

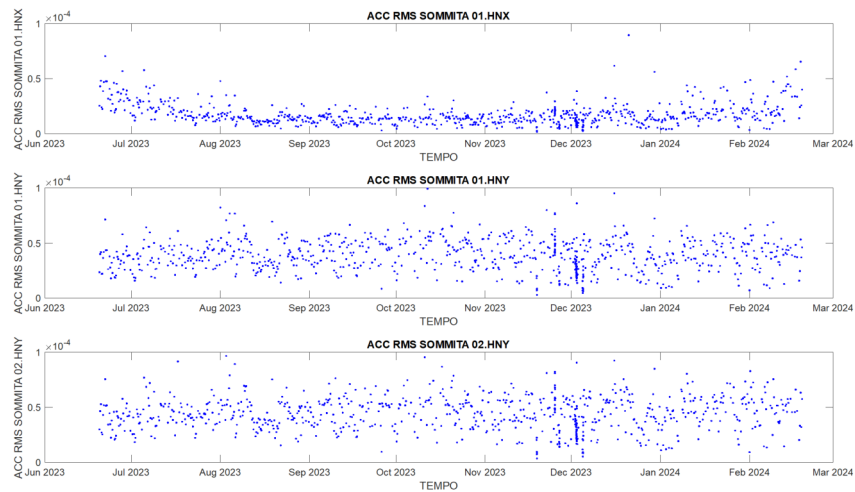


Figura 2-68: Monitoraggio Condominio Santarelli 2B – Andamento RMS accelerazione in sommità-tempo

### 2.4.3 Condominio APEEA

Il condominio APEEA presenta la seguente disposizione dei sensori del sistema di monitoraggio dinamico.

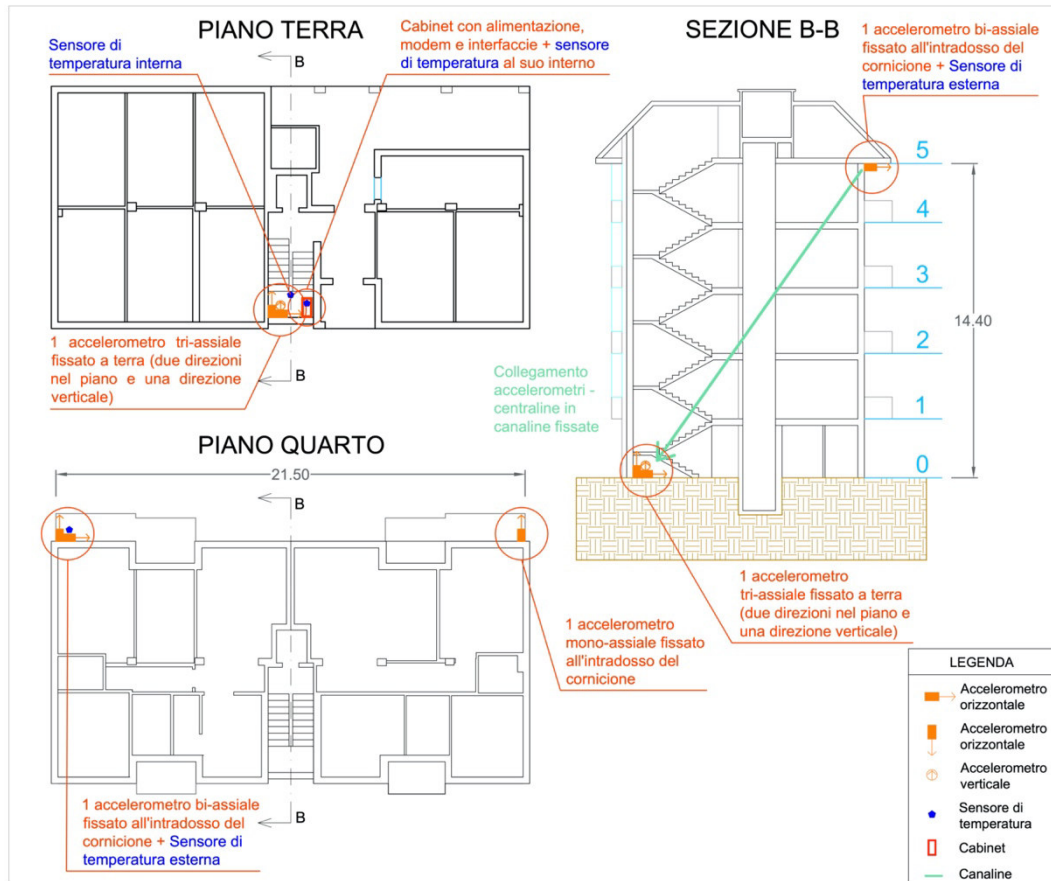


Figura 2-69: Monitoraggio Condominio APEEA - Posizionamento dei sensori del sistema di monitoraggio

Tale posizionamento dei sensori consentirà una corretta rappresentazione delle forme modali identificate nonché la disponibilità di informazioni necessarie alle elaborazioni di cui al §3.

Nella Figura 2-70 l'andamento delle frequenze nel tempo. Rispetto ai due casi precedenti la dispersione dei risultati è molto contenuta. Le frequenze individuate si concentrano tra i 3 Hz ed i 5,5 Hz. Dall'osservazione della disposizione dei valori nel tempo si può notare che nei primi dati a disposizione si ha una maggiore dispersione dei risultati. Tale dispersione è dovuta all'esecuzione dei lavori di riqualificazione energetica svolti sull'edificio. Pertanto, non si farà riferimento a tali valori per le elaborazioni. Ad una prima analisi visiva si possono individuare 4

o 5 modi a seconda del periodo di osservazione. Il confronto del diagramma frequenze-tempo con quello della temperatura-tempo mostra come durante il periodo estivo, caratterizzato da temperature maggiori, si presenti un 5° modo con frequenza di poco sopra i 4Hz. Tale modo non è individuabile nelle stagioni fredde, vedasi con temperature inferiori ai 25°C. Anche se presente questa variabilità nell'identificazione dinamica, i modi sembrano molto stabili con una dispersione nei valori di frequenza molto ridotta per il 1° e 2° modo, meno ridotta ma comunque chiara per il 3° e 4° modo.

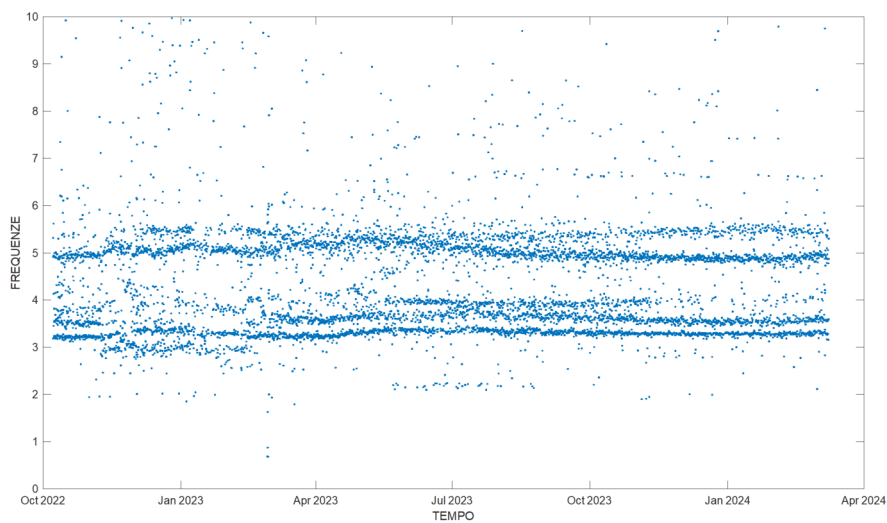


Figura 2-70: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento Frequenze-Tempo

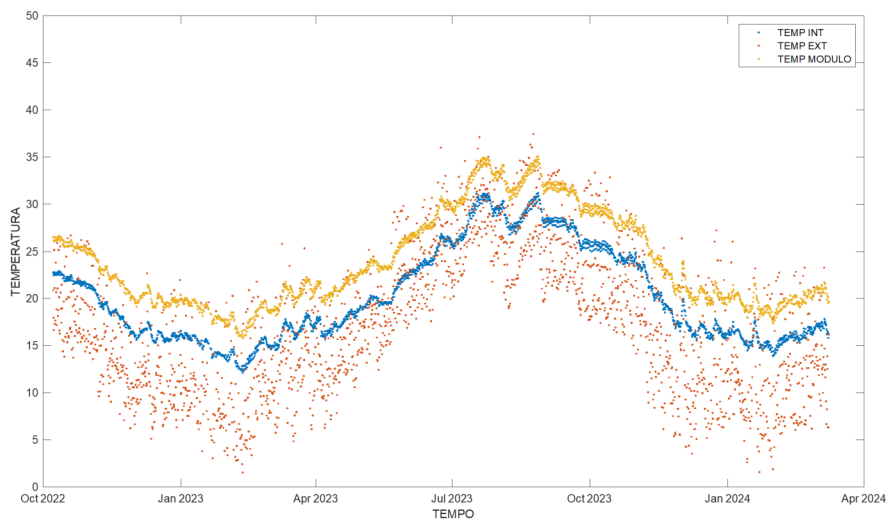


Figura 2-71: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento Temperature-Tempo

I valori del RMS per i sensori alla base risultano dispersi con alcuni outliers non rappresentabili in figura. I valori si dispongono intorno ad un valore medio senza

mostrare un evidente andamento variabile nel tempo. Tali valori sono caratterizzati da:

- Media: 5,624E-06
- Scarto quadratico medio: 7,677E-06

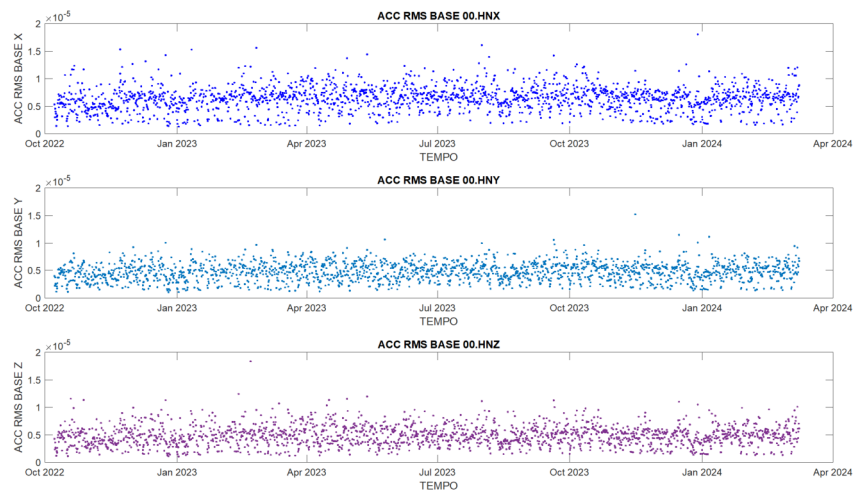


Figura 2-72: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento RMS accelerazione alla base-tempo

I valori del RMS per i sensori in sommità risultano dispersi con alcuni outliers non rappresentabili in figura. I dati si dispongono intorno ad un valore medio senza mostrare un evidente andamento variabile nel tempo. Tali valori sono caratterizzati da:

- Media: 3,240E-05
- Scarto quadratico medio: 2,628E-04

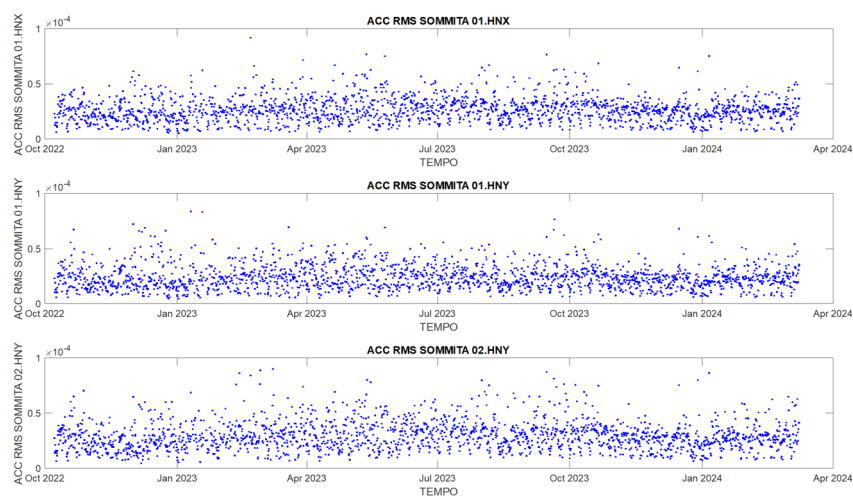


Figura 2-73: Monitoraggio Condominio APEEA – Andamento RMS accelerazione in sommità-tempo



### 3 Elaborazione dei dati

Per l'elaborazione dei dati si è scelto di porre maggiore attenzione sugli edifici integrati con sistemi di monitoraggio, in particolare quelli con comportamento dinamico non convenzionale: Condominio Santarelli 2A e Condominio Santarelli 2B. In questo modo sarà possibile confrontare le diverse letture delle caratterizzazioni dinamiche e comprendere da quali fattori potrebbero dipendere. Le elaborazioni sono state sviluppate in ambiente MATLAB R2023b che consente una rapida computazione dei valori disponibili come file di testo ed una buona flessibilità per le diverse tipologie di output richiesti, sia come grafici che come tabelle.

#### 3.1 PSD

Primo step dell'elaborazione è il confronto tra i valori della PSD. La densità di potenza spettrale dei singoli accelerogrammi (Power Spectral Density in inglese) è una misura dell'intensità del segnale misurato nel dominio delle frequenze. In sostanza consente di stabilire come la potenza di un segnale è distribuita in funzione della frequenza. La PSD è calcolata come:

$$PSD = \frac{FFT^T(y_1) \cdot FFT(y_1)}{\Delta f}$$

Dove  $FFT(y_1)$  è la trasformata di Fourier del segnale registrato,  $FFT^T(y_1)$  la sua trasposta e  $\Delta f$ , l'ampiezza della finestra in frequenza.

Il confronto della PSD tra i diversi edifici si esegue sui risultati di una singola prova di caratterizzazione dinamica. In particolare, per gli edifici di cui si hanno a disposizione le prove pre e post lavori sono state considerati solamente i risultati del post in quanto sarà possibile fare dei confronti con i risultati derivanti dai monitoraggi. I valori della PSD estrapolati dalle letture sono riferiti ai sensori a terra e quelli in sommità, così facendo si possono confrontare le massime differenze di ampiezza.

Noti i valori della PSD, le analisi si eseguono confrontando quelli alla base indicati con "0" con i valori massimi letti in sommità relativi a ciascun modo considerato.

Vengono definiti i valori di  $\Delta$  con la seguente espressione:

$$\Delta'_{i'} = \max\{PSD \text{ sommità}\} - 0'_{i'}$$

Dove “i” indica il sensore considerato che varia tra quelli disponibili mentre il valore della PSD massimo è unico per ogni modo considerato. Il valore  $0'_{i'}$  indica la PSD del segnale a terra. Oltre al valore assoluto della differenza, si determina il  $\Delta\%$  che viene così definito:

$$\Delta'_{i'\%} = \frac{\Delta'_{i'}}{0'_{i'}} = \frac{\max\{PSD \text{ sommità}\} - 0'_{i'}}{0'_{i'}}$$

Quest'ultimo consente di confrontare quanto la differenza al numeratore conti rispetto al valore della PSD dei sensori alla base: tanto più il valore è alto maggiore è la differenza di ampiezza tra PSD a terra e PSD in sommità. Oltre che per le frequenze proprie dell'edificio, allo stesso modo il calcolo viene eseguito per tutto il range di frequenze 0,5Hz-10Hz. Di questi ultimi valori si riporta per brevità solamente il grafico riepilogativo.

### 3.1.1 Condominio Santarelli 2A

Per il Condominio Santarelli 2A si sono scelti i 3 modi derivanti dalle analisi AVT di cui al §2.3.1:

- 1° modo: 3,24Hz
- 2° modo: 5,42Hz
- 3° modo: 6,48Hz

La rappresentazione della PSD e del primo valore singolare ottenuto dalla SVD sono state implementate in MATLAB e calcolate direttamente dai segnali accelerometrici registrati durante le prove.

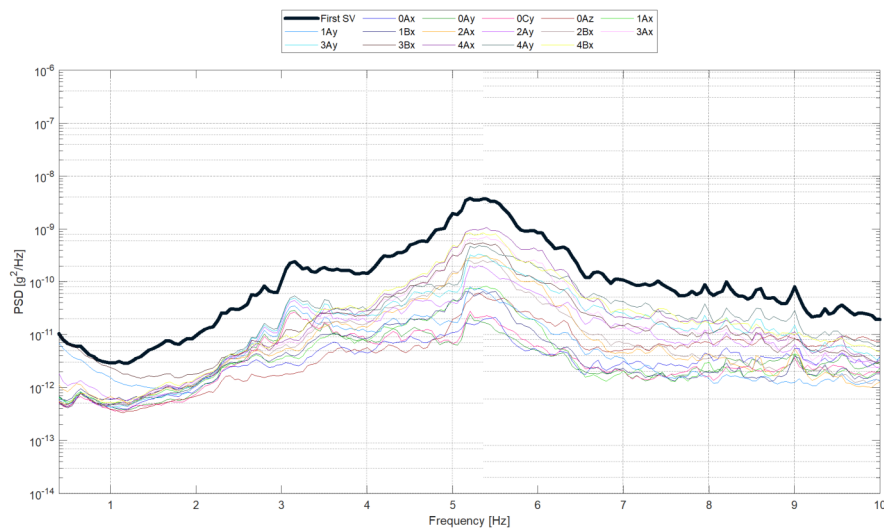


Figura 3-1: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – PSD dei segnali misurati e primo SV

Se confrontassimo i segnali registrati alla base con quello del primo valore singolare (linea nera spessa) quest'ultimo sembrerebbe una traslazione verso l'alto. Ciò dimostra che non si ha un'amplificazione evidente in corrispondenza di dove vengono individuati i modi propri. L'unica differenza osservabile si trova a circa 3Hz.

Tabella 3-1: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – PSD dei segnali misurati in corrispondenza delle frequenze individuate e calcolo dei  $\Delta$

	'0Ax'	'0Ay'	'0Cy'	'0Az'	'4Ax'	'4Ay'	'4Bx'	4Max
1° MODO	2,857E-12	1,919E-11	1,943E-11	2,014E-12	9,469E-12	4,157E-11	1,228E-11	4,157E-11
2° MODO	1,997E-11	1,652E-11	2,260E-11	4,802E-11	1,070E-09	4,703E-10	7,818E-10	1,070E-09
3° MODO	1,923E-12	2,229E-12	2,935E-12	6,241E-12	6,001E-11	5,733E-11	5,142E-11	6,001E-11

	$\Delta$ '0Ax'	$\Delta$ '0Ay'	$\Delta$ '0Cy'	$\Delta$ '0Az'	$\Delta\%$ '0Ax'	$\Delta\%$ '0Ay'	$\Delta\%$ '0Cy'	$\Delta\%$ '0Az'
1° MODO	3,871E-11	2,238E-11	2,214E-11	3,956E-11	93,128	53,848	53,257	95,156
2° MODO	1,050E-09	1,053E-09	1,047E-09	1,022E-09	98,134	98,456	97,888	95,511
3° MODO	5,809E-11	5,778E-11	5,707E-11	5,377E-11	96,796	96,285	95,109	89,599

Dalle tabelle che confrontano i risultati ottenuti si evidenzia una maggiore amplificazione per il 2° modo individuato, ciò potrebbe indicare una maggiore stabilità nell'identificazione. Tutti i valori sono comunque confrontabili e non indicano particolari condizioni di eccitazione o risposta anomala.

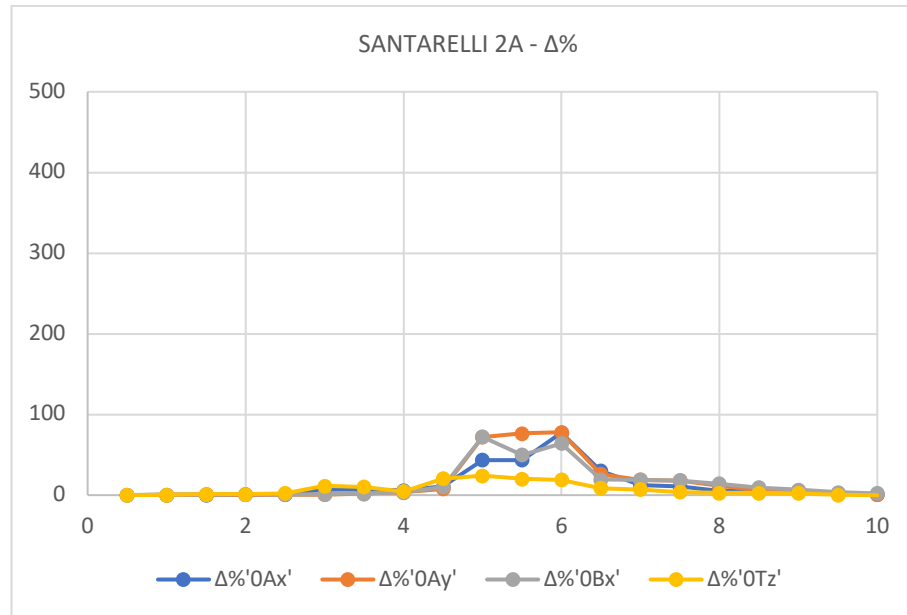


Figura 3-2: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Variabilità Δ%-Frequenza

Dalla Figura 3-2 risulta evidente come le maggiori amplificazioni del segnale di concentrino per frequenze comprese tra 4,5Hz e 6,5Hz.

### 3.1.2 Condominio Santarelli 2B

Per il Condominio Santarelli 2B si sono scelti i 3 modi derivanti dalle analisi AVT di cui al §2.3.2:

- 1° modo: 3,25Hz
- 2° modo: 5,14Hz
- 3° modo: 6,27Hz

La rappresentazione della PSD e del primo valore singolare ottenuto dalla SVD sono state implementate in MATLAB e calcolate direttamente dai segnali accelerometrici registrati durante le prove.

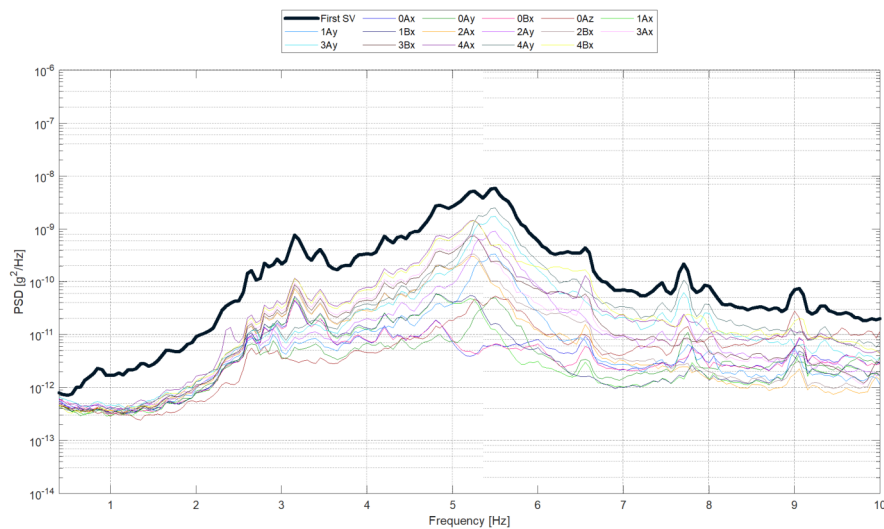


Figura 3-3: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – PSD dei segnali misurati e primo SV

Se confrontassimo i segnali registrati alla base con quello del primo valore singolare (linea nera spessa) quest'ultimo sembrerebbe una traslazione verso l'alto. Ciò dimostra che non si ha un'amplificazione evidente in corrispondenza di dove vengono individuati i modi propri. Le uniche differenze osservabili si trovano a circa 3Hz e 5,5Hz.

Tabella 3-2: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – PSD dei segnali misurati in corrispondenza delle frequenze individuate e calcolo dei  $\Delta$

	'0Ax'	'0Ay'	'0Cy'	'0Az'	'4Ax'	'4Ay'	'4Bx'	4Max
1° MODO	2,408E-11	5,339E-12	2,575E-11	3,184E-12	7,020E-11	1,394E-11	7,172E-11	7,172E-11
2° MODO	4,003E-12	1,111E-11	4,841E-12	2,474E-11	1,182E-09	6,106E-10	1,126E-09	1,182E-09
3° MODO	4,569E-12	1,971E-12	2,615E-12	6,401E-12	5,753E-11	9,909E-11	1,792E-10	1,792E-10

	$\Delta$ '0Ax'	$\Delta$ '0Ay'	$\Delta$ '0Cy'	$\Delta$ '0Az'	$\Delta\%$ '0Ax'	$\Delta\%$ '0Ay'	$\Delta\%$ '0Cy'	$\Delta\%$ '0Az'
1° MODO	4,764E-11	6,638E-11	4,597E-11	6,853E-11	66,421	92,555	64,100	95,560
2° MODO	1,178E-09	1,171E-09	1,177E-09	1,157E-09	99,661	99,060	99,590	97,906
3° MODO	1,747E-10	1,773E-10	1,766E-10	1,728E-10	97,451	98,900	98,541	96,429

Dalle tabelle che confrontano i risultati ottenuti si evidenzia una maggiore amplificazione per il 2° modo individuato, ciò potrebbe indicare una maggiore stabilità nell'identificazione. Tutti i valori sono comunque confrontabili e non indicano particolari condizioni di eccitazione o risposta anomala.

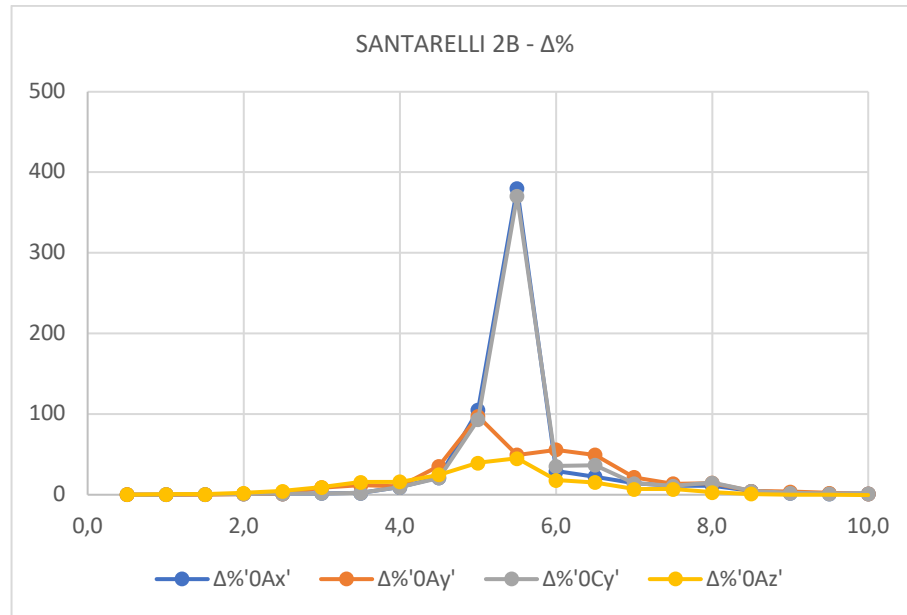


Figura 3-4: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Variabilità Δ%-Frequenza

Dalla Figura 3-4 risulta evidente come le maggiori amplificazioni del segnale di concentrino per frequenze comprese tra 4,5Hz e 6Hz, con la presenza di un picco a 5,5Hz. Questo picco, come si vedrà nel seguito, si trova molto vicino ad un modo proprio dell’edificio non individuato dalle prove AVT ma ricorrente nei dati relativi al monitoraggio dinamico.

### 3.1.3 Condominio APEEA

Per il Condominio APEEA, l’unico con dinamica sperimentale “chiara” si sono scelti i 3 modi derivanti dalle analisi AVT di cui al §2.3.6:

- 1° modo: 3,36Hz
- 2° modo: 3,84Hz
- 3° modo: 5,06Hz

La rappresentazione della PSD e del primo valore singolare ottenuto dalla SVD sono state implementate in MATLAB e calcolate direttamente dai segnali accelerometrici registrati durante le prove.

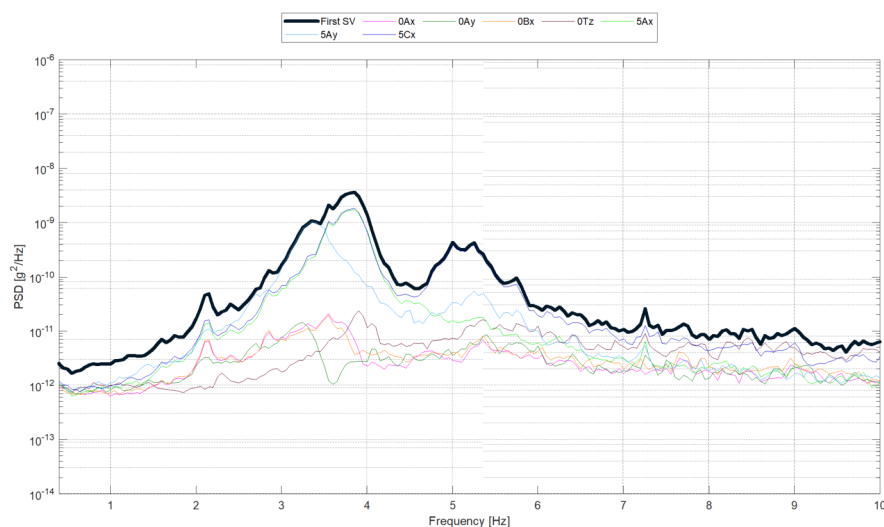


Figura 3-5: Elaborazione Condominio APEEA – PSD dei segnali misurati e primo SV

Osservando lo spettro si può concludere che il segnale registrato alla base ha un andamento più regolare rispetto ai due casi precedenti. Il segnale misurato sembrerebbe più aderente alle ipotesi di spettro piatto. Il primo valore singolare (linea nera) mostra evidenti amplificazioni in corrispondenza di 3,5Hz e 5Hz, rendendo alcuni modi già individuabili da una prima osservazione.

Tabella 3-3: Elaborazione Condominio APEEA – PSD dei segnali misurati in corrispondenza delle frequenze individuate e calcolo dei  $\Delta$

	'0Ax'	'0Ay'	'0Bx'	'0Tz'	'5Ax'	'5Ay'	'5Cx'	5Max
1° MODO	1,235E-11	8,920E-12	1,025E-11	3,454E-12	2,227E-10	1,041E-09	2,559E-10	1,041E-09
2° MODO	9,763E-12	2,673E-12	5,532E-12	1,334E-11	1,685E-09	1,643E-10	1,782E-09	1,782E-09
3° MODO	2,754E-12	4,065E-12	4,006E-12	6,963E-12	1,439E-11	3,264E-11	3,282E-10	3,282E-10

	$\Delta$ '0Ax'	$\Delta$ '0Ay'	$\Delta$ '0Bx'	$\Delta$ '0Tz'	$\Delta$ %'0Ax'	$\Delta$ %'0Ay'	$\Delta$ %'0Bx'	$\Delta$ %'0Tz'
1° MODO	1,028E-09	1,032E-09	1,030E-09	1,037E-09	98,813	99,143	99,016	99,668
2° MODO	1,773E-09	1,780E-09	1,777E-09	1,769E-09	99,452	99,850	99,690	99,252
3° MODO	3,254E-10	3,241E-10	3,242E-10	3,212E-10	99,161	98,761	98,780	97,879

Dalle tabelle che confrontano i risultati ottenuti si evidenzia una amplificazione maggiore per i primi due modi e di valore minore per il 3°. Tutti i valori sono comunque confrontabili e non indicano particolari condizioni di eccitazione o risposta anomala. Le differenze di amplificazione sono maggiori rispetto ai due casi

precedenti ciò dimostra la corretta identificazione delle caratteristiche dinamiche del Condominio APEEA.

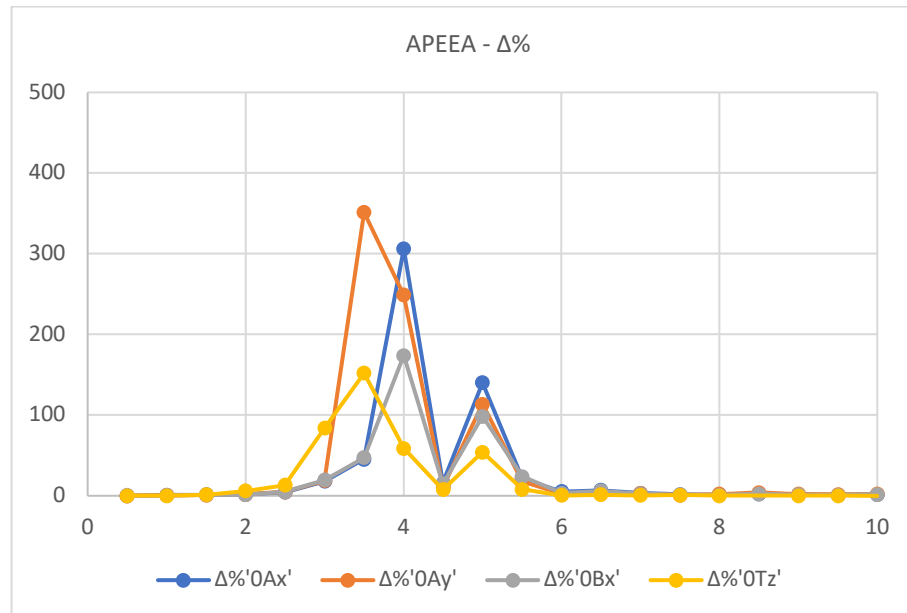


Figura 3-6: Elaborazione Condominio APEEA – Variabilità Δ%-Frequenza

Dalla Figura 3-6 risulta evidente come le maggiori amplificazioni del segnale di concentrino per frequenze comprese tra 3Hz e 5,5Hz, con la presenza di diversi picchi.

Dall’osservazione dei grafici della PSD e dalle elaborazioni dei dati dei tre edifici non sembrano emergere particolari condizioni di eccitazione. Si ricorda che il segnale misurato alla base non può essere assunto come free field, ovvero misura della vibrazione del terreno, ma è influenzato dalla risposta stessa dell’edificio in quanto la terna di sensori a terra viene installata sul piano di fondazione. Se confrontassimo i due Condomini Santarelli si può notare un’analogia nello spettro: i due edifici hanno diverso sviluppo in pianta, eppure, sono individuate dalle stesse frequenze proprie di vibrazione. Tali edifici sono caratterizzati da 4 elevazioni mentre il Condominio APEEA con dinamica “chiara” da 5. Ciò potrebbe indicare che la rigidità dell’edificio influenzi in qualche modo la prova di identificazione dinamica.



### 3.2 Modal Tracking

Il modal tracking è un procedimento che permette di estrarre dalle numerose letture quelle che sono simili ad una certa frequenza scelta. Attraverso questa elaborazione è possibile determinare tra tutti i dati disponibili, quelli che si riferiscono allo stesso modo, confrontando frequenza, MAC e quindi la forma modale stessa. Il codice che permette di eseguire questa operazione è implementato in MATLAB e si basa sulla scelta di:

- $f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$  ovvero  $n$  frequenze dette di benchmark che si andranno a confrontare con tutte le frequenze trovate dal sistema di monitoraggio;
- $\Delta f_{lim}$  espresso in % è il massimo errore tollerabile quando si cercano soluzioni vicine ad una delle frequenze benchmark, tale valore può essere differente per ognuna delle  $f_1, f_2, \dots, f_n$  solitamente si impiegano valori % maggiori per i modi superiori in quanto i valori sono mediamente più dispersi. Nel caso specifico si è scelto un  $\Delta f_{lim}=5\%$  per il primo modo individuato e  $\Delta f_{lim}=10\%$  per il secondo e per il terzo.
- $\Delta MAC_{lim}$  espresso come valore compreso tra 0 ed 1. Si consiglia di assumere un valore compreso tra 0,1 e 0,3, così facendo si otterranno forme con MAC compreso tra 0,7 e 0,9. Nel caso specifico si è scelto  $\Delta MAC_{lim}=0,2$  che porta ad avere forme con  $MAC=0,8$  e quindi forme molto simili tra loro (per forme uguali si ha 1).

Fissati i parametri il codice scarta tutte quelle frequenze la cui  $\Delta f$  non rientra nel valore limite:

$$\Delta f = \frac{f_{bench} - f_i}{f_{bench}} < \Delta f_{lim}$$

Allo stesso modo confronta il MAC ed applica la stessa selezione:

$$\Delta MAC = 1 - MAC < \Delta MAC_{lim}$$

Inoltre, è possibile scegliere se far pesare maggiormente la differenza in frequenza oppure quella in MAC in quanto per il calcolo della distanza è possibile assegnare pesi differenti alle due differenze.

$$D = w_f \cdot \Delta f + w_{MAC} \cdot \Delta MAC$$

Nel caso specifico si sono impiegati  $w_f$  e  $w_{MAC}$  unitari.

La scelta dell'elaborazione del modal tracking consente, per i Condomini Santarelli 2A e Santarelli 2B, di accertare che le linee marcate individuate dai diagrammi frequenza-tempo si riferiscano ad una stessa forma modale. Potrebbe infatti trattarsi di forme con frequenza molto simile ma spostamenti modali differenti. Tale procedimento attesta che le forme individuate sono stabili e la prova è ripetibile nel tempo.

Altro parametro importante per la determinazione dei modi è il MCF; tale valore non costituisce un parametro di selezione nella routine MATLAB per il modal tracking ma può dare indicazioni sui modi individuati. Il Modal Complexity Factor (MCF) indica la “complessità” di un modo e viene così determinato:

$$MCF = 1 - \frac{(S_{xx} - S_{yy})^2 + 4S_{xy}^2}{(S_{xx} + S_{yy})^2}$$

$$S_{xx} = Re\{\phi_r\}^T Re\{\phi_r\} \quad S_{yy} = Im\{\phi_r\}^T Im\{\phi_r\} \quad S_{xy} = Re\{\phi_r\}^T Im\{\phi_r\}$$

Dove  $\phi_r$  è il vettore degli spostamenti modali, composto da numeri complessi e rappresentabile nel piano complesso come indicato nella Figura 3-7. Nella figura vengono messi a confronto due modi: il modo (a) è caratterizzato nell'aver un basso MCF, infatti, le componenti immaginarie assumono valori bassi mentre il modo (b) ha un MCF decisamente più elevato con maggiori contributi della parte immaginaria.

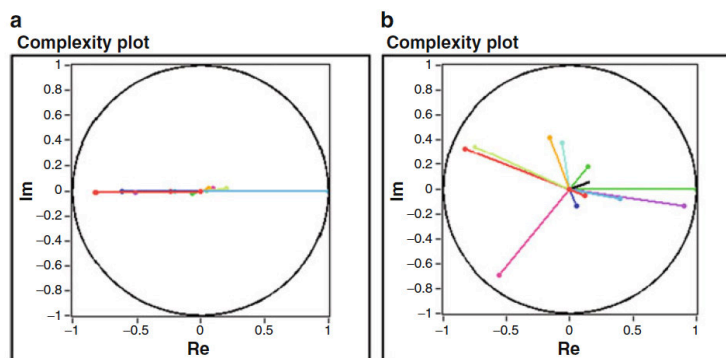


Figura 3-7: Rappresentazione nel piano complesso di una forma caratterizzata da un MCF basso (a) ed una forma caratterizzata da un MCF alto (b)

Il Modal Complexity Factor per definizione può assumere valori compresi tra 0 ed 1, solitamente viene espresso in percentuale. Per i modi reali tale parametro dovrebbe essere molto vicino a 0. Può assumere valori elevati qualora si abbia:

- Smorzamento non proporzionale;
- Misure con elevato rumore o inadeguatezza nella stima dei parametri modali;
- Misure inconsistenti dovute ad una variazione delle condizioni al contorno nel tempo.

### 3.2.1 Condominio Santarelli 2A

Per il modal tracking dei risultati del Condominio Santarelli 2A, si sono scelte 2 frequenze che risultano maggiormente visibili dal diagramma frequenza-tempo:

- 1° modo con frequenza compresa tra 3,0Hz e 3,2Hz
- 2° modo con frequenza compresa tra 5,8Hz e 6,1Hz

In questo range di frequenze le identificazioni sembrano stabili nel tempo e ben individuate in diversi periodi del giorno (variazione giornaliera) e nell'arco della settimana (variazione settimanale). Ricontrato che non sono presenti variazioni giornaliere, settimanali o stagionali, si procede con la selezione di n°5 letture scelte arbitrariamente. Nella Tabella 3-4 si indicano le 5 letture scelte con riportata la frequenza individuata.

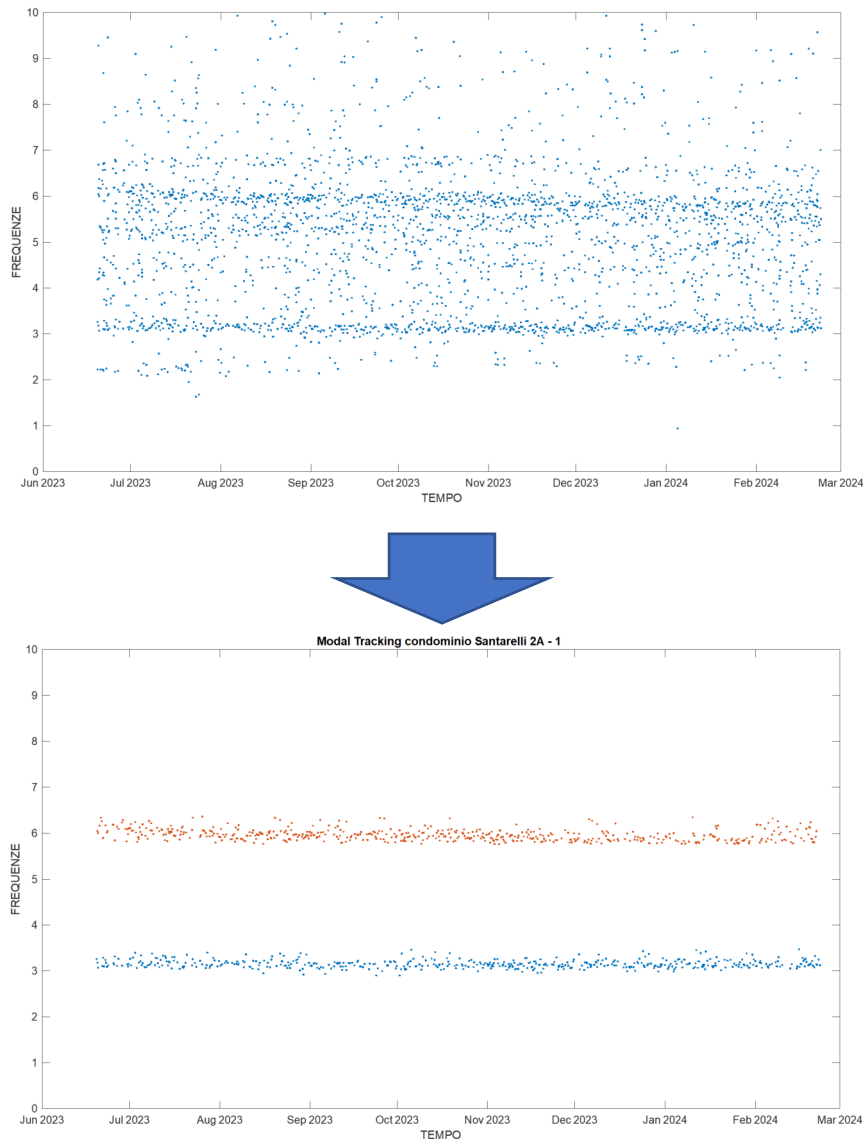


Figura 3-8: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Grafico Frequenze-Tempo pre e post modal tracking

Nella Figura 3-8 sono riportati i due grafici frequenze-tempo pre e post modal tracking relativi alla 1° lettura scelta del 08-Jul-2023. A valle dell’elaborazione vengono scartati tutti i dati non collegati alle due frequenze scelte, sia per differenza in frequenza che per differenza in forma.

Tabella 3-4: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – 5 letture scelte per il modal tracking

DATA	f1 [Hz]	f2 [Hz]
08-Jul-2023 05:59:40	1° modo identificato 3,14835	3° modo identificato 6,06337
14-Aug-2023 17:59:40	1° modo identificato 3,17006	3° modo identificato 6,02374
30-Sep-2023 17:59:40	1° modo identificato 3,10366	3° modo identificato 5,9465
16-Nov-2023 11:59:40	1° modo identificato 3,09032	5° modo identificato 5,88392
21-Feb-2024 05:59:40	1° modo identificato 3,07842	4° modo identificato 5,80391

Sempre riferendosi ai valori post modal tracking ottenuti dal confronto della 1° lettura come valore benchmark, si sceglie di rappresentare i valori in funzione dell'orario al quale è avvenuta l'identificazione. Nel caso del Condominio Santarelli 2A la disposizione delle frequenze individuate mostra maggiore dispersione nelle identificazioni avvenute dalle ore 23:59; oltre alla maggiore dispersione dei valori si hanno anche un numero inferiori di identificazioni valide come indicato in Tabella 3-5. Per identificazioni valide si intendono quelle in cui si è identificata almeno una frequenza compatibile con i due valori di riferimento scelti dalla 1° lettura.

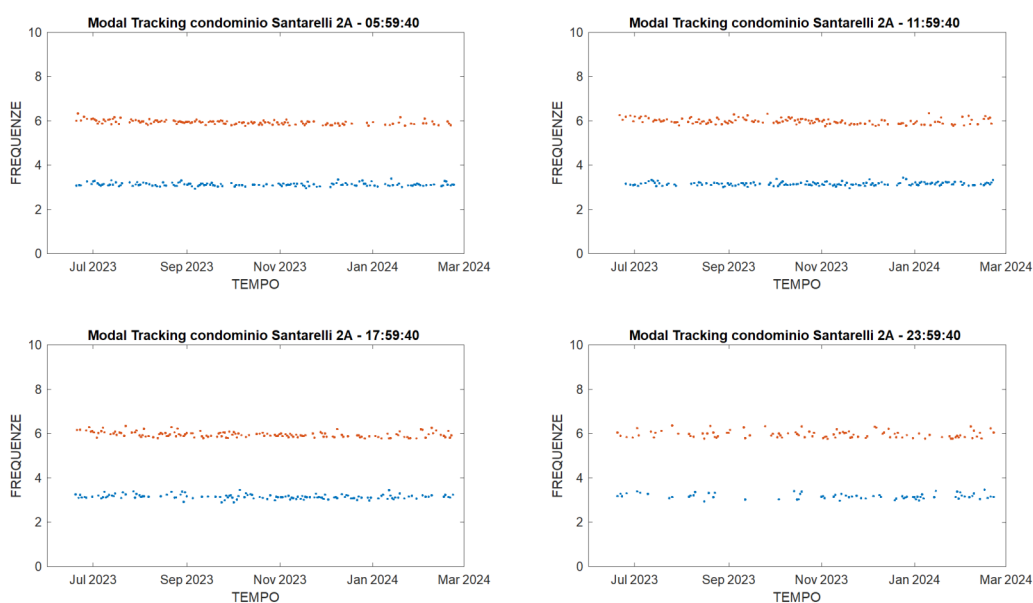


Figura 3-9: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Grafici Frequenze-Tempo post modal tracking per i diversi orari di identificazione

Tabella 3-5: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Letture totali e letture valide per i diversi orari di identificazione

ORARIO	TOTALE LETTURE	VALIDE	%
05:59:40	341	267	78,3
11:59:40	340	267	78,5
17:59:40	343	251	73,2
23:59:40	340	166	48,8

Tale difficoltà di identificazione non sembra essere collegata ai valori assunti dal RMS in quanto quelli pre e post modal tracking sono paragonabili; in Tabella 3-6 i valori pre e post modal tracking del RMS divisi per orario di identificazione.

Tabella 3-6: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Valori medi e scarto quadratico medio del RMS base e sommità pre e post modal tracking per i diversi orari di identificazione

05:59:40				11:59:40			
		PRE	POST			PRE	POST
BASE	mean	7,395E-06	7,323E-06	mean	7,416E-06	7,400E-06	
	rms	7,734E-06	7,653E-06	rms	7,705E-06	7,687E-06	
SOMMITÀ	mean	3,461E-05	3,313E-05	mean	3,563E-05	3,354E-05	
	rms	4,407E-05	3,457E-05	rms	5,485E-05	3,844E-05	

17:59:40				23:59:40			
		PRE	POST			PRE	POST
BASE	mean	6,371E-06	6,291E-06	mean	7,882E-06	7,145E-06	
	rms	6,630E-06	6,523E-06	rms	8,973E-06	8,392E-06	
SOMMITÀ	mean	3,015E-05	3,007E-05	mean	3,462E-05	3,022E-05	
	rms	4,529E-05	4,602E-05	rms	5,190E-05	3,643E-05	

Oltre ai valori di frequenza si riporti nel seguito, per ciascuna lettura individuata, il valore di smorzamento  $\xi$ , gli spostamenti modali legati a ciascun sensore normalizzati rispetto al valore massimo posto pari ad 1 ed il valore del Modal Complexity Factor (MCF). Quest'ultimo è un indicatore numerico che rappresenta la complessità del modo e che può variare da 0% a 100% (MCF = 0% modo reale, MCF = 100% modo complesso). Tutte le frequenze fornite dall'identificazione non è detto che siano modi propri della struttura, solitamente non sono modi propri qualora:

- Lo smorzamento assume un valore molto elevato non compatibile con quello della struttura (oltre 10%);
- Il Modal Complexity Factor (MCF) assume valori superiori al 20%.

Nel caso del Condominio Santarelli 2A, entrambe le condizioni vengono soddisfatte come emerge dai valori riportati in Tabella 3-7.

Tabella 3-7: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Frequenze, smorzamenti, spostamenti modali normalizzati e MCF delle 5 letture scelte per il modal tracking

<b>L1 - 08-Jul-2023 05:59:40</b>						
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	02.HNY	02.HNX	03.HNY	MCF [%]
3,1484	8,3974	0,2974	1,0000	0,1199	0,8895	8,9120
6,0634	4,6182	1,0000	0,4695	-0,4438	-0,6032	3,2200

<b>L2 - 14-Aug-2023 17:59:40</b>						
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	02.HNY	02.HNX	03.HNY	MCF [%]
3,1701	5,0126	0,3196	1,0000	0,0170	0,8148	2,5609
6,0237	3,4424	1,0000	0,4617	-0,7299	-0,8817	12,8811

<b>L3 - 30-Sep-2023 17:59:40</b>						
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	02.HNY	02.HNX	03.HNY	MCF [%]
3,1037	3,9350	-0,0833	-1,0000	-0,0889	-0,9958	12,2901
5,9465	4,8224	1,0000	0,6597	-0,7912	-0,6857	4,0721

<b>L4 - 16-Nov-2023 11:59:40</b>						
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	02.HNY	02.HNX	03.HNY	MCF [%]
3,0903	3,2721	-0,0417	0,9206	0,1203	1,0000	16,0771
5,8839	2,5776	-1,0000	-0,4829	0,5193	0,6662	6,2227

<b>L5 - 21-Feb-2024 05:59:40</b>						
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	02.HNY	02.HNX	03.HNY	MCF [%]
3,0784	1,0314	0,0037	-0,9706	-0,0633	-1,0000	2,8688
5,8039	2,0765	-1,0000	-0,5227	0,6427	0,7194	13,6900

### 3.2.2 Condominio Santarelli 2B

Per il modal tracking dei risultati del Condominio Santarelli 2B, si sono scelte 3 frequenze che risultano maggiormente visibili dal diagramma frequenza-tempo:

- 1° modo con frequenza compresa tra 3,0Hz e 3,2Hz
- 2° modo con frequenza compresa tra 5,4Hz e 5,8Hz
- 3° modo con frequenza compresa tra 6,0Hz e 6,4Hz

In questo range di frequenze le identificazioni sembrano stabili nel tempo e ben individuate in diversi periodi del giorno (variazione giornaliera) e nell'arco della settimana (variazione settimanale). Riscontrato che non sono presenti variazioni giornaliere, settimanali o stagionali, si procede con la selezione di n°5 letture scelte arbitrariamente. Nella Tabella 3-8 si indicano le 5 letture scelte con riportata la frequenza individuata.

Tabella 3-8: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – 5 letture scelte per il modal tracking

DATA	f1 [Hz]	f2 [Hz]	f3 [Hz]
26-Jun-2023 05:59:40	1° modo identificato 3,0706	4° modo identificato 5,4049	5° modo identificato 6,2747
03-Aug-2023 23:59:40	1° modo identificato 3,1330	7° modo identificato 5,7293	8° modo identificato 6,3302
18-Oct-2023 11:59:40	1° modo identificato 3,1626	4° modo identificato 5,4729	6° modo identificato 6,2679
03-Jan-2023 11:59:40	1° modo identificato 3,1115	4° modo identificato 5,4315	6° modo identificato 6,0640
10-Feb-2024 05:59:40	1° modo identificato 3,1629	3° modo identificato 5,621	5° modo identificato 6,1522

Rispetto al caso precedente il Condominio Santarelli 2B mostra una maggiore dispersione dei risultati ottenuti dall'identificazione. Nonostante siano comunque presenti 4 o 3 linee più marcate (prima e dopo Dec 2023) si è scelto di individuare solamente 3 frequenze. Questa scelta si basa sulla possibilità di eseguire nuove elaborazioni dati quando si avranno maggiori informazioni sul monitoraggio. Se il 4° modo individuabile prima di Dicembre 2023 scompare nel periodo successivo, è facile pensare che questo non sia più presente nelle letture ancora più recenti.



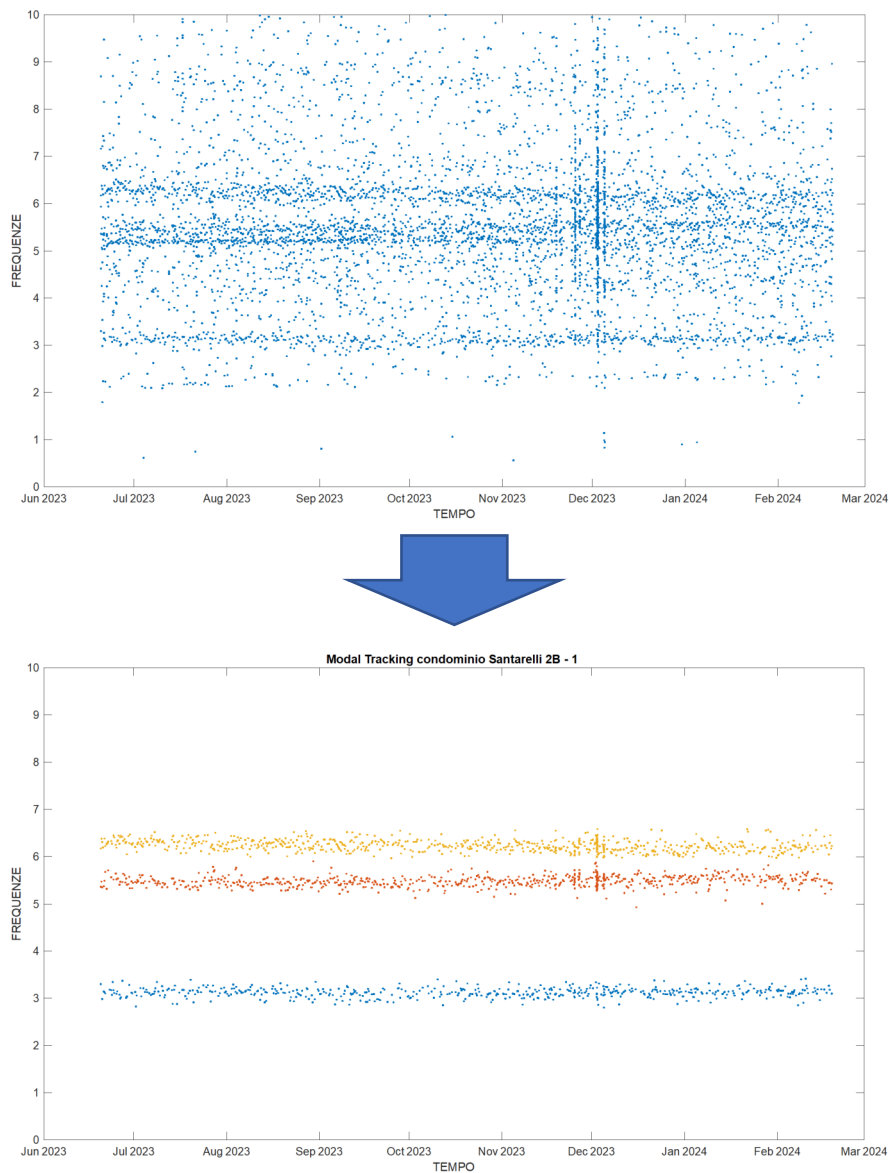


Figura 3-10: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Grafico Frequenze-Tempo pre e post modal tracking

Nella Figura 3-10 sono riportati i due grafici frequenze-tempo pre e post modal tracking relativi alla 1° lettura scelta del 26-Jun-2023. A valle dell'elaborazione vengono scartati tutti i dati non collegati alle due frequenze scelte, sia per differenza in frequenza che per differenza in forma.

Sempre riferendosi ai valori post modal tracking ottenuti dal confronto della 1° lettura come valore benchmark, si sceglie di rappresentare i valori in funzione dell'orario al quale è avvenuta l'identificazione. Nel caso del Condominio Santarelli 2B la disposizione delle frequenze individuate mostra maggiore dispersione nelle identificazioni avvenute dalle ore 23:59; oltre alla maggiore

dispersione dei valori si hanno anche un numero inferiori di identificazioni valide come indicato in Tabella 3-9. Per identificazioni valide si intendono quelle in cui si è identificata almeno una frequenza compatibile con i due valori di riferimento scelti dalla 1° lettura.

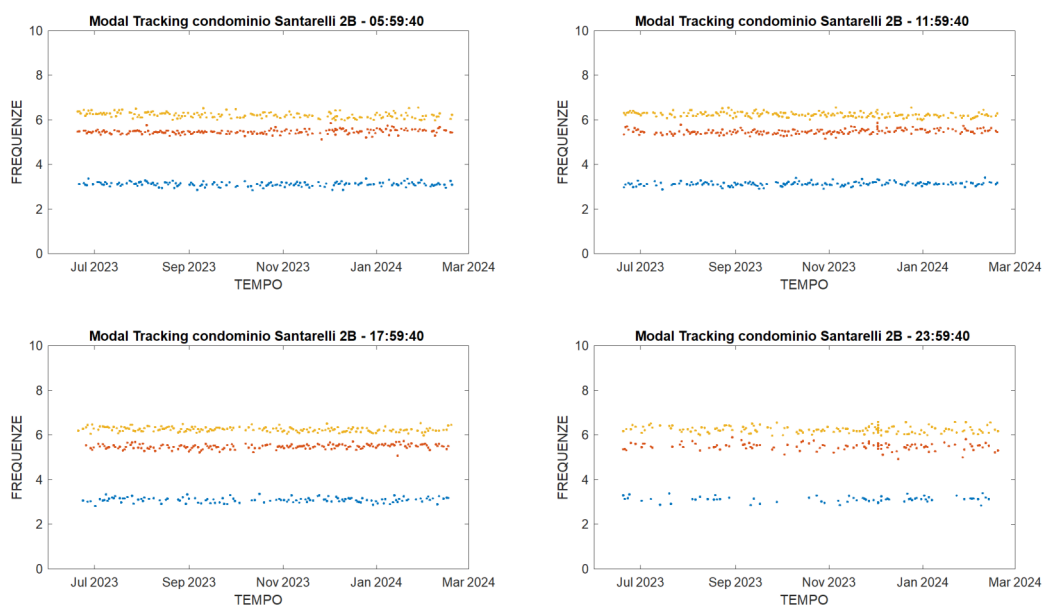


Figura 3-11: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Grafici Frequenze-Tempo post modal tracking per i diversi orari di identificazione

Tabella 3-9: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Letture totali e letture valide per i diversi orari di identificazione

ORARIO	TOTALE LETTURE	VALIDE	%
05:59:40	336	269	80,1
11:59:40	341	281	82,4
17:59:40	335	262	78,2
23:59:40	350	208	59,4

Tale difficoltà di identificazione, come per il caso precedente, non sembra essere collegata ai valori assunti dal RMS in quanto quelli pre e post modal tracking sono paragonabili; in Tabella 3-10 i valori pre e post modal tracking del RMS divisi per orario di identificazione.

Tabella 3-10: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Valori medi e scarto quadratico medio del RMS base e sommità pre e post modal tracking per i diversi orari di identificazione

05:59:40			
		PRE	POST
BASE	mean	1,515E-05	1,515E-05
	rms	8,543E-05	8,543E-05
SOMMITÀ	mean	3,783E-05	3,783E-05
	rms	4,625E-05	4,625E-05

11:59:40			
		PRE	POST
BASE	mean	2,214E-05	2,218E-05
	rms	1,217E-04	1,219E-04
SOMMITÀ	mean	3,678E-05	3,670E-05
	rms	4,640E-05	4,634E-05

17:59:40			
		PRE	POST
BASE	mean	1,204E-05	8,079E-06
	rms	7,422E-05	3,061E-05
SOMMITÀ	mean	3,169E-05	3,172E-05
	rms	4,037E-05	4,042E-05

23:59:40			
		PRE	POST
BASE	mean	4,722E-05	4,831E-05
	rms	2,718E-04	2,756E-04
SOMMITÀ	mean	3,906E-05	3,448E-05
	rms	9,270E-05	5,377E-05

Oltre ai valori di frequenza si riporti nel seguito, per ciascuna lettura individuata, il valore di smorzamento  $\xi$ , gli spostamenti modali legati a ciascun sensore normalizzati rispetto al valore massimo posto pari ad 1 ed il valore del Modal Complexity Factor (MCF). Quest'ultimo è un indicatore numerico che rappresenta la complessità del modo e che può variare da 0% a 100% (MCF = 0% modo reale, MCF = 100% modo complesso). Tutte le frequenze fornite dall'identificazione non è detto che siano modi propri della struttura, solitamente non sono modi propri qualora:

- Lo smorzamento assume un valore molto elevato non compatibile con quello della struttura (oltre 10%);
- Il Modal Complexity Factor (MCF) assume valori superiori al 20%.

Nel caso del Condominio Santarelli 2B, le condizioni vengono soddisfatte per lo smorzamento ma non per il MCF come emerge dai valori riportati in Tabella 3-11. I valori di MCF piuttosto elevato potrebbero indicare che il 1° modo risulta particolarmente complesso in forma.

Tabella 3-11: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Frequenze, smorzamenti, spostamenti modali normalizzati e MCF delle 5 letture scelte per il modal tracking

<b>L1 - 26-Jun-2023 05:59:40</b>					
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	01.HNX	02.HNY	MCF [%]
3,071	7,088	0,085	-0,990	-1,000	28,904
5,405	2,618	-1,000	0,280	-0,246	10,536
6,275	2,484	-0,208	0,768	-1,000	4,693

<b>L2 - 03-Aug-2023 23:59:40</b>					
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	01.HNX	02.HNY	MCF [%]
3,133	4,937	0,173	0,540	1,000	10,844
5,729	5,001	-1,000	0,169	-0,440	8,458
6,330	1,624	-0,284	0,214	-1,000	5,359

<b>L3 - 18-Oct-2023 11:59:40</b>					
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	01.HNX	02.HNY	MCF [%]
3,163	1,756	0,129	-0,268	-1,000	26,120
5,479	3,109	-1,000	-0,026	-0,460	9,122
6,268	3,283	-0,236	0,238	-1,000	1,509

<b>L4 - 03-Jan-2023 11:59:40</b>					
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	01.HNX	02.HNY	MCF [%]
3,111	4,314	0,200	-0,355	-1,000	12,558
5,431	2,589	-1,000	0,213	-0,130	4,089
6,064	1,831	-0,645	0,308	-1,000	1,692

<b>L5 - 10-Feb-2024 05:59:40</b>					
f [Hz]	$\xi$ [%]	01.HNY	01.HNX	02.HNY	MCF [%]
3,163	2,790	0,083	-0,307	-1,000	20,417
5,621	2,463	-1,000	0,070	-0,601	2,661
6,152	6,211	-0,236	0,499	-1,000	8,759

### 3.3 MAC

Per poter validare il modal tracking eseguito solamente con la 1° lettura scelta occorre verificare le 5 forme modali attraverso un controllo del valore assunto dal Modal Assurance Criterion. Il Modal Assurance Criterion, o in breve MAC, è usato come misura della correlazione tra due forme modali, la sua espressione fornita da Allemang & Brown (1982) è la seguente:

$$MAC(\{\phi_n^a\}, \{\phi_n^e\}) = \frac{|\{\phi_n^a\}^T \{\phi_n^e\}|^2}{(\{\phi_n^a\}^T \{\phi_n^a\})(\{\phi_n^e\}^T \{\phi_n^e\})}$$

Dove  $\phi_n^a$  è la forma modale di riferimento mentre  $\phi_n^e$  è la forma modale trovata sperimentalmente.

Per la definizione assume valori compresi tra 0 ed 1, dove il valore 0 indica che i vettori delle forme modali sono ortogonali (forme differenti) mentre il valore 1 indica perfetta corrispondenza della forma eccetto che per un fattore di scala. Una buona correlazione tra lo stesso modo si ha per valori di  $MAC > 0,8$ . Tale indice risulta molto utile nel campo delle prove di identificazione dinamica sperimentale in quanto la metodologia consente una buona stima della forma ma l'ampiezza non può essere determinata in quanto non si hanno a disposizione informazioni sulle caratteristiche dell'edificio (massa partecipante, rigidità traslazionale e torsionale).

#### 3.3.1 Condominio Santarelli 2A

Per il Condominio Santarelli 2A si riportano in Tabella 3-12 i valori delle 5 letture e dei valori del MAC riferiti allo stesso modo.

Tabella 3-12: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Confronto MAC tra la 1° lettura e le altre 4 letture scelte

MAC - CONDOMINIO SANTARELLI 2A									
	L1 [Hz]	L2 [Hz]	L3 [Hz]	L4 [Hz]	L5 [Hz]	MAC 1-2	MAC 1-3	MAC 1-4	MAC 1-5
1° MODO	3,15	3,17	3,10	3,09	3,08	0,99	0,95	0,93	0,95
2° MODO	6,06	6,02	5,95	5,88	5,80	0,96	0,97	1	0,98

In Figura 3-12 la rappresentazione grafica delle matrici del MAC. Oltre al calcolo del valore riferito allo stesso modo si determina il valore ottenuto incrociando i modi. Si può concludere che il 1° ed il 2° modo individuati non sono accoppiati, mentre di volta in volta il 1° ed il 2° modo da letture diverse hanno la stessa forma.

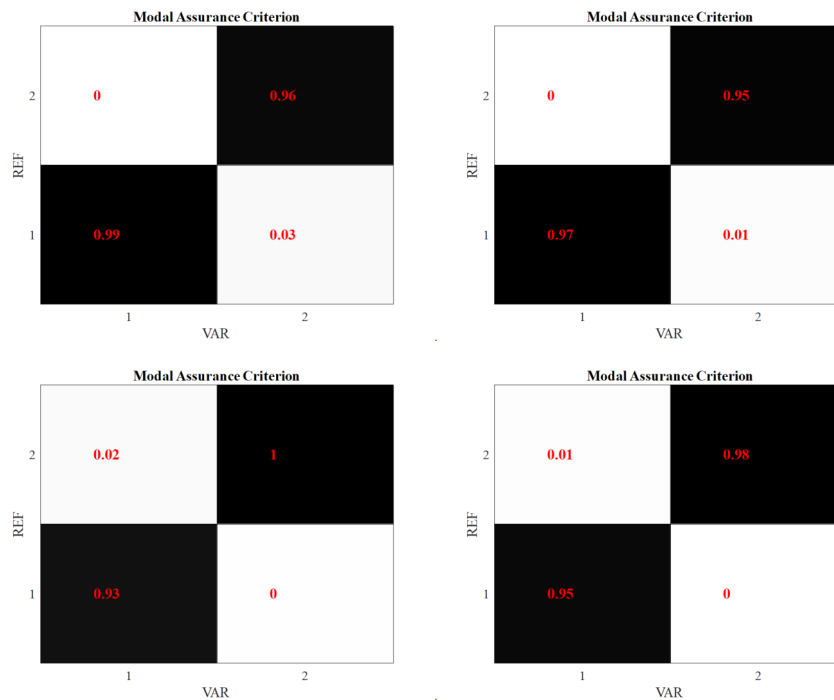


Figura 3-12: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Confronto grafico MAC tra le letture scelte, da in alto a sinistra L1-L2, L1-L3, L1-L4, L1-L5

### 3.3.2 Condominio Santarelli 2B

Per il Condominio Santarelli 2B si riportano in Tabella 3-13 i valori delle 5 letture e dei valori del MAC riferiti allo stesso modo.

Tabella 3-13: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Confronto MAC tra la 1° lettura e le altre 4 letture scelte

	MAC - CONDOMINIO SANTARELLI 2B								
	L1 [Hz]	L2 [Hz]	L3 [Hz]	L4 [Hz]	L5 [Hz]	MAC 1-2	MAC 1-3	MAC 1-4	MAC 1-5
1° MODO	3,071	3,133	3,163	3,111	3,163	0,88	0,75	0,81	0,79
2° MODO	5,405	5,729	5,479	5,431	5,621	0,96	0,89	0,98	0,88
3° MODO	6,275	6,330	6,268	6,064	6,152	0,81	0,84	0,76	0,96

In Figura 3-13 la rappresentazione grafica delle matrici del MAC. Oltre al calcolo del valore riferito allo stesso modo si determina il valore ottenuto incrociando i modi. Si può concludere che il 1° ed il 2° modo individuati non sono accoppiati, mentre il 1° ed il 3° hanno un accoppiamento non trascurabile. I valori sulla diagonale sono comunque prossimi a 0,8 indicando che ci si sta riferendo allo stesso modo.

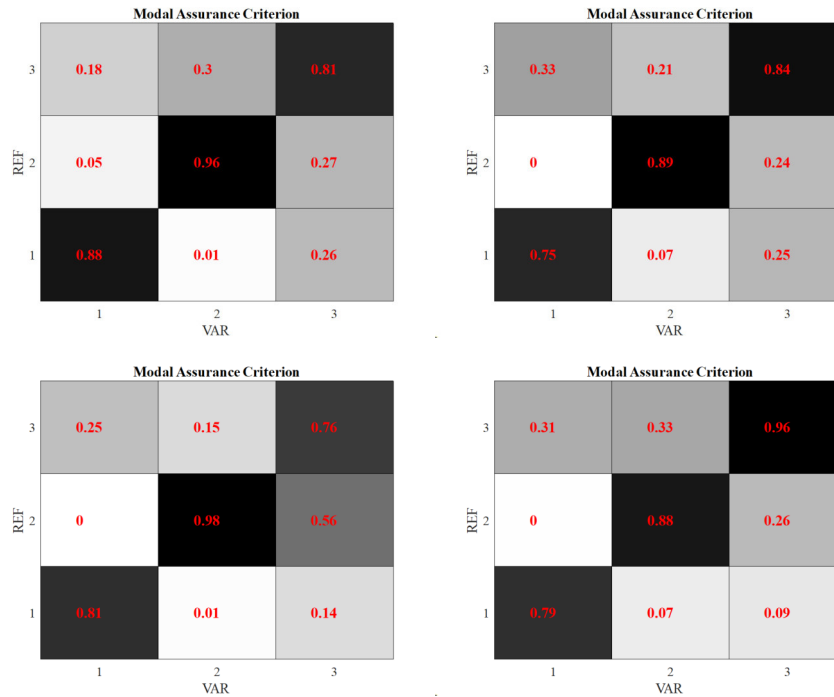


Figura 3-13: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Confronto grafico MAC tra le letture scelte, da in alto a sinistra LI-L2, L1-L3, L1-L4, L1-L5

### 3.4 Forme modali

Determinato che a valle del modal tracking ci si sta riferendo alla stessa forma modale, occorre ora rappresentarla. La rappresentazione dei modi propri si esegue trasformando gli spostamenti modali da numeri complessi a numeri reali attraverso un codice MATLAB e l'impiego dell'applicativo "modal\_shapes\_buildings.exe" sviluppato dal gruppo di ricerca dell'UNIVPM. Poiché si hanno a disposizione solamente gli spostamenti dei sensori al piano terra ed al piano sottotetto, la rappresentazione può essere eseguita solamente per l'ultimo piano rigido individuato, ovvero quello sul quale sono installati i sensori in sommità.

Verranno nel seguito rappresentate le sole forme modali relative alla 1° lettura sia per il Condominio Santarelli 2A che per il Condominio Santarelli 2B.

### 3.4.1 Condominio Santarelli 2A

#### 1° MODO

Il 1° modo risulta accoppiato, di tipo roto-traslazionale in Y. La rotazione non avviene attorno al centro di rigidezza dell'edificio il che lo fa risultare un modo non convenzionale.

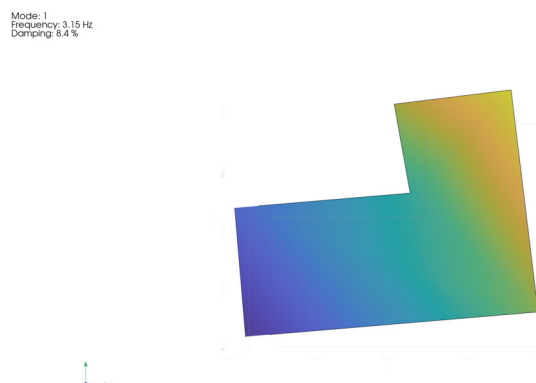


Figura 3-14: Elaborazione Condominio Santarelli 2A - Rappresentazione della forma modale del 1° modo

#### 2° MODO

Anche il 2° modo risulta accoppiato, di tipo roto-traslazionale in X ed Y ma centro di rotazione differente rispetto al 1°. La rotazione è di entità minore rispetto alla forma modale precedente ma non avviene comunque attorno al centro di rigidezza.

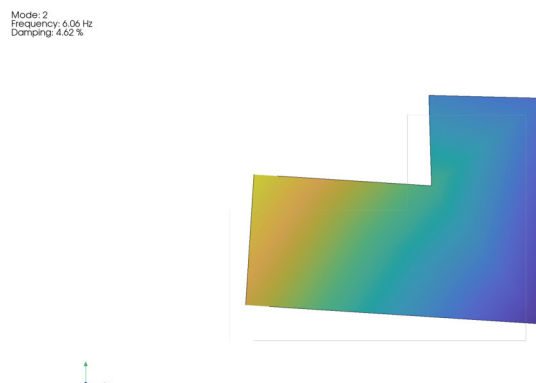


Figura 3-15: Elaborazione Condominio Santarelli 2A - Rappresentazione della forma modale del 2° modo



### 3.4.2 Condominio Santarelli 2B

#### 1° MODO

Il 1° modo risulta accoppiato, di tipo roto-traslazionale in X. La rotazione ha entità simile rispetto alla traslazione e non avviene attorno al centro di rigidità dell'edificio. Anche questo modo non risulta essere un modo di tipo non convenzionale.

Mode: 1  
Frequency: 3.07 Hz  
Damping: 7.99 %

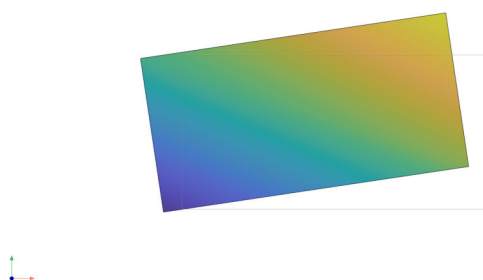


Figura 3-16: Elaborazione Condominio Santarelli 2B - Rappresentazione della forma modale del 1° modo

#### 2° MODO

Il 2° modo risulta accoppiato, di tipo roto-traslazionale in Y. La rotazione ha entità maggiore rispetto alla traslazione. Anche questo modo non risulta essere un modo di tipo non convenzionale.

Mode: 2  
Frequency: 5.4 Hz  
Damping: 2.62 %

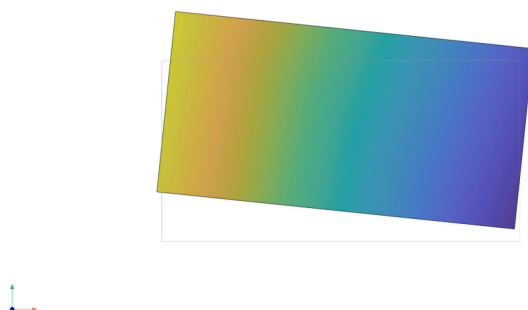


Figura 3-17: Elaborazione Condominio Santarelli 2B - Rappresentazione della forma modale del 2° modo

### 3° MODO

Il 3° modo individuato risulta accoppiato, di tipo roto-traslazionale in X. La rotazione ha entità minore rispetto alla traslazione. Anche questo modo non risulta essere un modo di tipo non convenzionale.

Mode: 3  
Frequency: 6.27 Hz  
Damping: 2.48 %

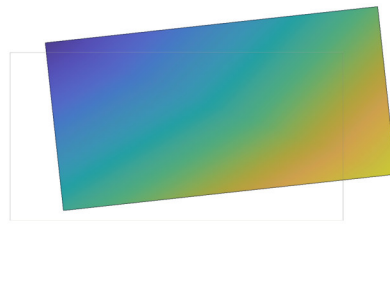


Figura 3-18: Elaborazione Condominio Santarelli 2B - Rappresentazione della forma modale del 3° modo

### 3.5 STFT

La STFT (Short-Time Fourier Transform) è una trasformata di Fourier applicata su finestre temporali di breve durata di un segnale. Questa tecnica permette di analizzare la variazione delle componenti spettrali di un segnale nel tempo ed è particolarmente utile per segnali non stazionari, ossia segnali le cui proprietà cambiano nel tempo. Per ottenere una STFT si seguono i seguenti step:

- **Windowing:** Il segnale viene suddiviso in segmenti temporali (o finestre) di breve durata. Ogni finestra contiene una porzione del segnale su cui verrà applicata la trasformata di Fourier. La finestra è di solito una funzione come una finestra rettangolare di Hanning, ecc., che viene applicata per limitare l'intervallo di tempo considerato.
- **Trasformata di Fourier:** Viene calcolata la trasformata di Fourier per ciascuna finestra, ottenendo così lo spettro di frequenze di quel segmento temporale specifico.
- **Scorrimento della finestra:** La finestra temporale viene fatta scorrere lungo il segnale, generalmente con una sovrapposizione parziale tra le finestre successive e il processo viene ripetuto per ciascuna posizione della finestra.

Nel caso di un segnale continuo  $x(t)$  si applica:

$$STFT\{x(t)\}(\tau, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)\omega(t - \tau)e^{-i\omega t} dt$$

Dove  $\omega(t)$  è la funzione finestra,  $\tau$  è la variabile temporale e  $\omega$  la pulsazione. Mentre nel caso di un segnale discreto  $x[n]$ :

$$STFT\{x[n]\}(\tau, \omega) = \sum_{n=-\infty}^{+\infty} x[n]\omega[n - m]e^{-i\omega n}$$

Dove  $\omega [n]$  è la funzione finestra e  $m$  è una variabile discreta. L'ampiezza al quadrato della funzione STFT fornisce la rappresentazione spettrale della densità di potenza spettrale, in particolare:

$$spectrogram\{x(t)\}(\tau, \omega) = |STFT\{x(t)\}(\tau, \omega)|^2$$

Analogamente alla determinazione della PSD, tale funzione fornisce l'informazione sulla densità di potenza spettrale ma consente l'individuazione di finestre temporali e quindi si può confrontare l'andamento della PSD nel tempo.

La rappresentazione della STFT per i diversi segnali misurati alla base dei Condomini Santarelli 2A e Santarelli 2B, sia per le prove singole AVT che per i segnali provenienti dalle identificazioni del monitoraggio consentono di valutare l'input nel tempo. L'identificazione potrebbe infatti essere influenzata da un input non costante nel tempo, ad esempio con un particolare contenuto in frequenza solamente per alcuni minuti, che comporterebbe la non validità delle ipotesi alla base dell'identificazione modale operativa con vibrazioni ambientali. Come già esposto, questa tipologia di prove si basa sull'ipotesi di avere un segnale in ingresso a spettro piatto e costante nel tempo.

### 3.5.1 Condominio Santarelli 2A

La STFT del segnale proveniente dagli accelerometri installati alla base dell'edificio viene eseguita sia per la prova AVT singola, con durata pari a 90 minuti di acquisizione, che per le prove di identificazione del sistema di monitoraggio, con durata pari a 30 minuti di acquisizione. Per la prova AVT i segnali alla base della fondazione sono "0Ax", "0Ay" e "0Az" mentre per le identificazioni dal sistema di monitoraggio sono "00.HNX", "00.HNY", "00.HNZ", si riferiscono comunque alla stessa direzione.

#### *PROVA AVT (90 MINUTI)*

In Figura 3-19 per ogni canale di misurazione si riportano rispettivamente: il segnale misurato, la STFT con vista dall'alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz la STFT con vista tridimensionale.

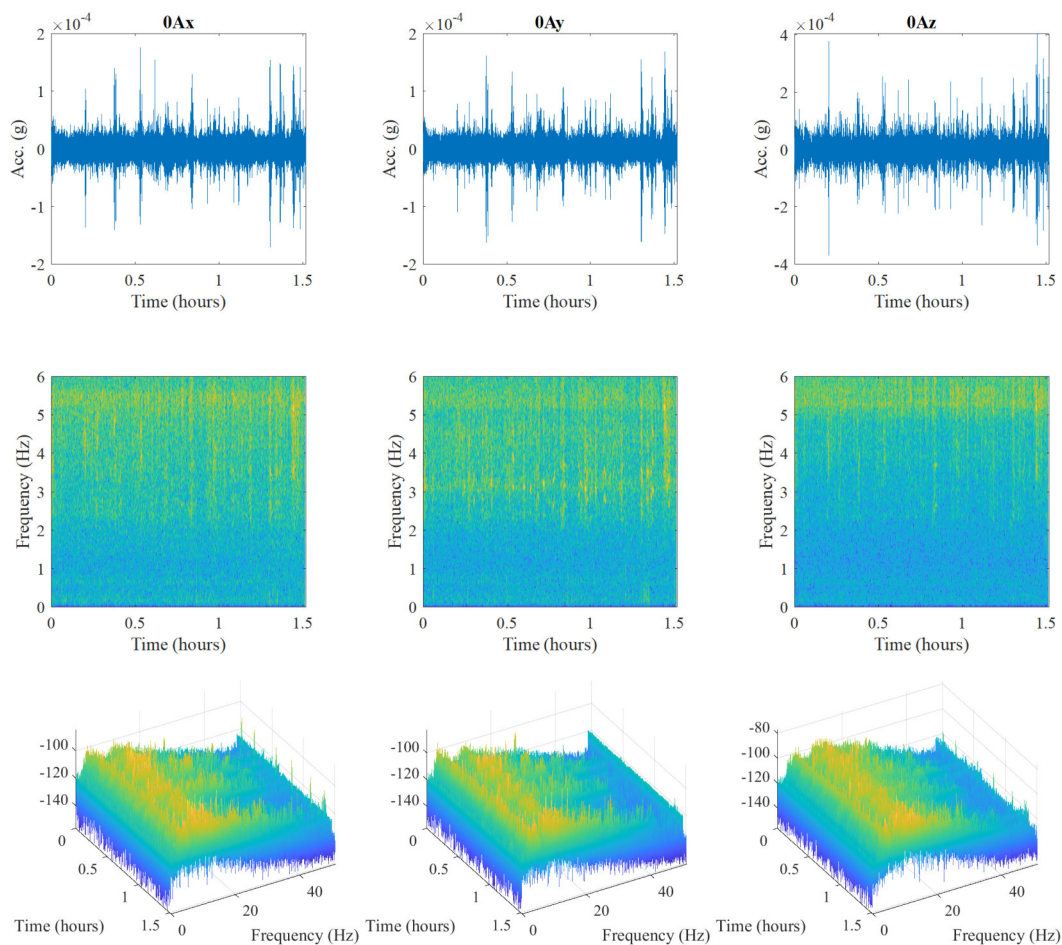


Figura 3-19: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall'alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, prova singola AVT

Dalla rappresentazione della STFT della prova AVT non si evidenziano particolari contenuti in frequenza del segnale variabili nel tempo. Sulla singola finestra di rappresentazione il grafico è sovrapponibile ad una PSD sull'intera lunghezza di acquisizione.

*MONITORAGGIO – L1 (30 MINUTI)*

In Figura 3-20 per ogni canale di misurazione si riportano rispettivamente: il segnale misurato, la STFT con vista dall'alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz la STFT con vista tridimensionale.

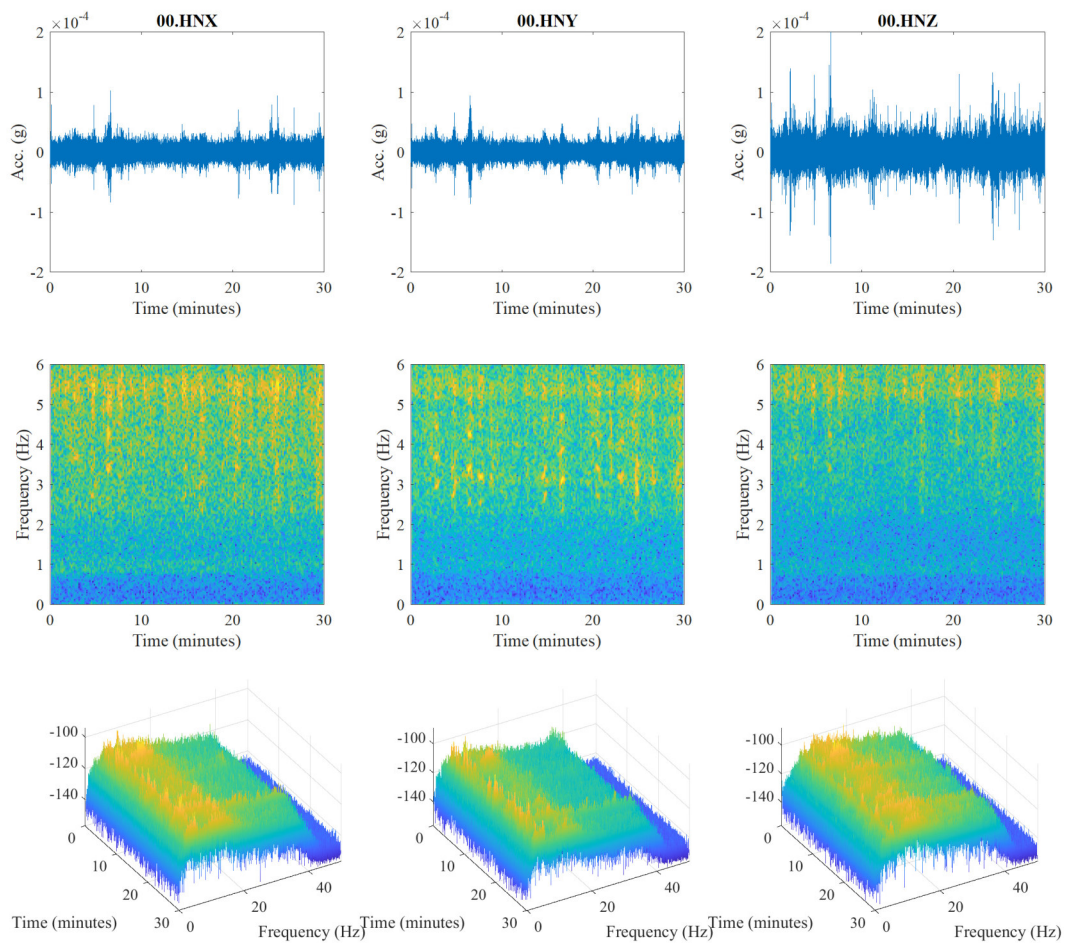


Figura 3-20: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall'alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, lettura da monitoraggio

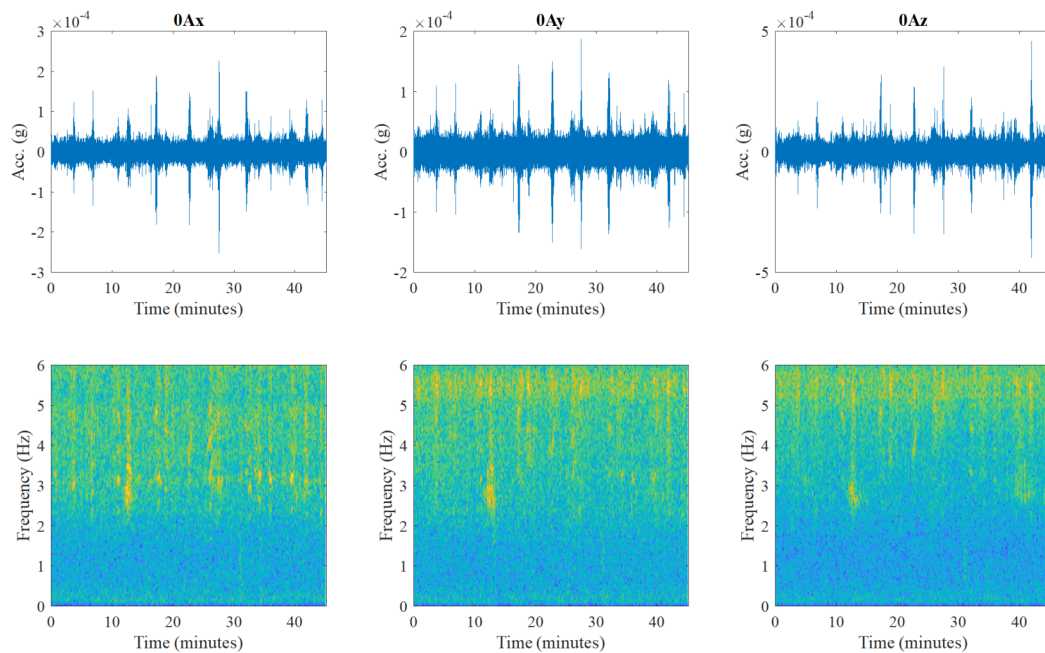
Dalla rappresentazione della STFT della prova da monitoraggio si possono osservare dei picchi in corrispondenza di 5,5Hz per il segnale in X e 3Hz per quello in Y. In generale sulla singola finestra di rappresentazione il grafico è sovrapponibile ad una PSD sull'intera lunghezza di acquisizione.

### 3.5.2 Condominio Santarelli 2B

La STFT del segnale proveniente dagli accelerometri installati alla base dell'edificio viene eseguita sia per la prova AVT singola, con durata pari a 90 minuti di acquisizione, che per le prove di identificazione del sistema di monitoraggio, con durata pari a 30 minuti di acquisizione. Per la prova AVT i segnali alla base della fondazione sono "0Ax", "0Ay" e "0Az" mentre per le identificazioni dal sistema di monitoraggio sono "00.HNX", "00.HNY", "00.HNZ", si riferiscono comunque alla stessa direzione.

#### *PROVA AVT (90 MINUTI)*

In Figura 3-21 per ogni canale di misurazione si riporti rispettivamente: il segnale misurato, la STFT con vista dall'alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz la STFT con vista tridimensionale.



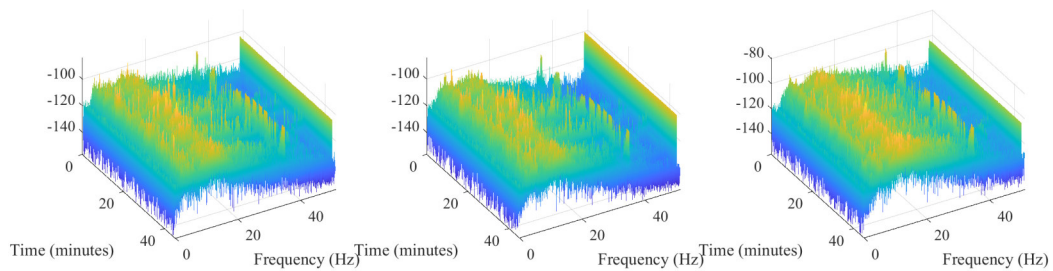
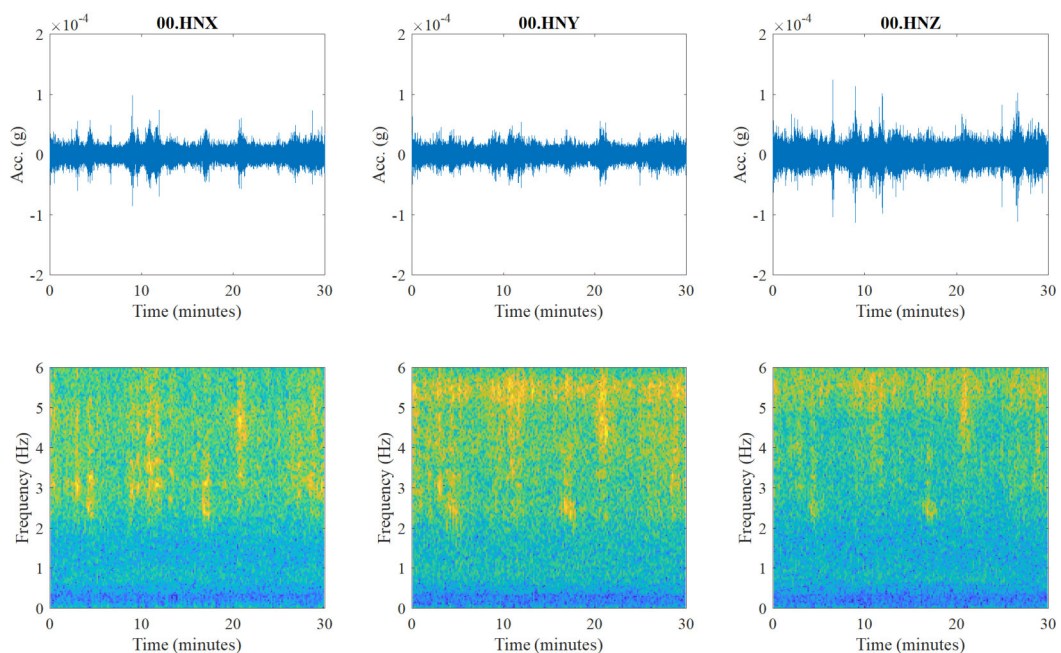


Figura 3-21: Elaborazione Condominio Santarelli 2B – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall’alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, prova singola AVT

Dalla rappresentazione della STFT della prova AVT non si evidenziano particolari contenuti in frequenza del segnale variabili nel tempo. Sulla singola finestra di rappresentazione il grafico è sovrapponibile ad una PSD sull’intera lunghezza di acquisizione.

### MONITORAGGIO – L1 (30 MINUTI)

In Figura 3-22 per ogni canale di misurazione si riportano rispettivamente: il segnale misurato, la STFT con vista dall’alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz la STFT con vista tridimensionale.



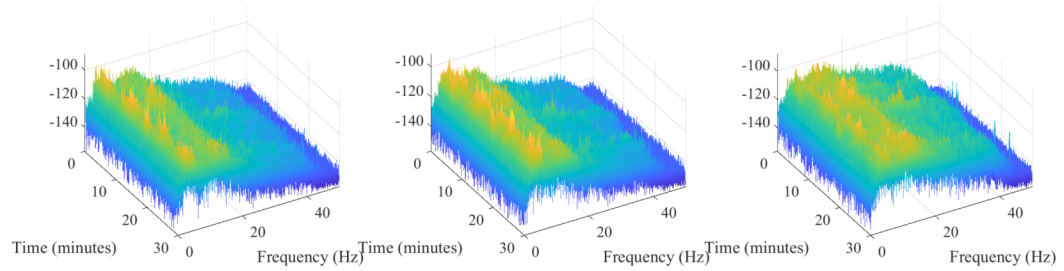


Figura 3-22: Elaborazione Condominio Santarelli 2A – Rappresentazione dei segnali misurati dalla terna a terra, la STFT con vista dall'alto per un range di frequenze 0Hz-6Hz e vista 3D della STFT, lettura da monitoraggio

Dalla rappresentazione della STFT della prova da monitoraggio si possono osservare dei picchi in corrispondenza di 5,5Hz per il segnale in Y e 3Hz per quello in X. Tale situazione è analoga a quanto visto per il Condominio Santarelli 2A eccetto che per la direzione del segnale. In realtà entrambi i canali di misura si riferiscono alla stessa direzione globale come rappresentato in Figura 3-23.

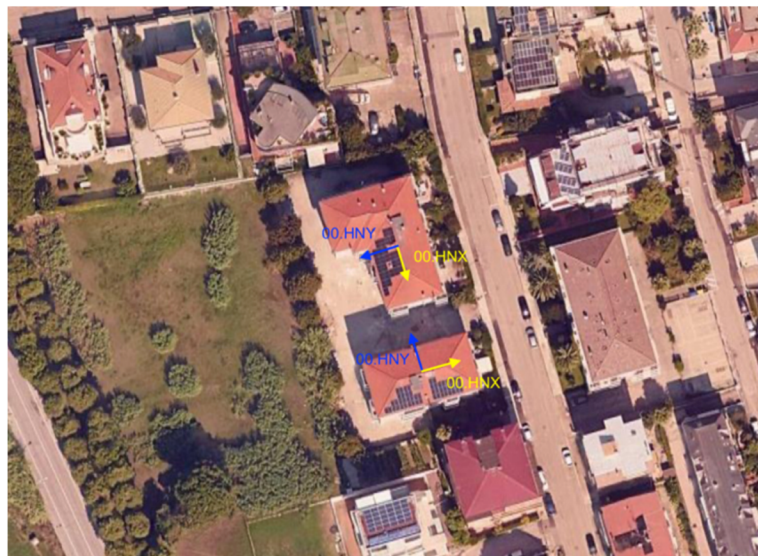


Figura 3-23: Posizionamento sensori a terra per monitoraggio dinamico dei Condomini Santarelli 2A (forma ad L) e Santarelli 2B (forma rettangolare)

La presenza dei picchi rispecchia con buona probabilità la dinamica dell'edificio in quanto i sensori a terra installati sul piano di fondazione risentono della presenza dell'edificio stesso. Questa situazione non evidenzia comunque una particolare condizione di eccitazione ed ha conseguenze trascurabili sull'intera durata della registrazione impiegata per l'identificazione.



### 3.6 Osservazioni dall'elaborazione dei dati

Viene riassunto nel seguito ciò che già è stato evidenziato nei sottoparagrafi precedenti, in particolare dall'elaborazione dei numerosi dati a disposizione si evince che:

- Tutti gli edifici con dinamica sperimentale non chiara, sia per singole prove AVT che per edifici con monitoraggio, sono fondati sulla stessa tipologia di terreno. Questo, concentrandosi nell'area di San Benedetto del Tronto, risulta avere una bassa velocità delle onde di taglio  $v_s$  soprattutto nello strato di copertura. La frequenza fondamentale di tale deposito  $f_0$  è pari a circa 2Hz, seppur individuata in qualche prova, non sembrerebbe influenzare l'identificazione. L'aspetto che potrebbe quindi essere indagato è il legame tra rigidità del terreno e rigidità dell'edificio.
- I valori del RMS alla base ed in sommità sono comparabili, sia per edifici con dinamica sperimentale "chiara" che per quelli "non chiara". Solo per qualche modo individuato si ha un ordine di grandezza di differenza per minore amplificazione in una direzione fissata.
- Non dipende dalla geometria dell'edificio, oppure edifici non simili hanno lo stesso problema. Si veda il caso dei due Condomini Santarelli, si differenziano per forma e per comportamento dinamico ma risultano accomunati dallo stesso problema e dall'individuazione di frequenze proprie molto simili.
- Le forme modali individuate dal monitoraggio non sono convenzionali, sono tutte caratterizzate da una componente rotazionale. Questo sia per il Condominio Santarelli 2A che per il Condominio Santarelli 2B, anche se hanno forma in pianta molto differente.
- Non dipende dalla durata delle acquisizioni in quanto sia per prove AVT con durata di 90 minuti che per prove eseguite dal monitoraggio con durata di 30 minuti si manifesta la stessa problematica.
- Non ci sono forzanti esterne, le STFT alla base non mostrano componenti di eccitazione importanti, solamente dei picchi a 3Hz e 5,5Hz che non hanno particolare influenza nella durata della registrazione.

A conclusione di tale capitolo sull'elaborazione dei dati, emergono comunque delle informazioni utili nel cercare di spiegare il fenomeno della difficoltà nel caratterizzare determinati edifici in determinate situazioni.

Qualora l'edificio sia particolarmente rigido rispetto al terreno, non si stanno identificando i modi propri dell'edificio, ma come questo si muove rispetto al terreno, ovvero moto totalmente traslazionale e fenomeni di rocking. Per indagare tale possibilità si costruisce un modello di interazione terreno-struttura nel quale vengono messe in considerazione le rispettive rigidità del terreno e dell'edificio.

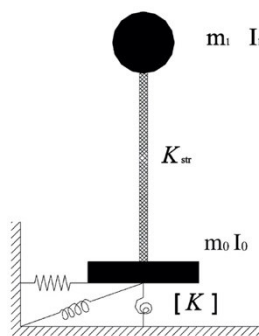


Figura 3-24: Schema semplificato del modello di interazione terreno-fondazione

## 4 Modello interazione terreno struttura (SSI)

Per la modellazione dell'interazione terreno struttura e comprendere quanto della risposta sia dovuto alla dinamica dell'edificio e quanto al suo comportamento come blocco rigido sul terreno di fondazione, si realizza un modello agli elementi finiti (FEM) impiegando il programma SAP 2000. Modellato l'edificio compreso di tutte le sue masse e rigidità, anche degli elementi non strutturali, si modella il terreno calcolandone le impedenze secondo la teoria di Mylonakis, Nikolau & Gazetas (2005). Si procede infine ad un'analisi di tipo steady-state per comprendere la risposta dell'edificio alle diverse forzanti esterne.

### 4.1 Base teorica e calcolo delle impedenze

La base teorica su cui si basa il calcolo delle impedenze del terreno è espressa da Mylonakis, Nikolau & Gazetas (2005). Si esponga nel seguito una breve descrizione del modello teorico e delle formule impiegate per la determinazione dei parametri (rigidità e dissipazione) dipendenti dalla frequenza e stimare l'impedenza del sistema terreno-fondazione.

#### *INTERAZIONE INERZIALE*

Poiché si andrà a realizzare un modello di tipo steady-state con analisi nel dominio delle frequenze, si trascura l'interazione cinematica terreno-fondazione. Ciò che occorre determinare è la risposta del sistema terreno-fondazione-struttura ovvero quella che viene definita interazione inerziale (II).

L'interazione inerziale è riferita alla risposta del sistema terreno-fondazione-struttura dovuta ad un'eccitazione di un sistema di forze di d'Alembert. Per una fondazione superficiale o profonda l'analisi di interazione è eseguita in due step:

- Si calcola l'impedenza dinamica della fondazione associata ad ogni modo di vibrare;
- Si determina la risposta sismica della struttura e della fondazione vincolata da un sistema di molle e dissipatori, soggette all'accelerazione cinematica alla base  $a_k(t)$ .

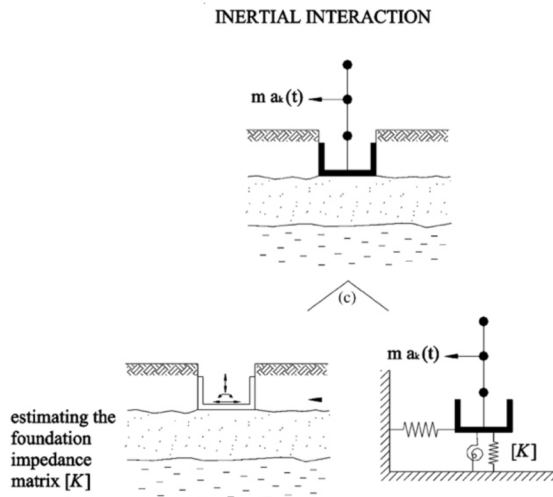


Figura 4-1: Rappresentazione del modello di interazione inerziale e risoluzione del problema in due step

### INTERAZIONE INERZIALE TERRENO-STRUTTURA

Il primo step dell'analisi di interazione terreno struttura consiste nel determinare l'impedenza dinamica della fondazione. Nel caso generale di fondazione rigida si devono determinare le componenti per i 6 modi di vibrare corrispondenti ai gradi di libertà: tre traslazioni lungo gli assi  $u_x, u_y$  e  $u_z$  e tre rotazioni attorno agli stessi  $r_x, r_y, r_z$ . Per l'analisi dinamica, il terreno può essere sostituito da un sistema di molle di rigidezza  $\bar{K}$  e dissipatori con modulo  $C$ . In Figura 4-2, si illustri un sistema con molla e dissipatore verticale ( $\bar{K}_z$  e  $C_z$ ) di una fondazione profonda.

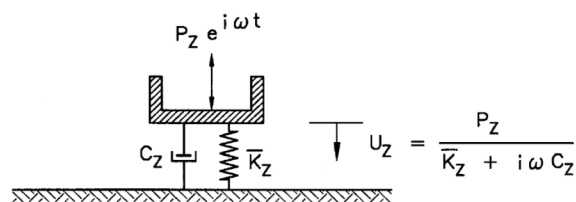


Figura 4-2: Interpretazione fisica di molla e dissipatore per la rappresentazione del problema dinamico

Soggetta ad una forzante armonica del tipo  $P_z(t) = P_z \cos(\omega t + a)$  avente ampiezza  $P_z$  e frequenza  $\omega$ , la fondazione mostra uno spostamento armonico stazionario (risposta steady-state)  $u_z(t)$  che ha la stessa frequenza  $\omega$  ma è fuori fase con  $P_z(t)$ . La risposta in spostamento  $u_z(t)$ , può essere espressa come:

$$u_z(t) = u_z \cos(\omega t + a + \phi) = u_1 \cos(\omega t + a) + u_2 \sin(\omega t + a)$$

Dove l'ampiezza  $u_z$  e l'angolo di fase  $\phi$  sono correlati all'ampiezza in fase  $u_1$  ed a quella fuori fase  $u_2$  secondo le:

$$u_z = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} \quad , \quad \tan\phi = \frac{u_1}{u_2}$$

È possibile riscrivere le precedenti espressioni in modo equivalente impiegando la notazione complessa, tale espediente consente di migliorare la fase computazionale del calcolo delle impedenze:

$$P_z(t) = \bar{P}_z \exp(i\omega t) \quad , \quad u_z(t) = \bar{u}_z \exp(i\omega t)$$

Dove  $\bar{P}_z$  e  $\bar{u}_z$  sono quantità complesse

$$\bar{P}_z = P_{z1} + iP_{z2} \quad , \quad \bar{u}_z = u_{z1} + iu_{z2}$$

Le corrispondenti ampiezza sono così determinate:

$$P_z = |\bar{P}_z| = \sqrt{P_{z1}^2 + P_{z2}^2} \quad , \quad u_z = |\bar{u}_z| = \sqrt{u_{z1}^2 + u_{z2}^2}$$

Dove gli angoli di fase,  $\alpha$  e  $\phi$ , sono inclusi nella forma complessa. Si definisce l'impedenza dinamica verticale:

$$\mathcal{K}_z = \frac{\bar{P}_z}{\bar{u}_z} = \bar{K}_z + i\omega C_z$$

Dove  $\bar{K}_z$  e  $C_z$  sono, in generale, funzione della frequenza. La costante elastica  $\bar{K}_z$ , definita rigidezza dinamica, esprime rigidezza e inerzia del terreno; la sua dipendenza dalla frequenza è dovuta esclusivamente all'influenza sull'inerzia, dato che le proprietà del terreno sono, con buona approssimazione, indipendenti dalla frequenza stessa. Il coefficiente di smorzamento  $C_z$  esprime le due tipologie di dissipazione generate dal sistema; la prima dovuta all'energia delle onde che si propagano lontano dalla fondazione (smorzamento per radiazione), la seconda dovuta all'energia dissipata nel terreno per azione isteretica. Come evidente dalla formulazione dell'impedenza verticale  $\mathcal{K}_z$  lo smorzamento è il responsabile dello

sfasamento tra l'eccitazione  $P_z$  e la risposta  $u_z$ . La definizione di impedenza dinamica può essere estesa a tutte le componenti della matrice di impedenza ottenendo impedenze traslazionali e rotazionali. Inoltre, per fondazioni approfondite e pali, le forze orizzontali lungo gli assi principali inducono una rotazione in aggiunta all'oscillazione traslazionale. Per la modellazione di tale comportamento si definiscono le impedenze di roto-traslazione  $\mathcal{K}_{x-ry}$  e  $\mathcal{K}_{y-rx}$  (accoppiamento x-ry e y-rx). Le impedenze accoppiate possono essere trascurate per piccole fondazioni superficiali ma il loro effetto non è più trascurabile per maggiori profondità del piano di posa; ciò è dovuto alla nascita di momenti alla base prodotti dalle reazioni orizzontali del terreno sulle pareti della fondazione. Considerando i possibili gradi di libertà di una fondazione rigida si ottiene la seguente matrice delle impedenze.

$$\mathfrak{R} = \begin{bmatrix} \bar{K}_x & 0 & 0 & 0 & \bar{K}_{x-ry} & 0 \\ 0 & \bar{K}_y & 0 & \bar{K}_{y-rx} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \bar{K}_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{K}_{y-rx} & 0 & \bar{K}_{rx} & 0 & 0 \\ \bar{K}_{x-ry} & 0 & 0 & 0 & \bar{K}_{ry} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \bar{K}_t \end{bmatrix}$$

#### *CALCOLO DELLE IMPEDENZE DINAMICHE*

Tra i fattori che maggiormente influenzano l'impedenza dinamica della fondazione troviamo:

- Forma della fondazione (circolare, allungata, rettangolare, arbitraria);
- Profilo e caratteristiche del terreno (uniforme, multistrato, ...);
- Approfondimento della fondazione (superficiale, approfondita, palo di fondazione).

Nella maggior parte dei casi pratici le impedenze della fondazione possono essere stimate basandosi su espressioni approssimate e tabelle. Per il caso di fondazione rigida su terreno uniforme si può far riferimento a quanto riportato in seguito.

Si determinano i seguenti parametri necessari per il calcolo:

- $A_b, I_{bx}, I_{by}, I_b$ , sono rispettivamente area, momento di inerzia attorno ad x, momento di inerzia attorno ad y e momento polare rispetto a z della

superficie di contatto tra terreno e fondazione; nel caso di perdita di contatto sotto qualche porzione di fondazione, il contributo deve essere decurtato;

- $B$  ed  $L$  sono la semi-larghezza e la semi-lunghezza della fondazione;
- $G$ ,  $\nu$ ,  $V_s$ ,  $V_{La}$ , sono il modulo di taglio, il coefficiente di Poisson, la velocità delle onde di taglio e velocità dell'onda analogica di Lysmer. Quest'ultima rappresenta la velocità di propagazione apparente delle onde di compressione-estensione sotto la fondazione ed è determinata come:

$$V_{La} = \frac{3,4}{\pi(1 - \nu)} V_s$$

- $\omega$ , pulsazione di interesse espressa in (rad/s);
- $D$ , approfondimento del piano di imposta della fondazione rispetto al piano campagna;
- $A_w$  e  $d$ , sono rispettivamente l'area totale di contatto tra parete e terreno e l'altezza (media) di contatto tra la parete di fondazione ed il terreno circostante.  $A_w$  assume in genere un valore inferiore dell'area nominale di contatto per fenomeni di slittamento e separazione che possono avvenire con la superficie del terreno.
- $A_{ws}$  e  $A_{wce}$ , sono riferite alle oscillazioni orizzontali e rappresentano la somma delle proiezioni dell'area della parete della fondazione in direzione parallela ( $A_{ws}$ ) e perpendicolare ( $A_{wce}$ ) al carico. Anche tali valori dovrebbero essere inferiori alle aree nominali per taglio e compressione, ciò per tenere in considerazione slittamento e separazione.  $h$  è la distanza dell'effettivo centroide della parete dalla superficie del terreno.

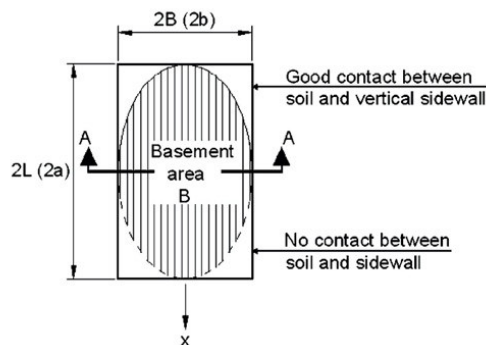


Figura 4-3: Parametri geometrici della fondazione necessari al calcolo delle impedenze

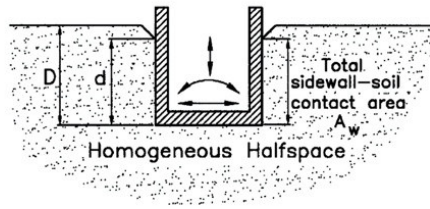


Figura 4-4: Parametri geometrici della fondazione necessari al calcolo delle impedenze

Le tabelle impiegate per determinare le impedenze forniscono:

- La rigidità dinamica,  $\bar{K} = \bar{K}(\omega)$  come prodotto tra la rigidità statica,  $K$ , ed il coefficiente di rigidità dinamica  $k = k(\omega)$ :

$$\bar{K}(\omega) = K \times k(\omega)$$

- Il coefficiente di smorzamento  $C = C(\omega)$ . Questo coefficiente non include lo smorzamento isteretico del terreno  $\beta$ . Per aggiungere tale contributo basta sommare allo smorzamento il valore  $2\bar{K}\beta/\omega$

Tabella 4-1: Rigidità statica per fondazioni superficiali rettangolari ed ellittiche



Response mode	Static stiffness $K$			
	Rectangle ( $B/L = 2$ )	Rectangle ( $B/L = 4$ )	Ellipse ( $a/b = 2$ )	Ellipse ( $a/b = 4$ )
Vertical, $z$	$K_z = \frac{3.3GL}{1-\nu}$	$\frac{2.55GL}{1-\nu}$	$\frac{2.9Ga}{1-\nu}$	$\frac{1.8Ga}{1-\nu}$
Horizontal, $y$ (lateral direction)	$K_y = \frac{6.8GL}{2-\nu}$	$\frac{5.54GL}{2-\nu}$	$\frac{6.5Ga}{2-\nu}$	$\frac{5.3Ga}{2-\nu}$
Horizontal, $x$ (longitudinal direction)	$K_x = \frac{4.9(1-1.4\nu)}{(2-\nu)(0.75-\nu)} GL$	$\frac{3.9(1-1.4\nu)}{(2-\nu)(0.75-\nu)} GL$	$\frac{4.7(1-1.37\nu)}{(2-\nu)(0.75-\nu)} Ga$	$\frac{3.7(1-1.4\nu)}{(2-\nu)(0.75-\nu)} Ga$
Rocking, $r_x$ (around $x$ axis)	$K_{rx} = \frac{0.82GL^3}{1-\nu}$	$\frac{0.2GL^3}{1-\nu}$	$\frac{0.55Ga^3}{1-\nu}$	$\frac{0.78Ga^3}{1-\nu}$
Rocking, $r_y$ (around $y$ axis)	$K_{ry} = \frac{2.46GL^3}{1-\nu}$	$\frac{1.62GL^3}{1-\nu}$	$\frac{1.65Ga^3}{1-\nu}$	$\frac{1.1Ga^3}{1-\nu}$
Torsional	$K_t = 3.5GL^3$	$2.1GL^3$	$2.35Ga^3$	$1.4Ga^3$

Tabella 4-2: Rigidità statica per fondazioni approfondite rettangolari ed ellittiche

Response mode	Static stiffness $K$			
	Rectangle ( $B/L = 2$ )	Rectangle ( $B/L = 4$ )	Ellipse ( $a/b = 2$ )	Ellipse ( $a/b = 4$ )
Vertical, $z$	$K_{z,emb} = K_{z,surf} \times \chi_z$ $\chi_z = (1 + 0.16\frac{d}{L}) \times [1 + 0.42(\frac{d}{L})^{2/3}]$	$(1 + 0.25\frac{d}{L}) \times [1 + 0.6(\frac{d}{L})^{2/3}]$	$(1 + 0.14\frac{d}{a}) \times [1 + 0.42(\frac{d}{a})^{2/3}]$	$(1 + 0.24\frac{d}{a}) \times [1 + 0.6(\frac{d}{a})^{2/3}]$
Horizontal, $y$ (lateral direction)	$K_{y,emb} = K_{y,surf} \times \chi_y$ $\chi_y = (1 + 0.2\sqrt{\frac{d}{L}}) \times [1 + (\frac{d}{L})^{0.8}]$	$(1 + 0.3\sqrt{\frac{d}{L}}) \times [1 + 1.3(\frac{d}{L})^{0.8}]$	$(1 + 0.2\sqrt{\frac{d}{a}}) \times [1 + (\frac{d}{a})^{0.8}]$	$(1 + 0.3\sqrt{\frac{d}{a}}) \times [1 + 1.2(\frac{d}{a})^{0.8}]$
Rocking, $r_x$ (around $x$ axis)	$K_{rx,emb} = K_{rx,surf} \times \chi_{rx}$ $\chi_{rx} = 1 + 2.5\frac{d}{L} [1 + 1.4\frac{d}{L} (\frac{d}{L})^{-0.2}]$	$1 + 5\frac{d}{L} [1 + 2\frac{d}{L} (\frac{d}{L})^{-0.2}]$	$1 + 2.5\frac{d}{a} [1 + 1.4\frac{d}{a} (\frac{d}{a})^{-0.2}]$	$1 + 5\frac{d}{a} [1 + 2\frac{d}{a} (\frac{d}{a})^{-0.2}]$
Rocking, $r_y$ (around $y$ axis)	$K_{ry,emb} = K_{ry,surf} \times \chi_{ry}$ $\chi_{ry} = 1 + 2.1(\frac{d}{L})^{0.6} [1 + (\frac{d}{L})^{1.9}]$	$1 + 3.2(\frac{d}{L})^{0.6} [1 + 1.5(\frac{d}{L})^{1.9}]$	$1 + 2(\frac{d}{a})^{0.6} [1 + (\frac{d}{a})^{1.9}]$	$1 + 3.2(\frac{d}{a})^{0.6} [1 + 1.5(\frac{d}{a})^{1.9}]$
Torsional	$K_{t,emb} = K_{t,surf} \times \chi_t$ $\chi_t = 1 + 3.7(\frac{d}{L})^{0.9}$	$1 + 6.1(\frac{d}{L})^{0.9}$	$1 + 4(\frac{d}{a})^{0.9}$	$1 + 6(\frac{d}{a})^{0.9}$

Note:  $K_{*,surf}$  obtained from Table 1b.



Tabella 4-3: Rigidezza dinamica e coefficienti di smorzamento per fondazioni superficiali di forma generica

Vibration mode	Dynamic stiffness $\mathcal{K} = Kk(\omega)$		Radiation dashpot coefficient $C$ (General shapes)
	Static stiffness $K$	Dynamic stiffness coefficient $k$ (General shape; $0 \leq a_0 \leq 2$ ) <sup>b</sup>	
	Square $L = B$		
	(foundation-soil contact surface area = $A_b$ with equivalent rectangle $2L \times 2B$ ; $L > B$ ) <sup>a</sup>		
Vertical, $z$	$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\chi^{0.75})$ with $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$	$K_z = \frac{4.5GB}{1-\nu}$ $k_z = k_z(\frac{L}{B}, \nu, a_0)$ plotted in Graph a	$C_z = (\rho V_{La} A_b) \bar{c}_z$ $\bar{c}_z = \bar{c}_z(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph c
Horizontal, $y$ (lateral direction)	$K_y = \frac{2GL}{2-\nu} (2 + 2.5\chi^{0.85})$	$K_y = \frac{9GB}{2-\nu}$ $k_y = k_y(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph b	$C_y = (\rho V_{sA_b}) \bar{c}_y$ $\bar{c}_y = \bar{c}_y(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph d
Horizontal, $x$ (longitudinal direction)	$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL (1 - \frac{B}{L})$	$K_x = K_y$ $k_x \simeq 1$	$C_x \simeq \rho V_s A_b$
Rocking, $rx$ (around $x$ axis)	$K_{rx} = \frac{G}{1-\nu} / 0.75 (\frac{L}{B})^{0.25} (2.4 + 0.5 \frac{B}{L})$ with $I_{bx}$ = area moment of inertia of foundation-soil contact surface around $x$ axis	$K_{rx} = \frac{0.45GB^3}{1-\nu}$ $k_{rx} = 1 - 0.20a_0$	$C_{rx} = (\rho V_{La} I_{bx}) \bar{c}_{rx}$ $\bar{c}_{rx} = \bar{c}_{rx}(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph e
Rocking, $ry$ (around $y$ axis)	$K_{ry} = \frac{G}{1-\nu} / 0.75 \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$ with $I_{by}$ = area moment of inertia of foundation-soil contact surface around $y$ axis	$K_{ry} = K_{rx}$ $\left\{ \begin{array}{l} \nu < 0.45; \\ k_{ry} \simeq 1 - 0.30a_0 \\ \nu \simeq 0.5; \\ k_{ry} \simeq 1 - 0.25a_0 (\frac{L}{B})^{0.30} \end{array} \right.$	$C_{ry} = (\rho V_{La} I_{by}) \bar{c}_{ry}$ $\bar{c}_{ry} = \bar{c}_{ry}(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph f
Torsional	$K_t = GJ_t^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$ with $J_t = I_{bx} + I_{by}$ polar moment of inertia of foundation-soil contact surface	$K_t = 8.3GB^3$ $k_t \simeq 1 - 0.14a_0$	$C_t = (\rho V_{sJ_t}) \bar{c}_t$ $\bar{c}_t = \bar{c}_t(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph g

<sup>a</sup>Note that as  $L/B \rightarrow \infty$  (strip footing) the theoretical values of  $K_z$  and  $K_y \rightarrow 0$ ; values computed from the two given formulas correspond to footing of  $L/B \approx 20$ .

Tabella 4-4: Rigidezza dinamica e coefficienti di smorzamento per fondazioni approfondite di forma generica

Vibration mode	Dynamic stiffness $\mathcal{K}_{emb} = K_{emb}k_{emb}(\omega)$	Dynamic stiffness coefficient $k_{emb}(\omega)$	Radiation dashpot coefficient $C_{emb}(\omega)$	
Vertical z	<p>Static stiffness <math>K_{emb}</math> (foundation with arbitrarily-shaped basement <math>A_b</math> with equivalent rectangle <math>2L \times 2B</math>; total sidewall-soil contact area <math>A_w</math> (or constant wall-solid contact height <math>d</math>)</p> $K_{z,emb} = K_{z,surf} \left[ 1 + \frac{1}{2l} \left( \frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$ $\times \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$	<p><math>v \leq 0.4</math></p> $K_{z,emb} = K_{z,surf} \left[ 1 - 0.09 \left( \frac{D}{B} \right)^{3/4} a_0^2 \right]$ <p>In a trench</p> $K_{z,tre} = K_{z,surf} \left[ 1 + 0.09 \left( \frac{D}{B} \right)^{3/4} a_0^2 \right]$ <p>Partially embedded : interpolate between the two</p> <p><math>v = 0.5</math></p> $K_{z,emb} \approx 1 - 0.09 \left( \frac{D}{B} \right)^{3/4} a_0^2$ $K_{z,emb} \approx 1 - 0.35 \left( \frac{D}{B} \right)^{1/2} a_0^{3.5}$	<p>General foundation shape</p> $C_{z,emb} = C_{z,surf} + \rho V_s A_w$	<p>Rectangular foundation <math>2L \times 2B \times d</math></p> $C_{z,emb} = 4\rho V_{Ls} B L \bar{\xi}_z + 4\rho V_s (B + L)d$
Horizontal y or x	<p><math>K_{z,surf}</math> obtained from Table 1 <math>A_w</math> = actual sidewall-soil contact area; for constant effective contact high <math>d</math> along the perimeter <math>A_w = d \times \text{Perimeter}</math> <math>\chi = A_b/4L^2</math></p> $K_{y,emb} = K_{y,surf} \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right)$ $\times \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{A_w}{A_b} \right)^{0.4} \right]$ <p><math>K_{y,surf}</math> obtained from Table 1 <math>K_{x,emb}</math> and <math>C_{x,emb}</math> are computed similarly from <math>K_{z,surf}</math> and <math>C_{z,surf}</math></p>	<p><math>K_{y,emb}</math> and <math>K_{x,emb}</math> can be estimated in term of <math>L/D</math>, <math>D/B</math>, and <math>d/B</math> for each <math>a_0</math> from the grant accompanying this table</p>	<p>General foundation shape</p> $C_{y,emb} = C_{y,surf} + \rho V_s A_{ws} + \rho V_{Ls} A_{wcc}$	<p>Rectangular foundation <math>2L \times 2B \times d</math></p> $C_{y,emb} = 4\rho V_s B L \bar{\xi}_y + 4\rho V_s B d + 4\rho V_{Ls} L d$

Tabella 4-5: Rigidezza dinamica e coefficienti di smorzamento per fondazioni approfondite di forma generica

Vibration mode	Dynamic stiffness $\mathcal{K}_{emb} = K_{emb}k_{emb}(\omega)$	Dynamic stiffness coefficient $k_{emb}(\omega)$	Radiation dashpot coefficient $C_{emb}(\omega)$
	Static stiffness $K_{emb}$ (foundation with arbitrarily-shaped basement $A_b$ , with equivalent rectangle $2L \times 2B$ ; total sidewall-soil contact area $A_w$ (or constant wall-solid contact height $d$ )	Dynamic stiffness coefficient $k_{emb}(\omega)$ ( $0 \leq \omega_0 \leq 2$ )	General foundation shape Rectangular foundation $2L \times 2B \times d$
Rocking rx (around long axis)	Expressions valid for any basement shape but constant effective contact height $d$ along the perimeter $K_{rx,emb} = K_{rx,surf} \times \left\{ 1 + 1.26 \frac{d}{B} \left[ 1 + \frac{d}{B} \left( \frac{d}{B} \right)^{-0.2} \sqrt{L} \right] \right\}$ $K_{ry,emb} = K_{ry,surf} \times \left\{ 1 + 0.92 \left( \frac{d}{B} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + \left( \frac{d}{B} \right)^{1.9} \left( \frac{d}{L} \right)^{-0.6} \right] \right\}$	$K_{rx,emb} \simeq K_{rx,surf}$ $K_{ry,emb} \simeq K_{ry,surf}$	$C_{rx,emb} = \frac{4}{3} \rho V_{La} B^3 L \bar{c}_{rx} + \frac{4}{3} \rho V_{La} d^3 L \bar{c}_1 + \frac{4}{3} \rho V_s B d (B^2 + d^2) \bar{c}_1 + 4 \rho V_s B^2 d L \bar{c}_1$ $\bar{c}_1 = 0.25 + 0.65 \sqrt{d_0} \left( \frac{d}{B} \right)^{-0.6} \left( \frac{d}{B} \right)^{-1/4}$ $I_{wee}$ = total moment of inertia about their base axis parallel to $x$ of all sidewall surfaces effectively compressing the soil $A_j$ = distance of surface $A_{wee}$ from $x$ axis $J_{ws}$ = polar moment of inertia about their base axis parallel to $x$ of all sidewall surfaces effectively shearing the soil $C_{ry,emb}$ is similarly evaluated from $C_{rx,surf}$ with $y$ replacing $x$ and, in the equation for $c_1, L$ replacing $B$
Rocking ry (around lateral axis)		$K_{rx,emb} \simeq K_{rx,surf}$ $K_{ry,emb} \simeq K_{ry,surf}$	As in the previous column
Coupling term Swaying-rocking $x, ry$ Swaying-rocking $y, rx$	$K_{xy,emb} \simeq \frac{1}{3} d K_{x,emb}$ $K_{yx,emb} \simeq \frac{1}{3} d K_{y,emb}$	$K_{rx,emb} \simeq K_{ry,emb} \simeq 1$	As in the previous column
Torsional	$K_{t,emb} = K_{t,surf} \times \left[ 1 + 1.4 \left( 1 + \frac{d}{B} \right) \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9} \right]$	$K_{t,emb} \simeq K_{t,surf}$	$C_{t,emb} = C_{t,surf} + \rho V_{La} J_{wee} \bar{c}_2 + \rho V_s \sum [A_{wi} d_i^2] \bar{c}_2$ $\bar{c}_2 \approx \left( \frac{d}{B} \right)^{-0.5} \left[ a_0^2 + \frac{1}{3} (L/B)^{-1.5} \right]^{-1}$ $J_{wee}$ = total moment of inertia of all sidewall surfaces compressing the soil about the projection of $z$ axis onto their plane $A_{wi}$ = distance of surface $A_{wi}$ from $z$ axis

<sup>a</sup>Note that as  $L/B \rightarrow \infty$  (strip footing) the theoretical values of  $K_x, K_y \rightarrow 0$ ; values computed from the two given formulas correspond to footing of  $L/B \approx 20$ .

<sup>b</sup> $d_0 = \omega B / V_s$ .

Si definisca il seguente valore  $a_0$  necessario per la determinazione dei parametri di rigidezza e dissipazione:

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$$

Dopo aver fissato i seguenti parametri necessari al calcolo:

- $L=24\text{m}$ ;
- $B=13\text{m}$ ;
- $D=2\text{m}$ ;
- $d=1,33\text{m}$ ;
- $A_b=312\text{m}^2$ ;
- $E=100000-400000 \text{ kN/m}^2$ ;
- $\nu=0,5$ ;
- $\rho=1,9 \text{ t/m}^3$ ;

si determinano le matrici di impedenza per valori di  $E$ , modulo elastico del terreno, variabile. Così facendo sarà possibile valutare la dipendenza della risposta del sistema terreno-fondazione-struttura alle variazioni della rigidezza del terreno di fondazione. La variazione della rigidezza è strettamente correlata alla variazione della velocità delle onde di taglio  $v_s$ , tale valore decresce al diminuire di  $E$ .

Si riportano nel seguito i diversi grafici ottenuti per  $E=200000 \text{ kN/m}^2$ .

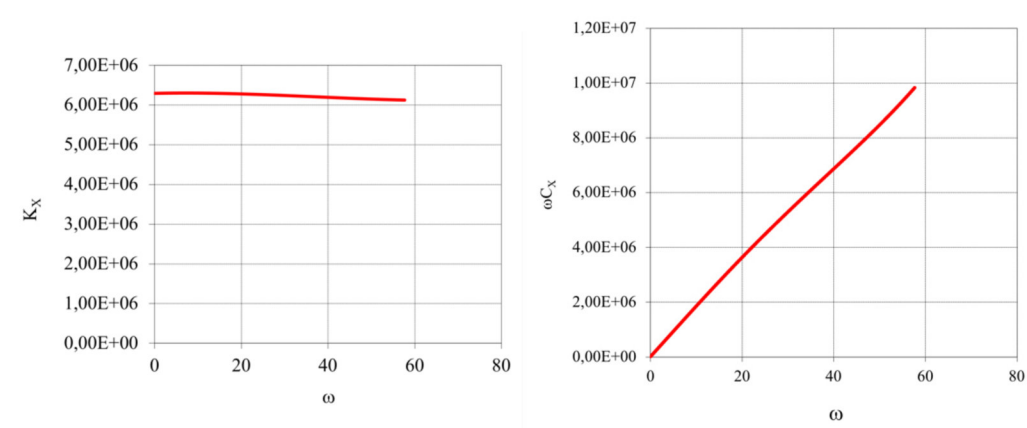


Figura 4-5: Valore statico della rigidezza e dello smorzamento al variare della pulsazione per traslazione in direzione  $X$

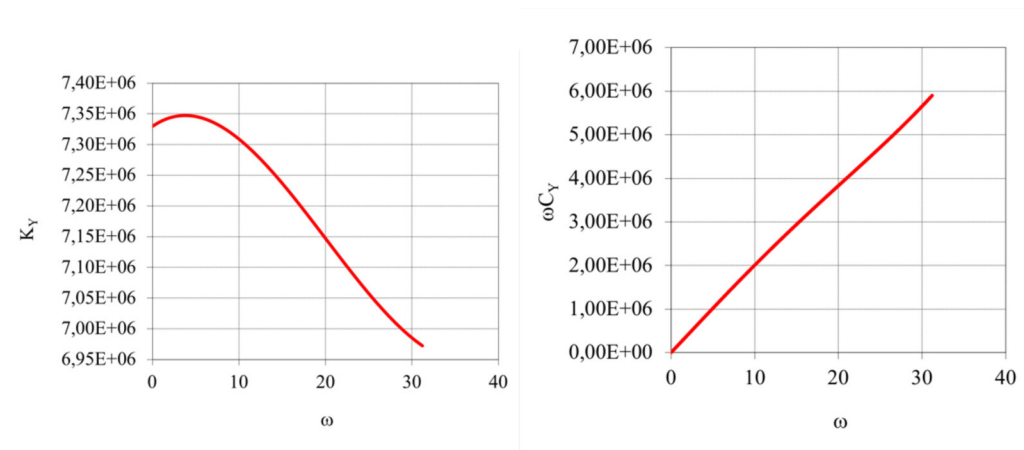


Figura 4-6: Valore statico della rigidità e dello smorzamento al variare della pulsazione per traslazione in direzione Y

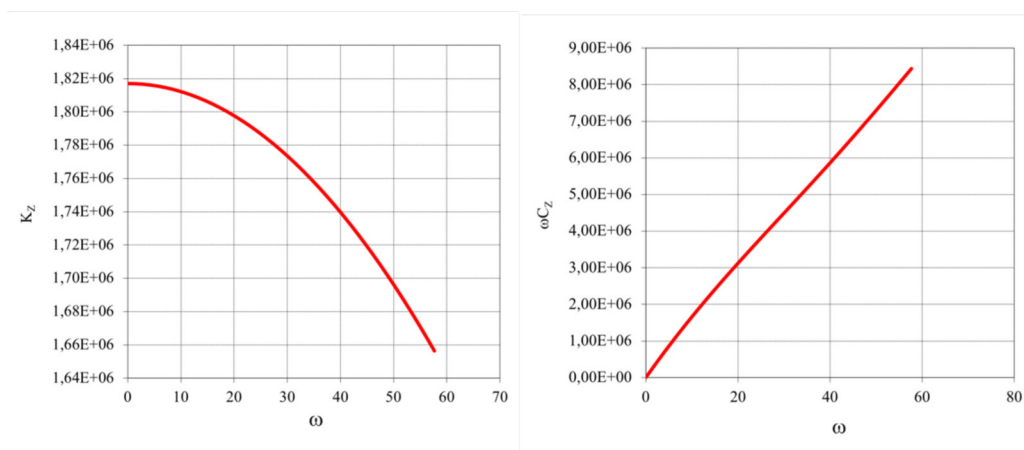


Figura 4-7: Valore statico della rigidità e dello smorzamento al variare della pulsazione per traslazione in direzione Z

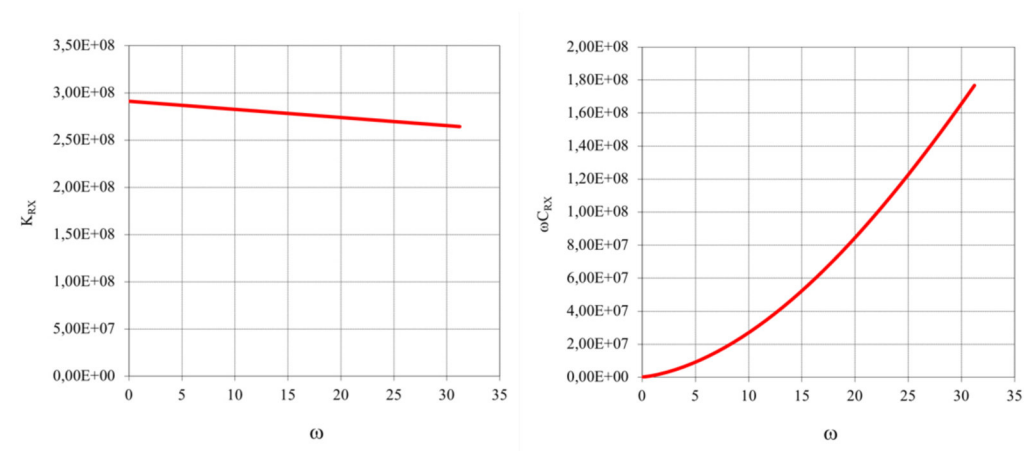


Figura 4-8: Valore statico della rigidità e dello smorzamento al variare della pulsazione per rotazione attorno all'asse X

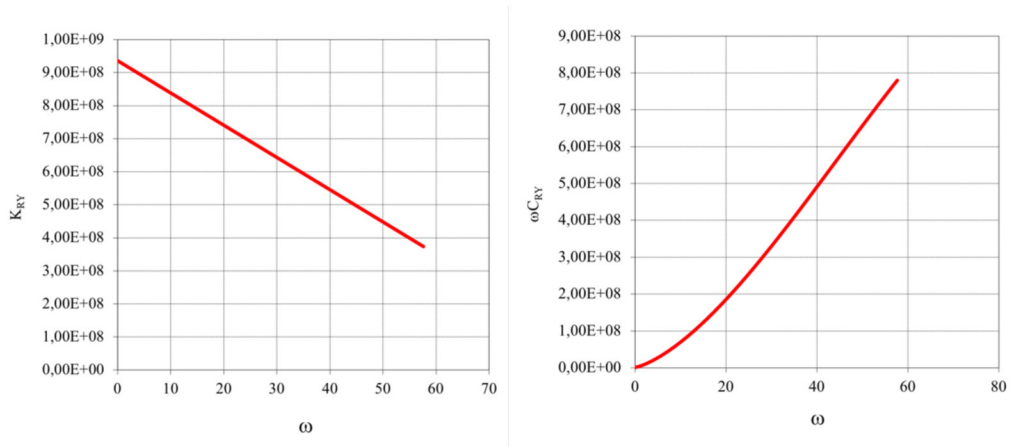


Figura 4-9: Valore statico della rigidità e dello smorzamento al variare della pulsazione per rotazione attorno all'asse Y

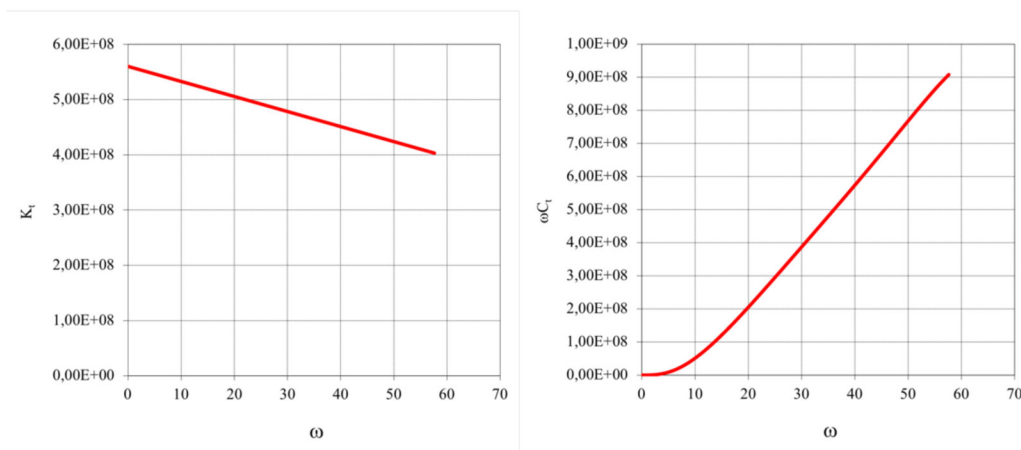


Figura 4-10: Valore statico della rigidità e dello smorzamento al variare della pulsazione per rotazione attorno all'asse Z

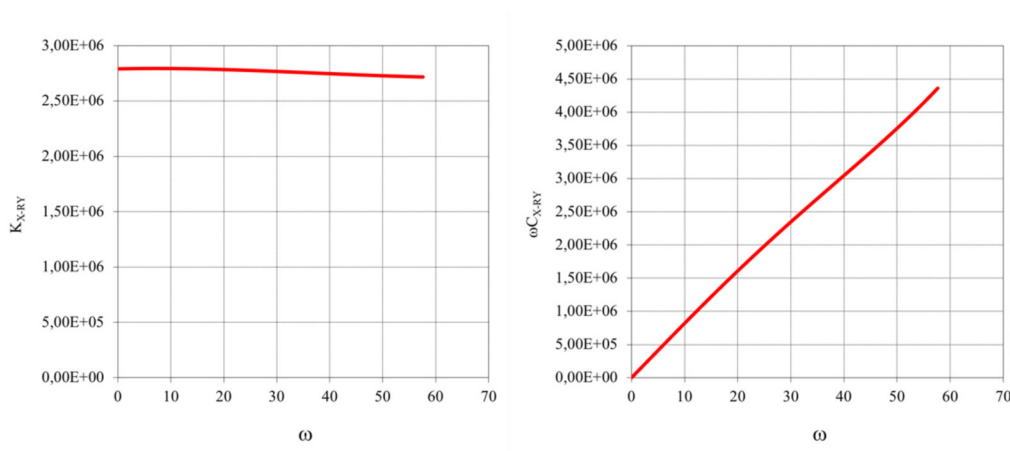


Figura 4-11: Valore statico della rigidità e dello smorzamento al variare della pulsazione per rototraslazione X-RY

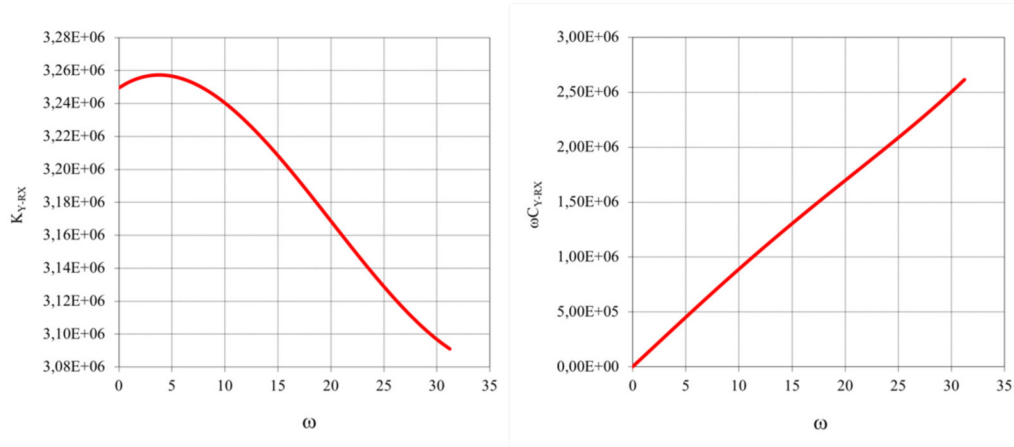


Figura 4-12: Valore statico della rigidità e dello smorzamento al variare della pulsazione per roto-traslazione Y-RX

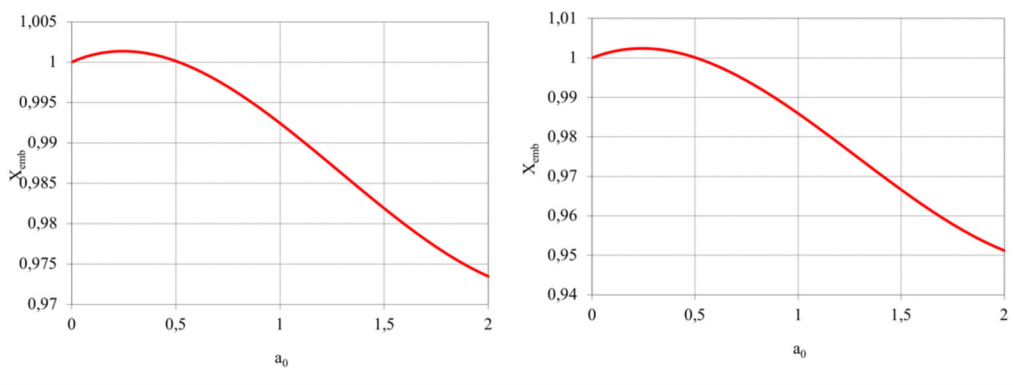


Figura 4-13: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare alla rigidità in X (a destra) ed in Y (a sinistra)

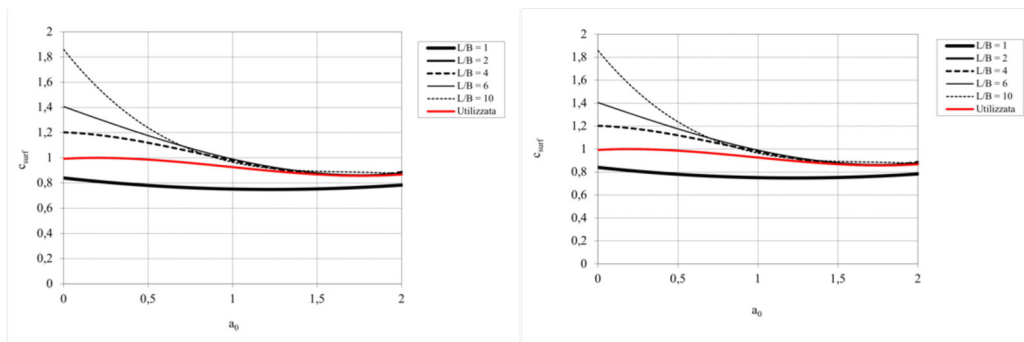


Figura 4-14: Coefficiente di amplificazione dinamica da applicare sullo smorzamento in X (a destra) ed in Y (a sinistra)

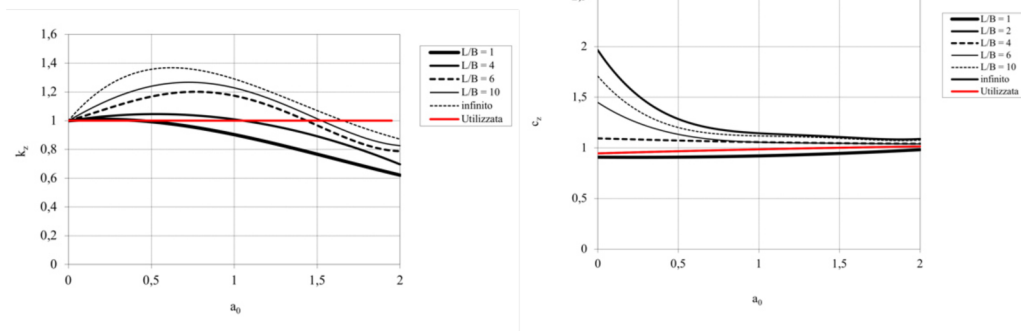


Figura 4-15: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare alla rigidezza in Z (a destra) e sullo smorzamento in Z (a sinistra)

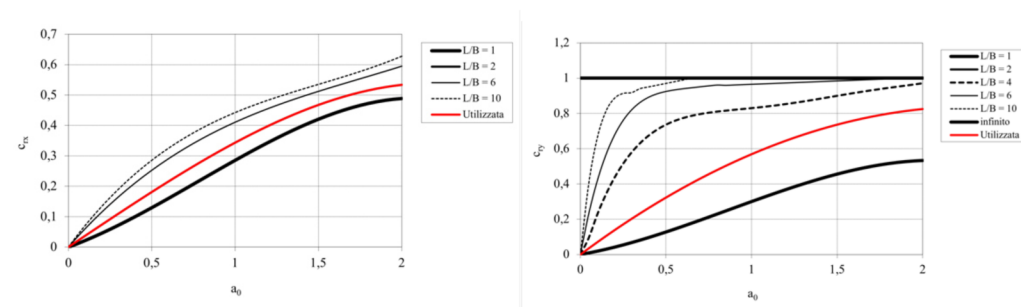


Figura 4-16: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare allo smorzamento per rotazione attorno all'asse X (a destra) e attorno all'asse Y (a sinistra)

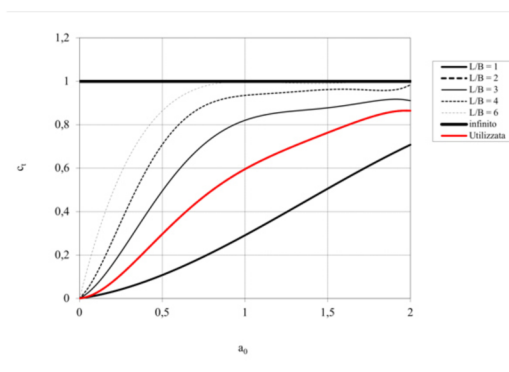


Figura 4-17: Coefficienti di amplificazione dinamica da applicare allo smorzamento per rotazione attorno all'asse Z

Dopo aver determinato il valore dei coefficienti statici e dinamici si ottengono i valori di impedenza della fondazione. Si rappresenti sullo stesso grafico l'andamento della rigidezza  $K_i$  (Re) ed il corrispondente smorzamento  $\omega C_i$  (Im).



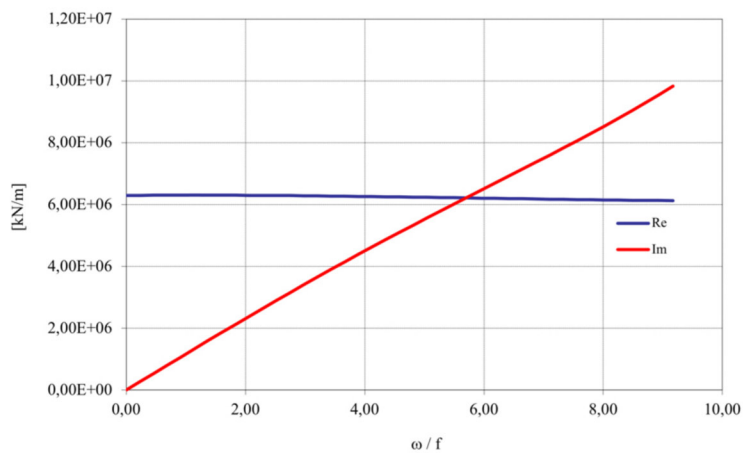


Figura 4-18: Impedenza traslazionale della fondazione in direzione X – Andamento dei coefficienti di rigidità (Re) e Smorzamento (Im)

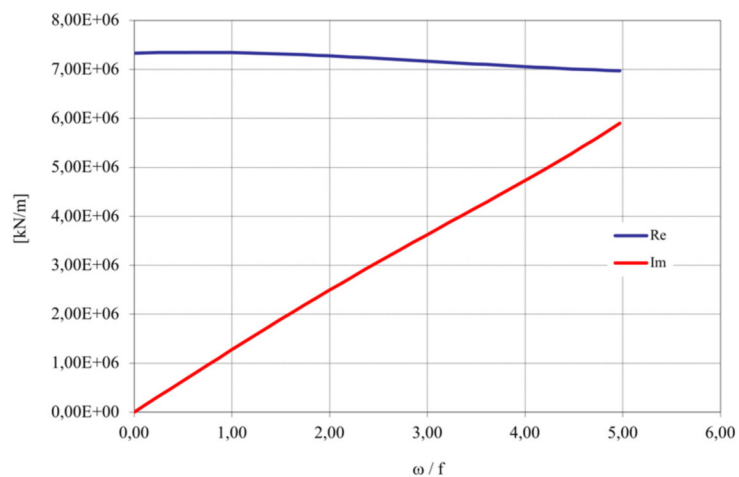


Figura 4-19: Impedenza traslazionale della fondazione in direzione X – Andamento dei coefficienti di rigidità (Re) e Smorzamento (Im)

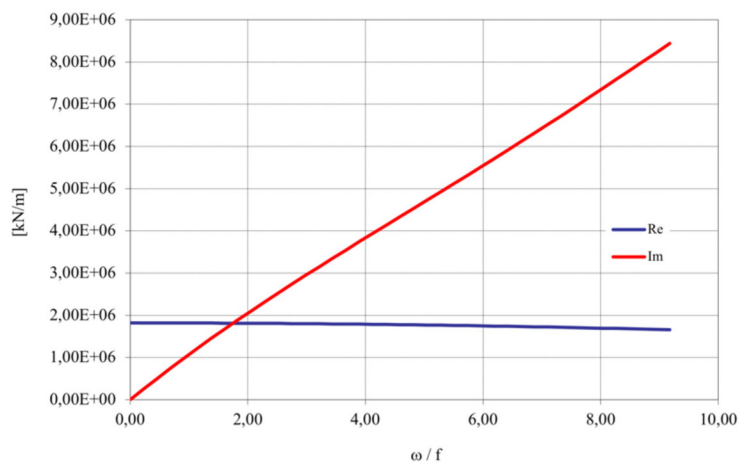


Figura 4-20: Impedenza traslazionale della fondazione in direzione Z – Andamento dei coefficienti di rigidità (Re) e Smorzamento (Im)

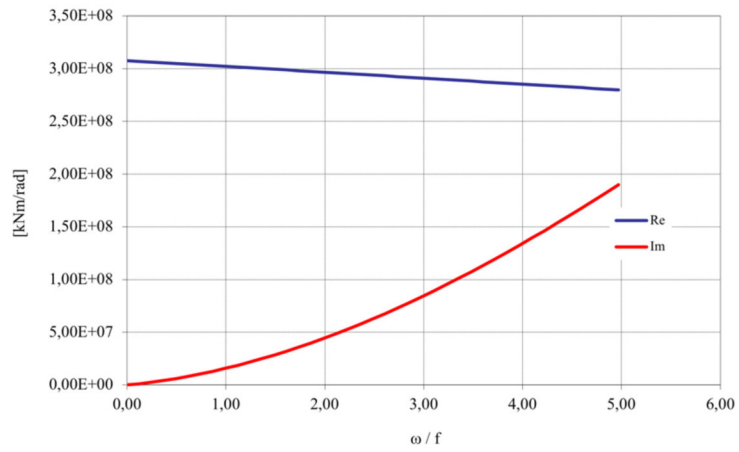


Figura 4-21: Impedenza rotazionale della fondazione intorno all'asse  $X$  – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im)

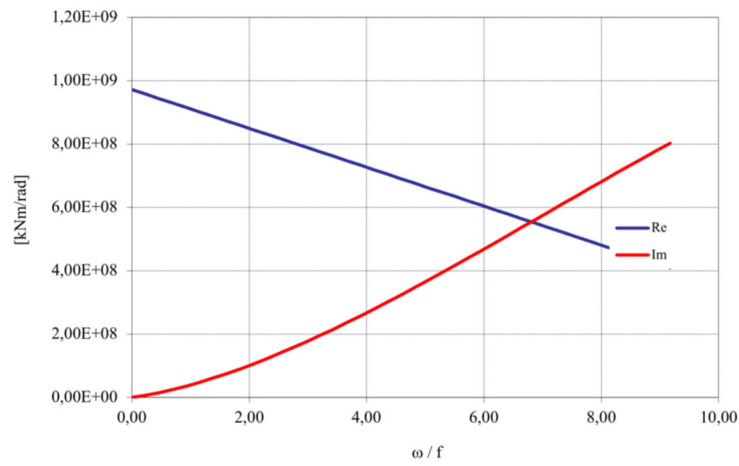


Figura 4-22: Impedenza rotazionale della fondazione intorno all'asse  $Y$  – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im)

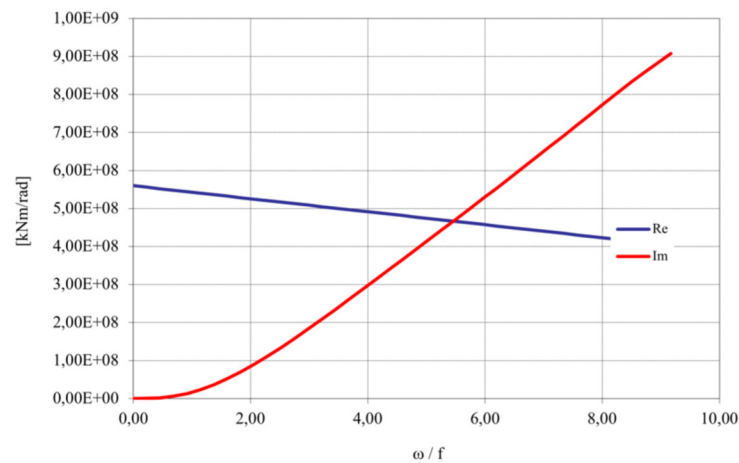


Figura 4-23: Impedenza rotazionale della fondazione intorno all'asse  $Z$  – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im)

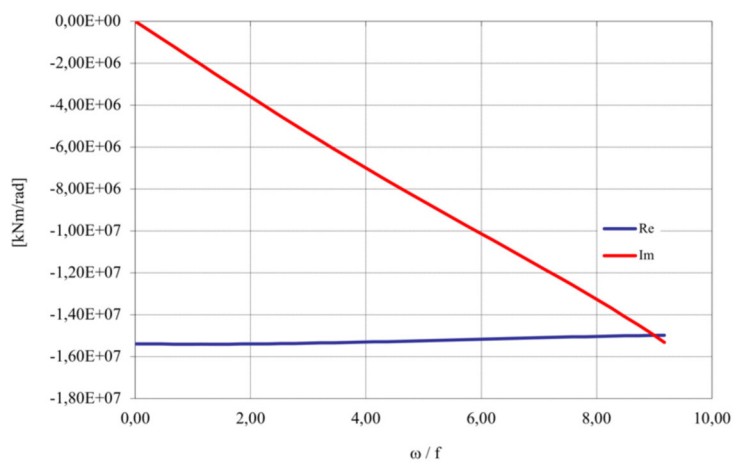


Figura 4-24: Impedenza roto-traslazionale della fondazione X-RY – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im)

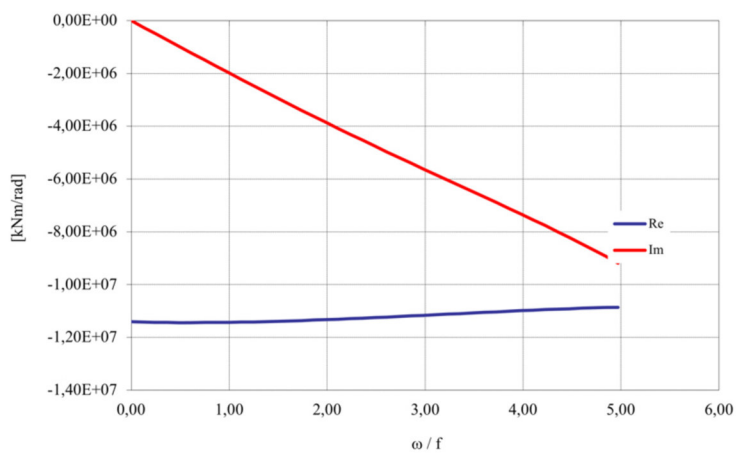


Figura 4-25: Impedenza roto-traslazionale della fondazione Y-RX – Andamento dei coefficienti di rigidezza (Re) e Smorzamento (Im)

## 4.2 Modellazione strutturale e del terreno

Il modello impiegato per l'analisi è stato implementato all'interno del programma SAP2000. Si sceglie di modellare il Condominio Santarelli 2B. Sulla base delle planimetrie disponibili si è realizzata la struttura portante in cemento armato, caratterizzata dalle seguenti sezioni:

- Pilastri 25x40cm;
- Pilastri 25x60cm;
- Pilastri 30x60cm;
- Pilastri 30x30cm;
- Travi 30x40cm;
- Travi a spessore 50x20cm;
- Travi rovesce di fondazione 50x80cm;

La modellazione della struttura portante è avvenuta tramite l'impiego di elementi beam, per le sezioni a prevalente sviluppo lineare quali travi e pilastri, ed elementi tipo shell per i solai e per le scale. Le proprietà di rigidezza assegnate alle sezioni vengono determinate dal programma, si assegna a tutte le sezioni un calcestruzzo aventi le seguenti proprietà:

- Classe di resistenza C25/30;
- Peso per unità di volume: 24,9926 kN/m<sup>3</sup>;
- Modulo elastico  $E=31.476,00$  N/mm<sup>2</sup>;
- Coefficiente di Poisson  $\nu=0,2$ .

Oltre alla modellazione della struttura portante di tipo a telaio in c.a. si sono modellati gli elementi non strutturali quali le tamponature esterne pesanti e le tamponature interne pesanti. Le pareti dell'edificio sono composte da murature pesanti dello spessore di 35cm per quelle esterne e dello spessore di 25cm per quelle che dividono gli appartamenti e gli appartamenti con la scala. Ipotizzando una muratura in mattoni semipièni doppio UNI con foratura <40% con malta cementizia si ottengono i seguenti parametri:

- Peso per unità di volume: 15,00 kN/m<sup>3</sup>;
- Modulo elastico  $E=6.500,00$  N/mm<sup>2</sup>;
- Coefficiente di Poisson  $\nu=0,25$ .

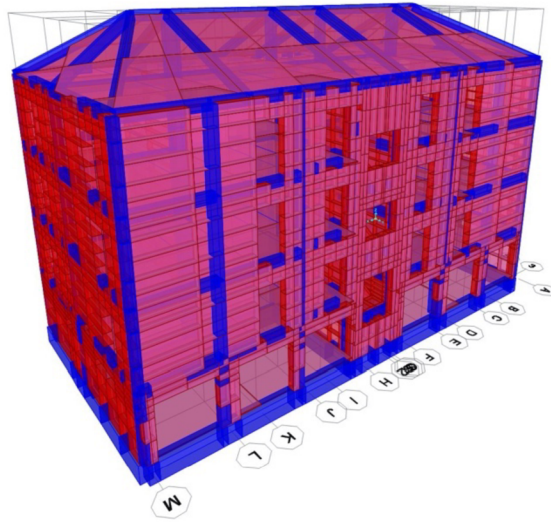


Figura 4-26: Vista 3D modello implementato in SAP2000

Dopo aver eseguito la meshatura dell'interno modello si inserisce un nodo MASTER sul quale si inseriranno il link per simulare il vincolo del terreno e le forzanti esterne necessarie per le analisi steady-state.

La modellazione del vincolo offerto dal terreno avviene inserendo un link di tipo "1 JOINT LINK" inizialmente modellato di tipo elastico lineare con proprietà di rigidità accoppiate. Il sistema generale che lega forze e spostamenti è del tipo:

$$\begin{Bmatrix} f_{u1} \\ f_{u2} \\ f_{u3} \\ f_{r1} \\ f_{r2} \\ f_{r3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{u1} & k_{u1u2} & k_{u1u3} & k_{u1r1} & k_{u1r2} & k_{u1r3} \\ & k_{u2} & k_{u2u3} & k_{u2r1} & k_{u2r2} & k_{u2r3} \\ & & k_{u3} & k_{u3r1} & k_{u3r2} & k_{u3r3} \\ & & & k_{r1} & k_{r1r2} & k_{r1r3} \\ & sym. & & & k_{r2} & k_{r2r3} \\ & & & & & k_{r3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{u1} \\ d_{u2} \\ d_{u3} \\ d_{r1} \\ d_{r2} \\ d_{r3} \end{Bmatrix}$$

Per il caso in esame risultano non nulli gli elementi sulla diagonale e gli accoppiamenti y-rx e x-ry. A questi valori si assegna una rigidità unitaria mentre si annullano tutte le altre componenti ponendole uguale a 0. In Figura 4-27, l'equivalente modellazione nel programma di calcolo.

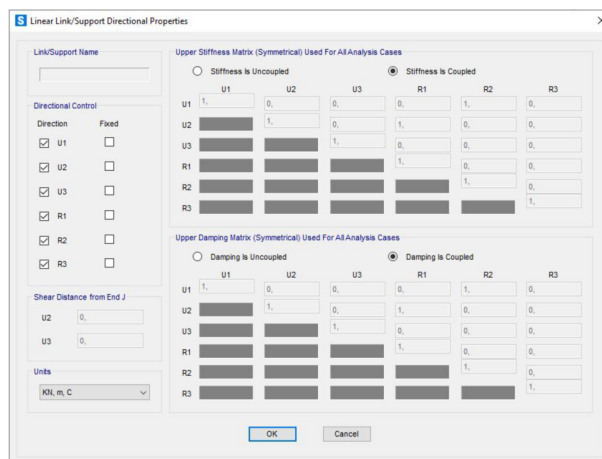


Figura 4-27: Definizione dei parametri del link lineare in SAP2000

Poiché trattasi di un'analisi di tipo steady-state, da eseguirsi nel dominio delle frequenze, è necessaria la modellazione delle impedenze del terreno. Forze e spostamenti sono legate dal seguente sistema:

$$\begin{Bmatrix} f_{u1} \\ f_{u2} \\ f_{u3} \\ f_{r1} \\ f_{r2} \\ f_{r3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} z_{u1} & & & & & \\ & z_{u2} & & & & \\ & & z_{u3} & & & \\ & & & z_{r1} & & \\ & & & & z_{r2} & \\ & & & & & z_{r3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{u1} \\ d_{u2} \\ d_{u3} \\ d_{r1} \\ d_{r2} \\ d_{r3} \end{Bmatrix}$$

*sym.*

Dove:

$$z_{u1} = k_{u1} + ic_{u1}$$

è il termine relativo all'impedenza del grado di libertà  $u1$ ,  $k_{u1}$  è la componente di rigidità,  $c_{u1}$  è la componente di dissipazione ed  $i$  è l'unità immaginaria. Nel sistema anche forze e spostamenti sono complessi, caratterizzata da una componente reale ed una immaginaria. Le componenti reali di tali termini rappresentano il comportamento quando l'angolo di fase è 0, con variazione nel tempo fornita dalla funzione coseno mentre le componenti immaginarie rappresentano il comportamento con angolo di fase pari a 90°, con variazione nel tempo fornita dalla funzione seno.

Nel programma di calcolo si assegnano quindi le proprietà dipendenti dalla frequenza attraverso la funzione "Frequency Dependent Link Properties". Ad ogni

elemento della matrice di rigidezza e di dissipazione si inseriscono le proprietà e la corrispondente frequenza come determinati al §4.2.

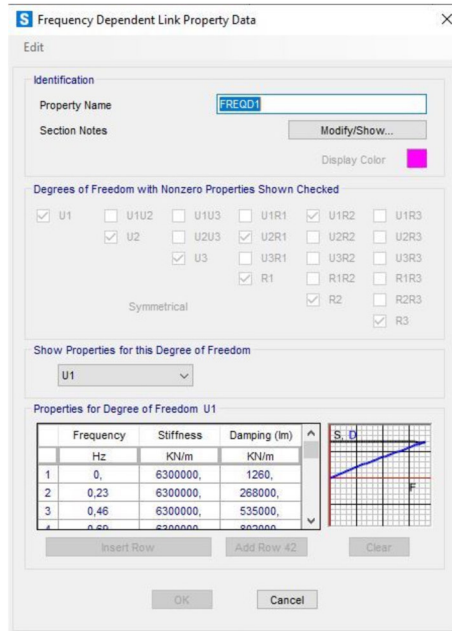


Figura 4-28: Definizione dei parametri del link dipendenti dalla frequenza in SAP2000

Per le analisi di tipo steady-state (§4.4) si assumano delle forzanti in X, in Y ed in RZ con modulo arbitrario, applicate come una funzione costante nell'intervallo 0-10Hz al nodo MASTER.

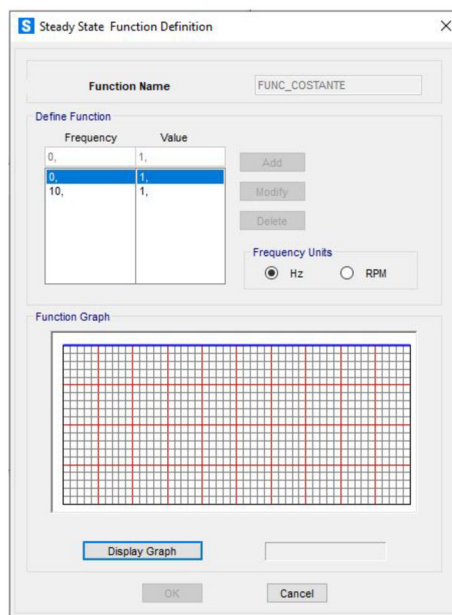


Figura 4-29: Definizione della funzione costante necessaria per l'applicazione della forzante nel modello steady-state

In particolare, ogni funzione consente di immettere un input nella struttura ed andare a visualizzare gli eventuali modi, si eseguono 3 analisi separate:

- Forzante X, si applica una sola forzante con modulo costante e con sola parte reale (in fase) lungo l'asse di riferimento globale X al nodo MASTER;
- Forzante Y, si applica una sola forzante con modulo costante e con sola parte reale (in fase) lungo l'asse di riferimento globale Y al nodo MASTER;
- Forzante RZ (momento torcente), si applica una sola forzante con modulo costante e con sola parte reale (in fase) con rotazione attorno all'asse di riferimento globale Z al nodo MASTER;

Dopo aver modellato tutti gli elementi ed inserito tutti i link si realizzano due modelli distinti che differiscono per i “constraints” che vengono assegnati ai nodi, in particolare:

- Modello BODY: tutti i nodi vengono vincolati dal vincolo interno di corpo rigido, tutto l'edificio si comporterà come un blocco rigido al di sopra della fondazione;
- Modello NO BODY: solamente i nodi della fondazione vengono vincolati al nodo MASTER mentre alle altre elevazioni rimangono liberi dal vincolo interno; in questo modello la deformata finale è dovuta sia al moto rigido al sopra del piano della fondazione che alla deformazione degli elementi strutturali.



### 4.3 Analisi modale

L'analisi modale è un metodo numerico impiegato per l'identificazione dei sistemi dinamici (§1.1), consente di determinare i modi propri di vibrare della struttura utili a comprenderne il comportamento. Nel caso specifico si esegue un'analisi modale agli autovettori che consente di ottenere modi di vibrare non smorzati della struttura e frequenze proprie del sistema dinamico. L'analisi agli autovettori si basa sulla risoluzione del problema generalizzato agli autovalori:

$$[\mathbf{K} - \Omega^2 \mathbf{M}] \Phi = \mathbf{0}$$

dove  $\mathbf{K}$  è la matrice di rigidezza,  $\mathbf{M}$  è la matrice diagonale delle masse,  $\Omega^2$  è la matrice diagonale degli autovalori e  $\Phi$  è la corrispondente matrice degli autovettori (forme modali). Ogni coppia di autovalore-autovettore è chiamata "modo di vibrare" della struttura. I modi sono identificati da un numero che va da 1 ad  $n$ , in funzione dei gradi di libertà della struttura. Per ogni modo l'autovalore corrisponde al quadrato della pulsazione  $\omega$ , questa è correlata la periodo  $T$  ed alla frequenza  $f$  dalle seguenti relazioni:

$$T = \frac{1}{f} \quad , \quad f = \frac{\omega}{2\pi}$$

Per la rappresentazione dei modi propri della struttura e per il confronto con le altre forme modali ricavate dalle diverse analisi e prove eseguite sono necessari:

- Frequenza  $f$ , è l'inverso del periodo  $T$ ;
- Spostamenti modali dei nodi 17 e 233.

Si sceglie di eseguire l'analisi modale su entrambi i modelli precedentemente descritti. L'analisi modale sul modello BODY (M-K) consentirà di cogliere i modi propri di vibrare del corpo rigido fondazione-struttura, ovvero quelli che coinvolgono la deformabilità del sistema di fondazione in funzione del terreno considerando la sovrastruttura infinitamente rigida. Si potranno quindi indagare a quali frequenze vengono visualizzate le massime amplificazioni degli spostamenti di alcuni nodi presi come riferimento. L'analisi modale sul modello NO BODY (M-

BF), consentirà invece di stabilire quali sono i modi propri dell'edificio, considerando struttura e non struttura e modellato con “base fissa”

#### 4.3.1 Analisi modale modello BODY (M-K)

L'analisi modale del modello BODY (tutti i nodi vincolati) è realizzata inserendo le rigidezze statiche e gli smorzamenti statici al link lineare e rimuovendo le proprietà dipendenti dalla frequenza. I risultati mostreranno quindi i modi propri dell'edificio come blocco rigido e saranno dipendenti solamente da rigidezza e smorzamento del terreno. Si ottengono le frequenze e gli spostamenti mostrati in Tabella 4-6 mentre nel seguito si riportano forme modali tridimensionali ottenute da tale modello.

Tabella 4-6: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233

f [Hz]	$\xi$ [%]	17.U1	17.U2	233.U2	MCF [%]
3,79	-	-0,000	0,000	0,000	-
3,93	-	0,000	1,000	1,000	-
6,54	-	-1,000	0,000	-0,000	-
8,11	-	-0,490	-1,000	0,991	-
11,02	-	-0,286	-0,001	0,001	-
15,49	-	0,001	-0,331	-0,334	-

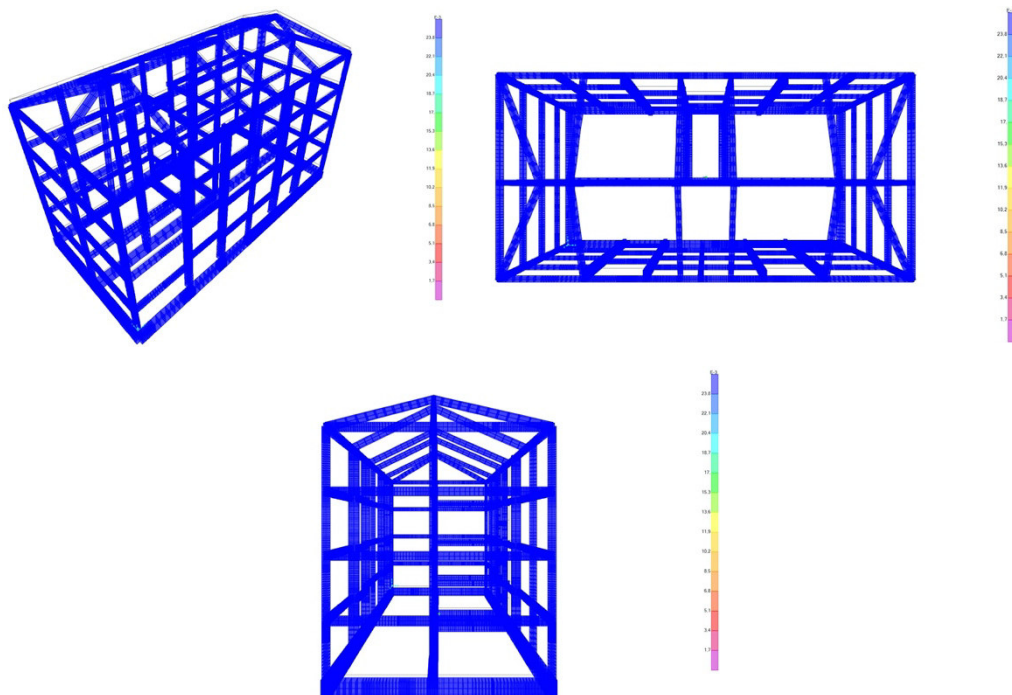


Figura 4-30: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 1° forma modale 3,79 Hz traslazione in direzione verticale Z

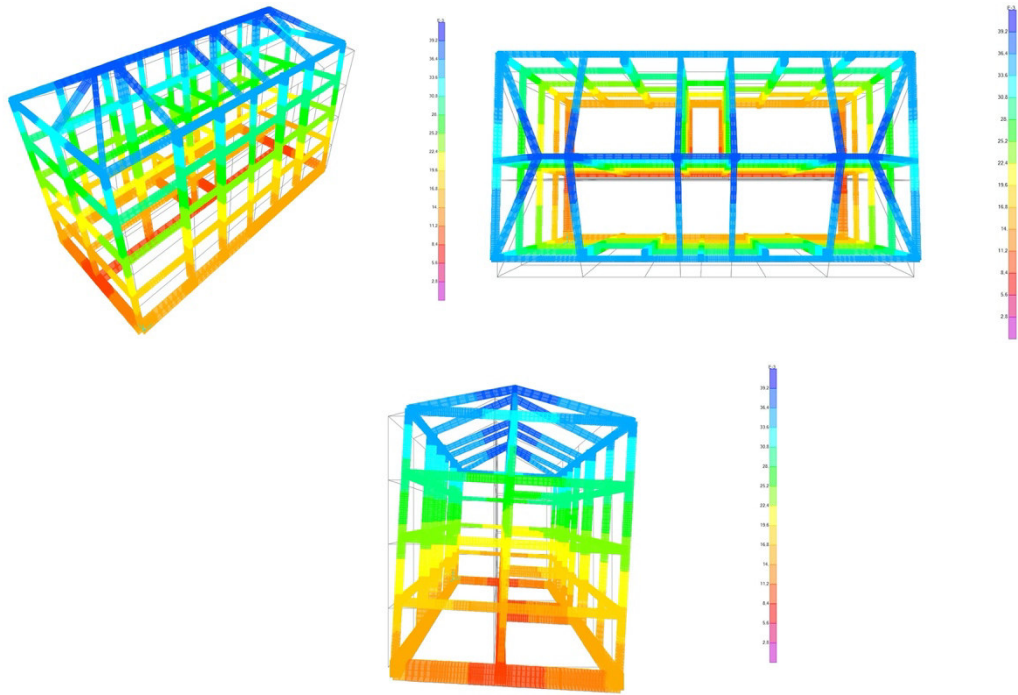


Figura 4-31: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 2° forma modale 3,93 Hz rocking intorno all'asse X

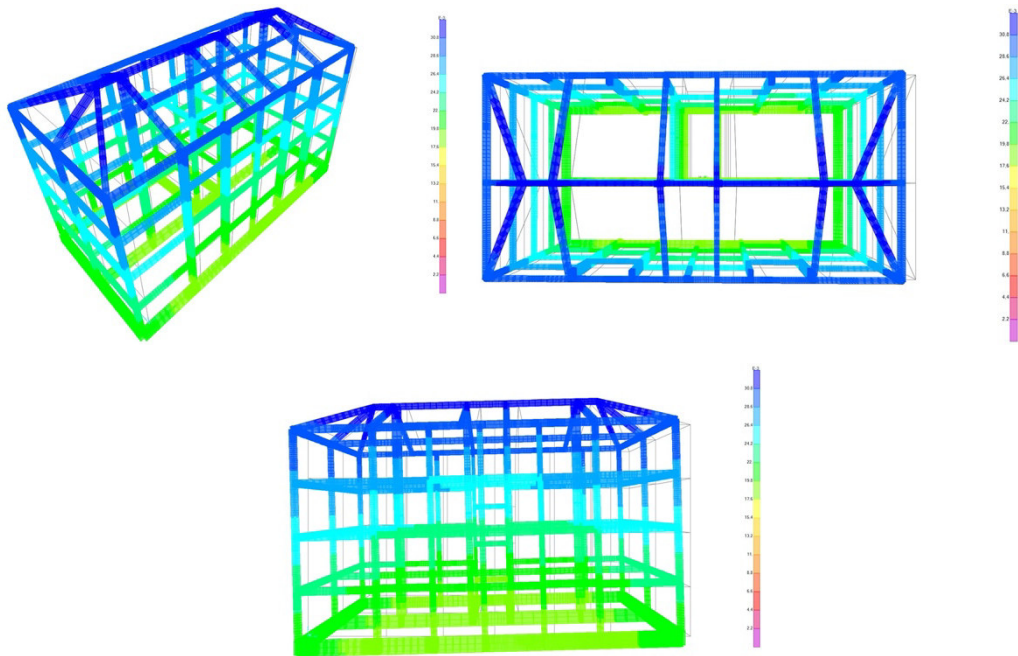


Figura 4-32: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 3° forma modale 6,54 Hz traslazione + rocking intorno all'asse Y

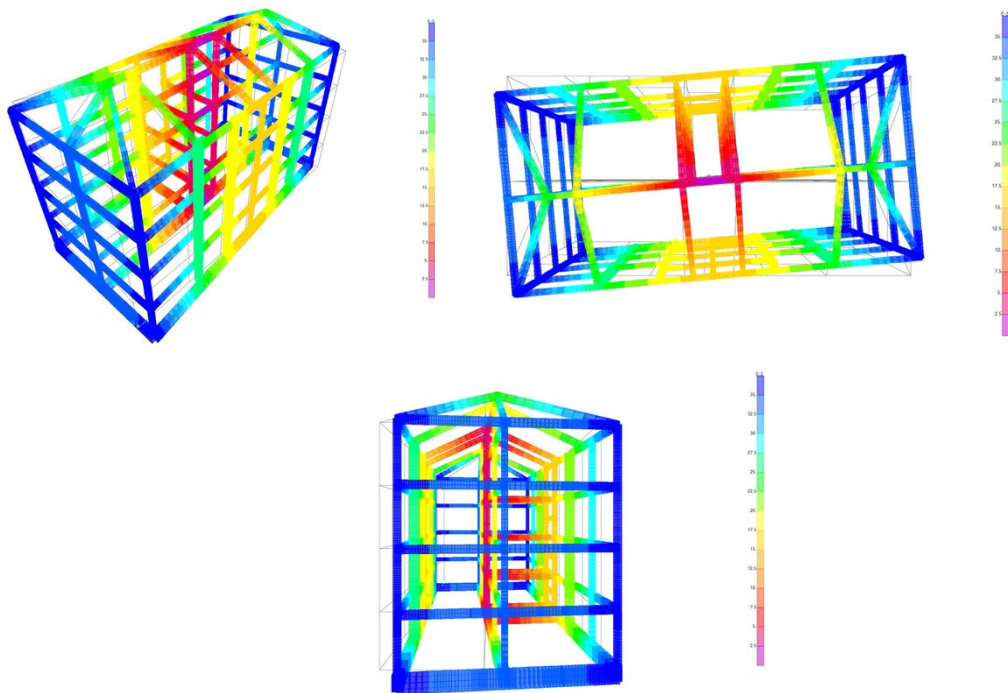


Figura 4-33: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 4° forma modale 8,11 Hz rotazione centrata intorno all'asse Z

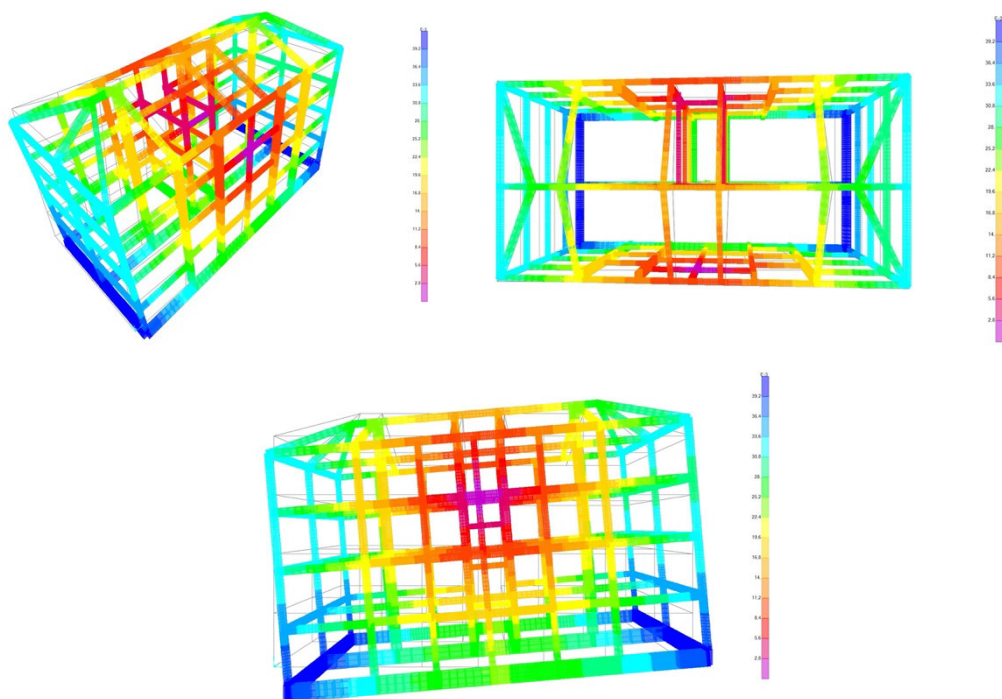
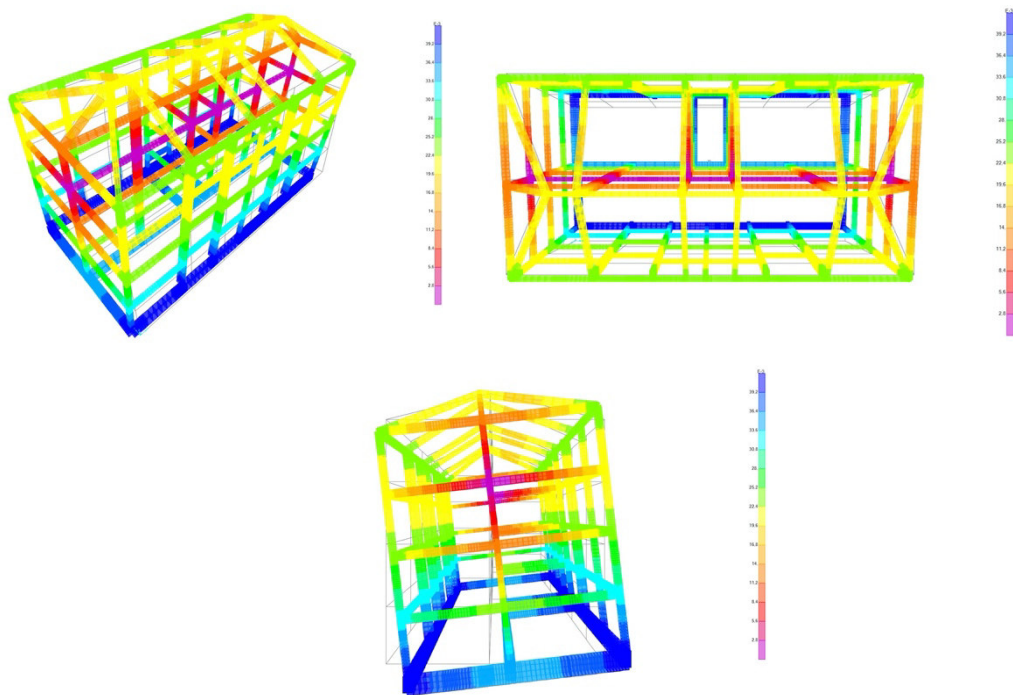


Figura 4-34: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 5° forma modale 11,02 Hz rocking intorno all'asse Y



*Figura 4-35: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – 6° forma modale 15,49 Hz rocking intorno all'asse X*

Dall'analisi si ottengono 6 modi di vibrare, quanti sono i gradi di libertà del sistema (3 traslazioni e 3 rotazioni). Le forme modali ottenute sono compatibili con la modellazione del link scelta, individuando gli accoppiamenti che legano spostamenti e rotazioni. Oltre che alla forma non si possono trarre particolari osservazioni dalle frequenze individuate in quanto sono state determinate con i valori di rigidità e smorzamento statici.

#### 4.3.2 Analisi modale modello NO BODY base fissa (M-BF)

L'analisi modale del modello NO BODY (si considera l'effettiva rigidità della struttura) è realizzata inserendo un vincolo esterno di incastro alla base. Si ottengono le frequenze e gli spostamenti mostrati in Tabella 4-7 mentre nel seguito si riportano forme modali tridimensionali ottenute da tale modello.

Tabella 4-7: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233

f [Hz]	$\xi$ [%]	17.U1	17.U2	233.U2	MCF [%]
6,16	-	1,000	0,290	-0,147	-
6,38	-	-0,093	1,000	0,975	-
8,67	-	0,320	0,972	-1,000	-

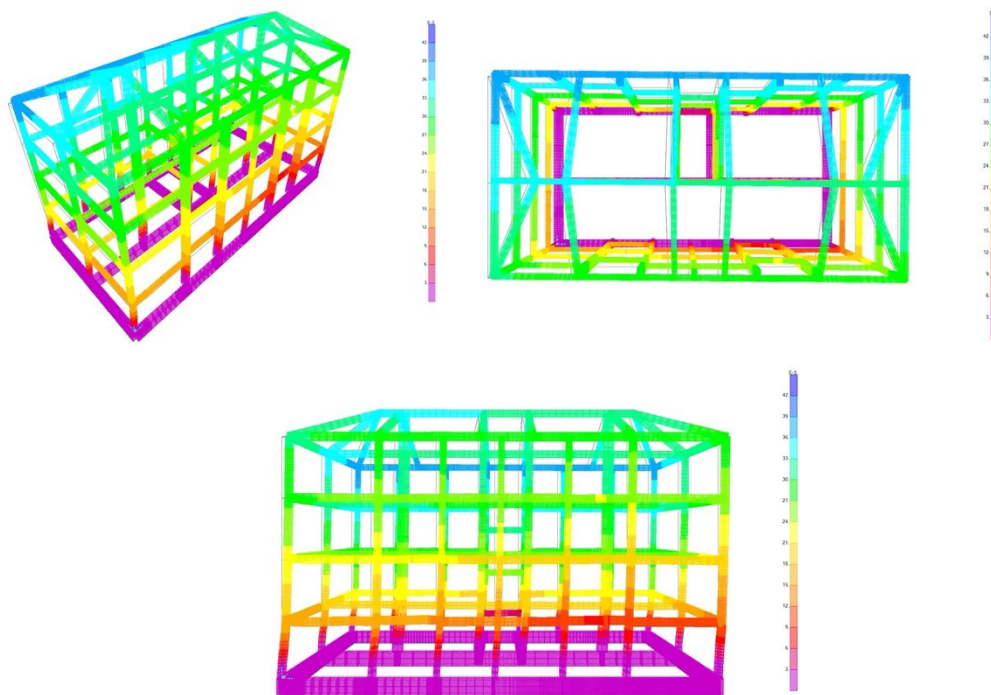


Figura 4-36: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – 1° forma modale 6,16 Hz traslazione in direzione X

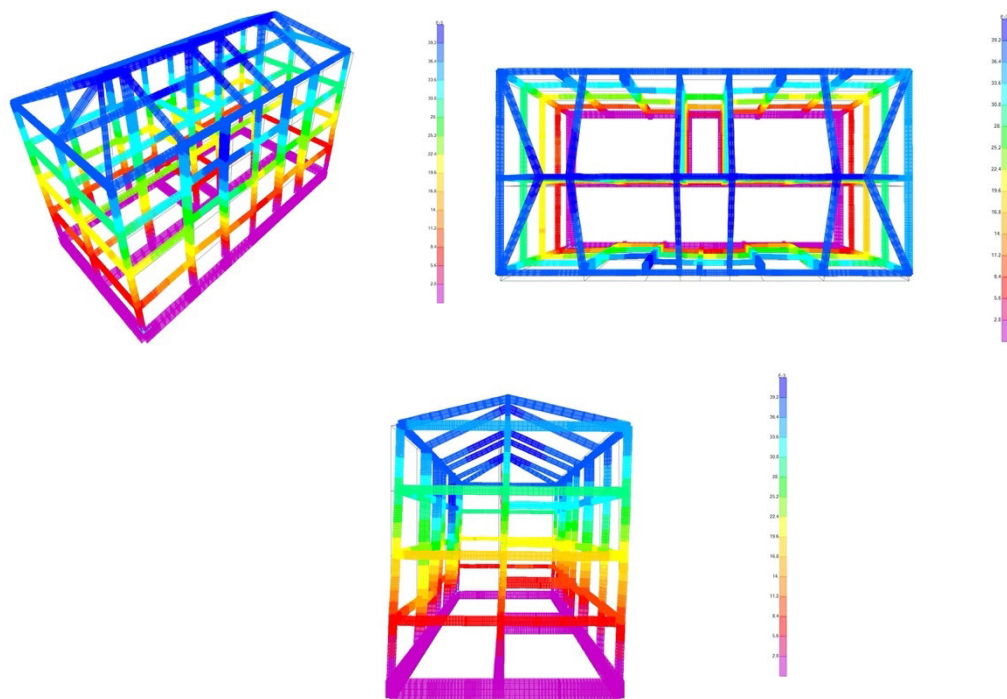


Figura 4-37: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – 2° forma modale 6,38 Hz traslazione in direzione Y

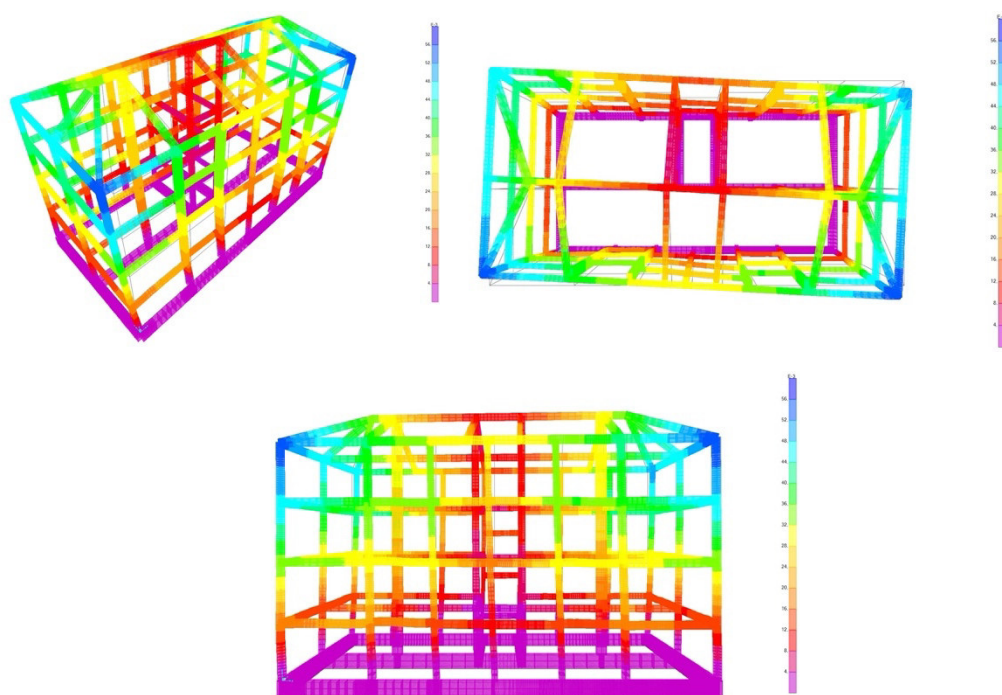


Figura 4-38: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – 3° forma modale 8,67 Hz rotazione centrata intorno all'asse Z

Le forme modali ottenute dal modello NO BODY, con base fissa, sono compatibili con la tipologia dell'edificio. Poiché la pianta è rettangolare e non si evidenziano particolari irregolarità in pianta ci si aspetta che i primi due modi siano del tipo traslazionale mentre il terzo sia di tipo rotazionale con rotazione centrata. Eccetto che per qualche piccolo grado di accoppiamento, trascurabile ma sempre presente nelle strutture reali, si ritrovano tali risultati.

#### 4.4 Analisi steady-state

L'analisi di tipo steady-state è un'analisi che si esegue nel dominio delle frequenze. Le analisi nel dominio delle frequenze sono basate sulla risposta dinamica di una struttura sottoposta ad un carico variabile di tipo armonico. L'analisi può essere eseguita ad una o più frequenze di vibrazione, ad ogni frequenza il carico varia nel tempo con funzioni di tipo seno o coseno. Tra le analisi nel dominio delle frequenze che si possono eseguire troviamo la steady-state analysis e la power-spectral-density analysis. Nel caso in esame, durante una analisi di tipo steady-state, si determina la risposta deterministica del sistema ad ogni frequenza nel range di analisi richiesto.

Il carico da assegnare al sistema può essere scritto come:

$$\bar{\mathbf{r}}(t) = \bar{\mathbf{p}} \exp(i\omega t) = \bar{\mathbf{p}} (\cos(\omega t) + i \sin(\omega t))$$

Dove il soprascritto indica che il valore è complesso. La parte reale in coseno rappresenta la componente in fase mentre la parte immaginaria in seno rappresenta la componente fuori fase di 90°. La soluzione dell'analisi steady-state richiede che lo spostamento dei nodi sia della stessa forma:

$$\bar{\mathbf{u}}(t) = \bar{\mathbf{a}} \exp(i\omega t) = \bar{\mathbf{a}} (\cos(\omega t) + i \sin(\omega t))$$

Sostituendo nell'equazione del moto si ottiene:

$$[\mathbf{K} + i\omega\mathbf{C} - \omega^2\mathbf{M}] \bar{\mathbf{a}} = \bar{\mathbf{p}}$$



Si può quindi definire la matrice di impedenza come:

$$\bar{\mathbf{K}} = \mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C}$$

Dove la parte reale rappresenta gli effetti di rigidità ed inerzia e la parte immaginaria rappresenta gli effetti di smorzamento. L'equazione del moto può essere così riscritta:

$$\bar{\mathbf{K}}(\omega) \bar{\mathbf{a}}(\omega) = \bar{\mathbf{p}}(\omega)$$

In questa forma, l'equazione del moto mostra come la matrice di impedenza, il carico e lo spostamento sono tutti funzione della frequenza.

La matrice di impedenza può essere assegnata ad un link di tipo “frequency-dependent”, e assume tale forma:

$$\bar{\mathbf{K}}(\omega) = \mathbf{K}(\omega) - \omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C}(\omega)$$

### *SMORZAMENTO*

Per i problemi nel dominio della frequenza è usuale specificare la matrice di smorzamento isteretico  $\mathbf{D}$ , funzione dello spostamento, piuttosto che la matrice di smorzamento viscoso  $\mathbf{C}$ , funzione della velocità.

$$\mathbf{D} = \omega \mathbf{C}$$

Impiegando tale matrice di smorzamento la matrice di impedenza diventa:

$$\bar{\mathbf{K}}(\omega) = \mathbf{K}(\omega) - \omega^2 \mathbf{M} + i\mathbf{D}(\omega)$$

Nelle analisi di tipo steady-state la sorgente di smorzamento viene assunta pari alla somma dei seguenti contributi:

- Smorzamento isteretico dai “Load Case”, viene assegnato tramite la seguente espressione

$$\mathbf{D}(\omega) = d_K(\omega) \mathbf{K} + d_M(\omega) \mathbf{M}$$

Quindi pari ad una combinazione lineare tra la matrice delle rigidezze scalata del fattore  $d_K(\omega)$  e la matrice delle masse scalata del fattore  $d_M(\omega)$ . Assumendo  $d_M(\omega)=0$  e  $d_K(\omega)=2\xi$ , si ottiene lo smorzamento costante per ogni modo di vibrare tipico dell'analisi modale. Per le strutture in c.a. è usuale assumere  $\xi=5\%$ .

- Smorzamento isteretico dai materiali, non assegnato in questa modellazione.
- Smorzamento isteretico dai link “Frequency-Dependent”, inserito nel modello come da §4.2.
- Smorzamento viscoso dai link, non assegnato in questa modellazione.

#### *APPLICAZIONE DEL CARICO*

Il carico  $\bar{\mathbf{p}}(\omega)$  applicato nell'analisi steady-state può essere una funzione generica dello spazio e della frequenza. Si può scrivere come somma finita di vettori carico  $\mathbf{p}_i$  moltiplicati per la funzione frequenza  $f_i(\omega)$ :

$$\bar{\mathbf{p}}(\omega) = \sum_j s_j f_j(\omega) \mathbf{p}_j e^{-i\theta_j} = \sum_j s_j f_j(\omega) \mathbf{p}_j (\cos\theta_j + i \sin\theta_j)$$

Dove  $s_j$  è il fattore di scala e  $\theta_j$  l'angolo di fase al quale il carico  $\mathbf{p}_j$  viene applicato.

#### *FREQUENCY STEPS*

Le analisi nel dominio della frequenza vengono eseguite per step discreti di frequenza. Per le analisi di tipo steady-state devono essere definiti:

- $f_1 \geq 0$ , la prima frequenza alla quale calcolare la risposta del sistema;
- $f_2 \geq f_1$ , l'ultima frequenza alla quale calcolare la risposta del sistema;
- $n > 0$ , il numero degli incrementi.

Le analisi si eseguiranno quindi alle seguenti frequenze:

$$f_1, f_1+\Delta f, f_1+2\Delta f, \dots, f_2 \quad \text{con} \quad \Delta f = (f_2 - f_1) / n$$

Per le analisi di interazione terreno-fondazione del modello in esame si assume come prima frequenza  $f_1=0\text{Hz}$ , ovvero la risposta statica, come ultima frequenza di interesse  $f_2=10\text{Hz}$ , ed un numero di incrementi pari a 100 che consenta di ottenere una risposta con risoluzione  $0,1\text{Hz}$ .

Dopo l'esecuzione delle analisi, anche al variare del modulo elastico del terreno, si sceglie di riportare i risultati ottenuti con  $E=100000\text{ kN/m}^2$  ( $v_s=130\text{m/s}$ ) in quanto le amplificazioni alle diverse frequenze sono maggiormente compatibili con i dati sperimentali. Infatti, all'aumentare del modulo elastico si ha un irrigidimento del sistema con sostanziale aumento delle frequenze. Se il modulo aumentasse di molto, terreno caratterizzato da  $E$  e  $v_s$  elevati, le frequenze superano i  $10\text{Hz}$  e non rientrerebbero più nell'intervallo usuale delle frequenze proprie di tali edifici. Per completezza si riporta il grafico degli spostamenti  $U1$  ottenuti, all'aumentare del modulo elastico del terreno.

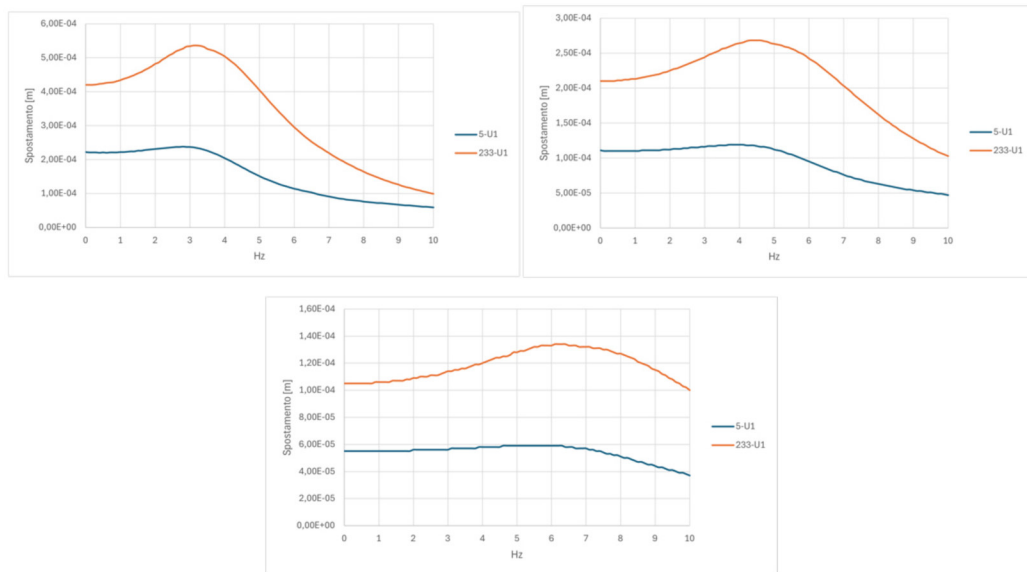


Figura 4-39: Spostamenti nodali  $U1$  ottenuti dall'analisi steady-state per frequenze  $0\text{Hz}-10\text{Hz}$  all'aumentare del modulo elastico  $100000\text{ kN/m}^2-200000\text{ kN/m}^2-400000\text{ kN/m}^2$

#### 4.4.1 Analisi steady-state modello BODY (S-B)

Completata l'analisi del modello BODY (S-B), per ogni combinazione di carico, si riportino i diagrammi degli spostamenti. Si individuino in corrispondenza del picco di amplificazione uno o più modi propri della struttura evidenziati dall'applicazione della forzante e si riporta nelle figure seguenti la deformata 3D.

##### *FORZANTE X*

L'individuazione dei modi scelti avviene in corrispondenza delle massime rotazioni R2 (attorno all'asse Y) ottenute, che evidenziano probabili fenomeni di rocking, rotazione rigida del sistema fondazione-struttura sul terreno. Non si evidenziano picchi in spostamento in X in quanto il sistema presenta uno smorzamento elevato.

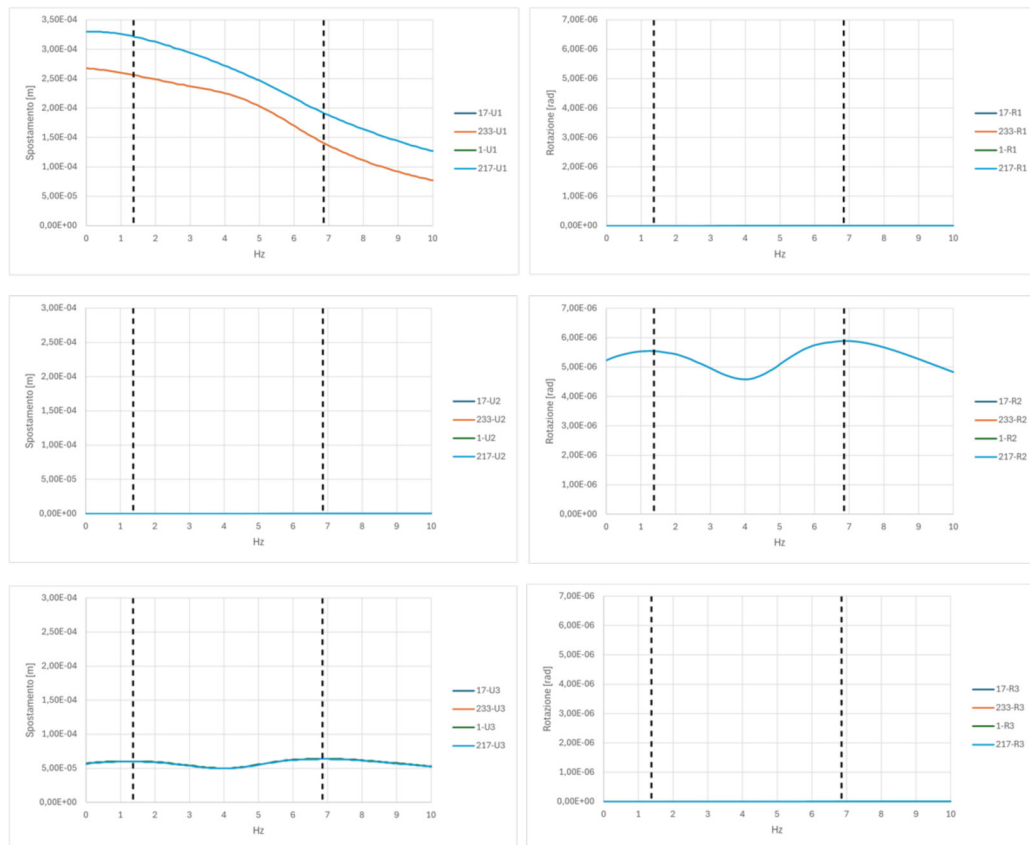


Figura 4-40: Analisi steady modello BODY – Componenti di spostamento  $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$ ,  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante X

### FORZANTE Y

L'individuazione del modo scelto avviene in corrispondenza della massima rotazione R1 (attorno all'asse X) ottenuta che evidenzia un probabile fenomeno di rocking, rotazione rigida del sistema fondazione-struttura sul terreno.

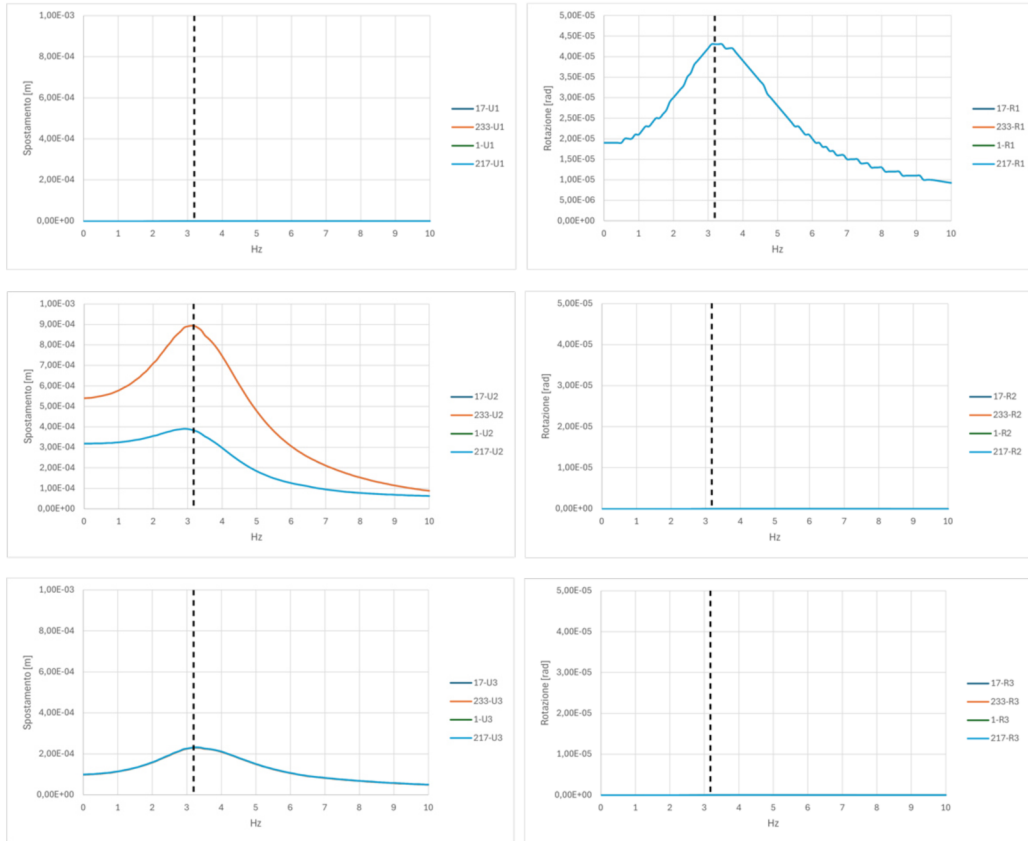


Figura 4-41: Analisi steady modello BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 17 nel caso di forzante Y

### FORZANTE RZ

L'individuazione del modo scelto avviene in corrispondenza del massimo spostamento U1 (direzione X) ottenuto, coincidente con il massimo spostamento U2 (direzione Y) ottenuto. In corrispondenza di tali valori si evidenzia anche il massimo valore di R3.

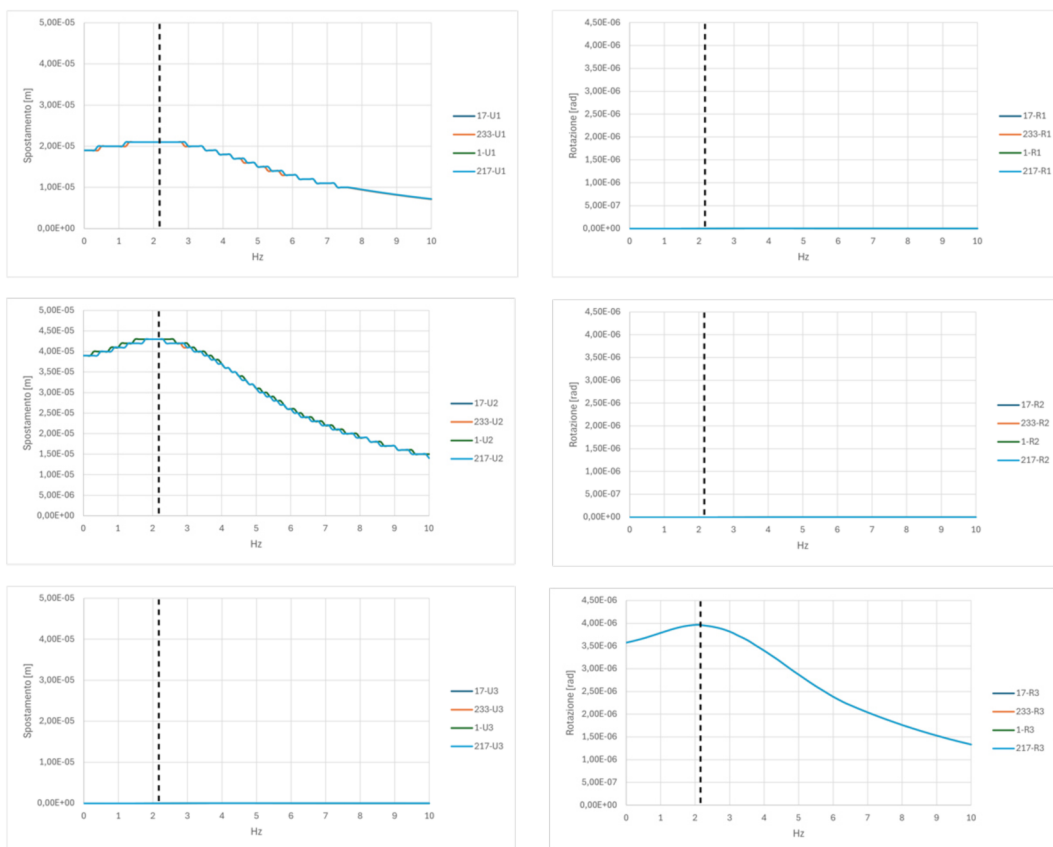


Figura 4-42: Analisi steady modello BODY – Componenti di spostamento  $U1$ ,  $U2$ ,  $U3$ ,  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante RZ

Nelle seguenti figure si rappresentino le diverse deformate ottenute in corrispondenza della massima amplificazione degli spostamenti, in particolare:

- Figura 4-43, nel caso di forzante in direzione X, si ottiene un modo di traslazione lungo l'asse X accompagnato da un rocking attorno all'asse Y. L'amplificazione si ha in corrispondenza di circa 1,30Hz.
- Figura 4-44, nel caso di forzante in direzione X, si ottiene un modo rotazionale attorno ad Y (rocking) in corrispondenza di circa 6,90Hz.
- Figura 4-45, nel caso di forzante in direzione Y, si ottiene un modo rotazionale attorno ad X (rocking) in corrispondenza di circa 3,10Hz.
- Figura 4-46, nel caso di forzante in direzione RZ, si ottiene un modo rotazionale attorno a Z con centro di rotazione in posizione baricentrica. L'amplificazione si ha in corrispondenza di circa 2,10 Hz.

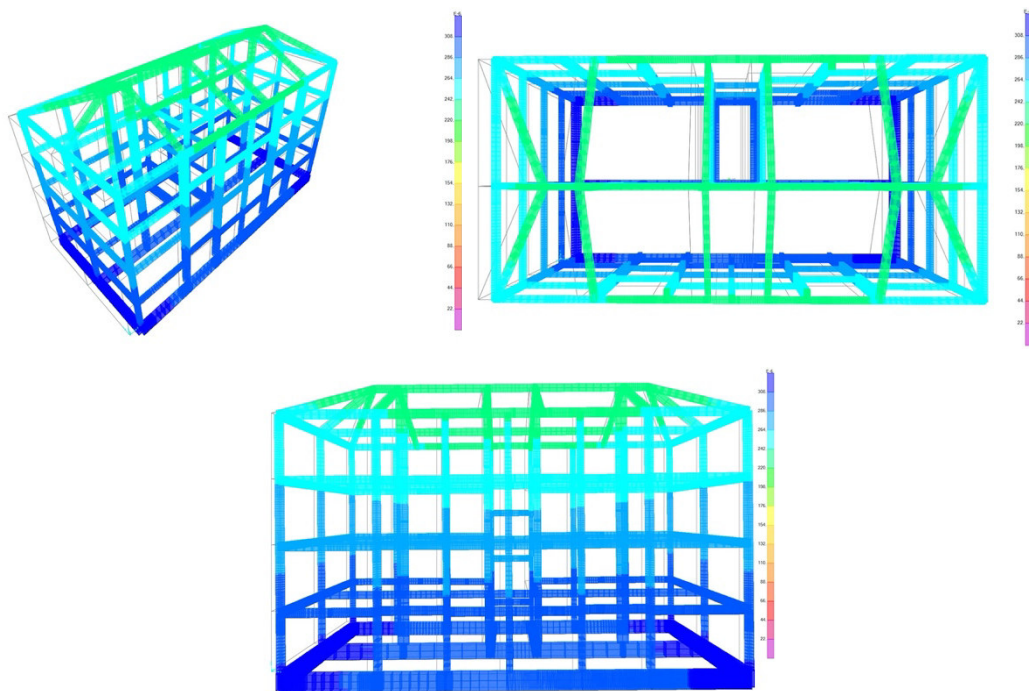


Figura 4-43: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato nel caso di forzante X

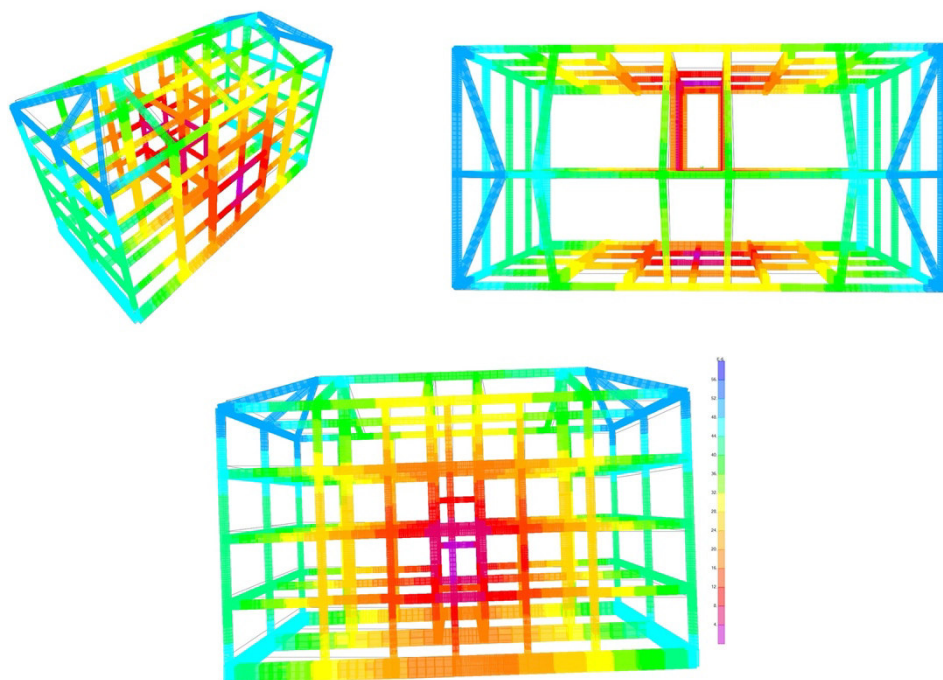


Figura 4-44: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato nel caso di forzante X

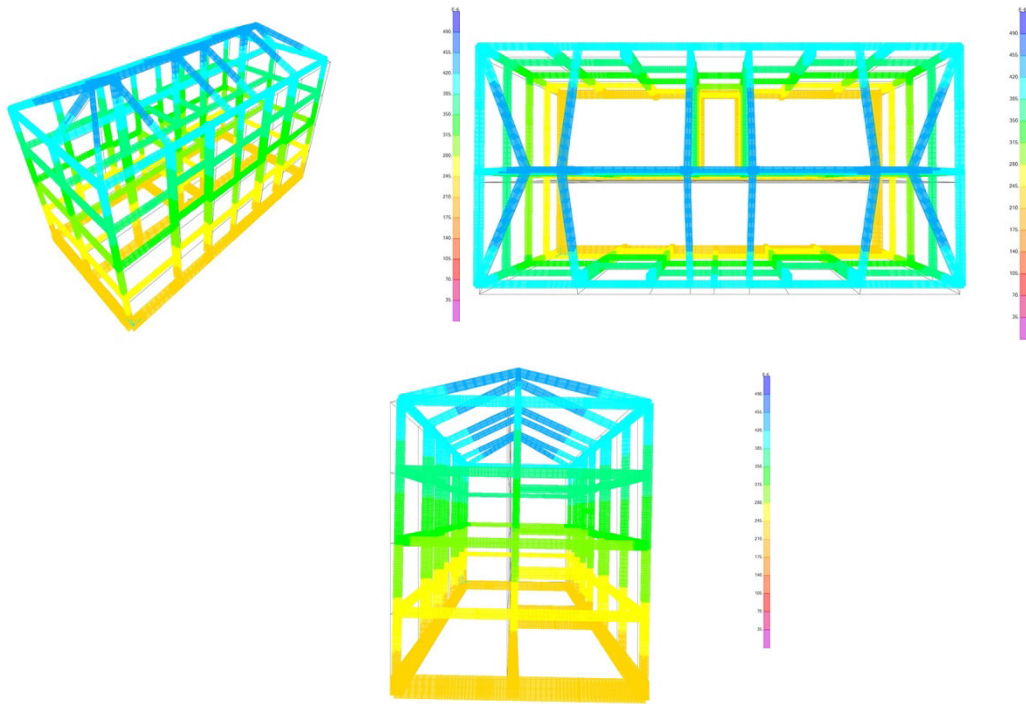


Figura 4-45: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato nel caso di forzante Y

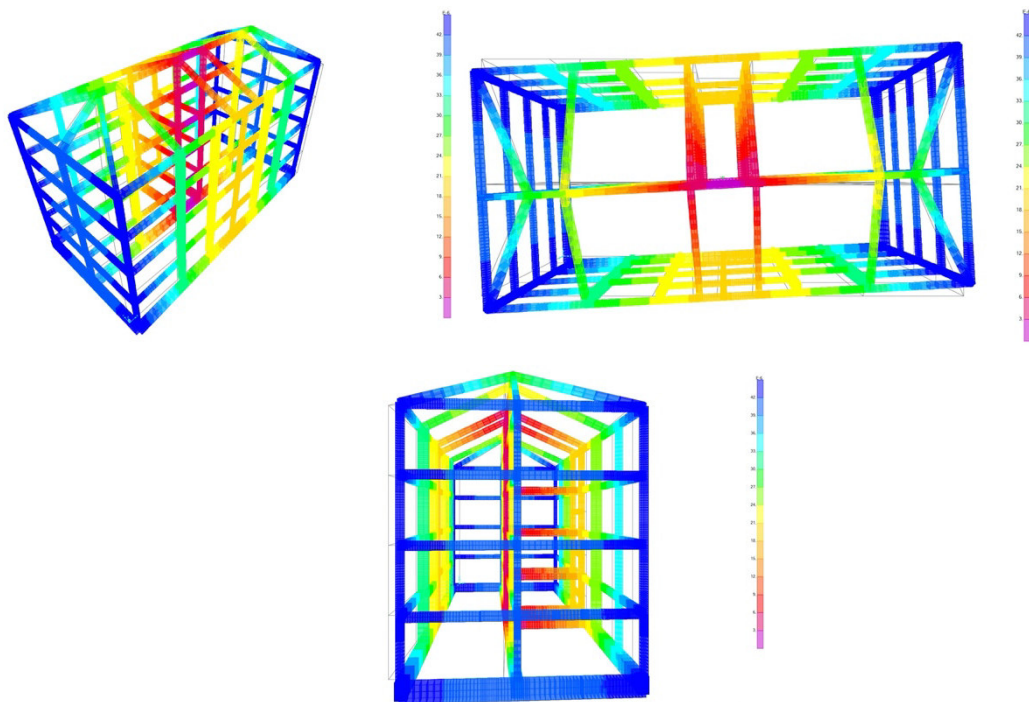


Figura 4-46: Analisi steady modello BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato nel caso di forzante RZ



#### 4.4.2 Analisi steady-state modello NO BODY (S-NB)

Completata l'analisi del modello NO BODY (S-NB), per ogni combinazione di carico, si riportino i diagrammi degli spostamenti. Si individuino in corrispondenza del picco di amplificazione uno o più modi propri della struttura evidenziati dall'applicazione della forzante e si riporta nelle figure seguenti la deformata 3D. A differenza del modello BODY con sovrastruttura "bloccata" dal vincolo interno i modi risultano essere più complessi.

#### FORZANTE X

L'individuazione del modo 1° scelto avviene in corrispondenza del massimo spostamento U1 (direzione X) ottenuto. L'individuazione del 2° modo avviene in corrispondenza della massima rotazione R2 (attorno all'asse Y) che evidenzia un probabile fenomeno di rocking, rotazione rigida del sistema fondazione-struttura sul terreno.

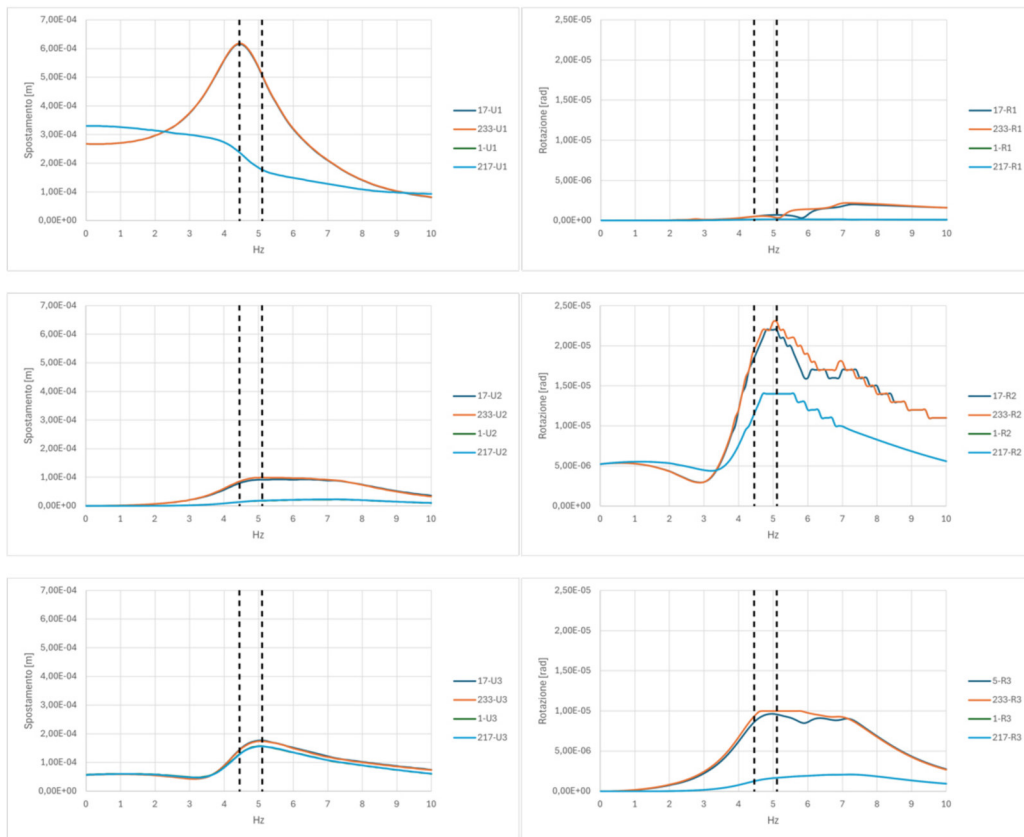


Figura 4-47: Analisi steady modello NO BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante X

### FORZANTE Y

L'individuazione del modo 1° scelto avviene in corrispondenza del massimo spostamento U2 (direzione Y) ottenuto. L'individuazione del 2° modo avviene in corrispondenza della massima rotazione R3 (attorno all'asse Z) che evidenzia un probabile fenomeno di rotazione del piano di copertura.

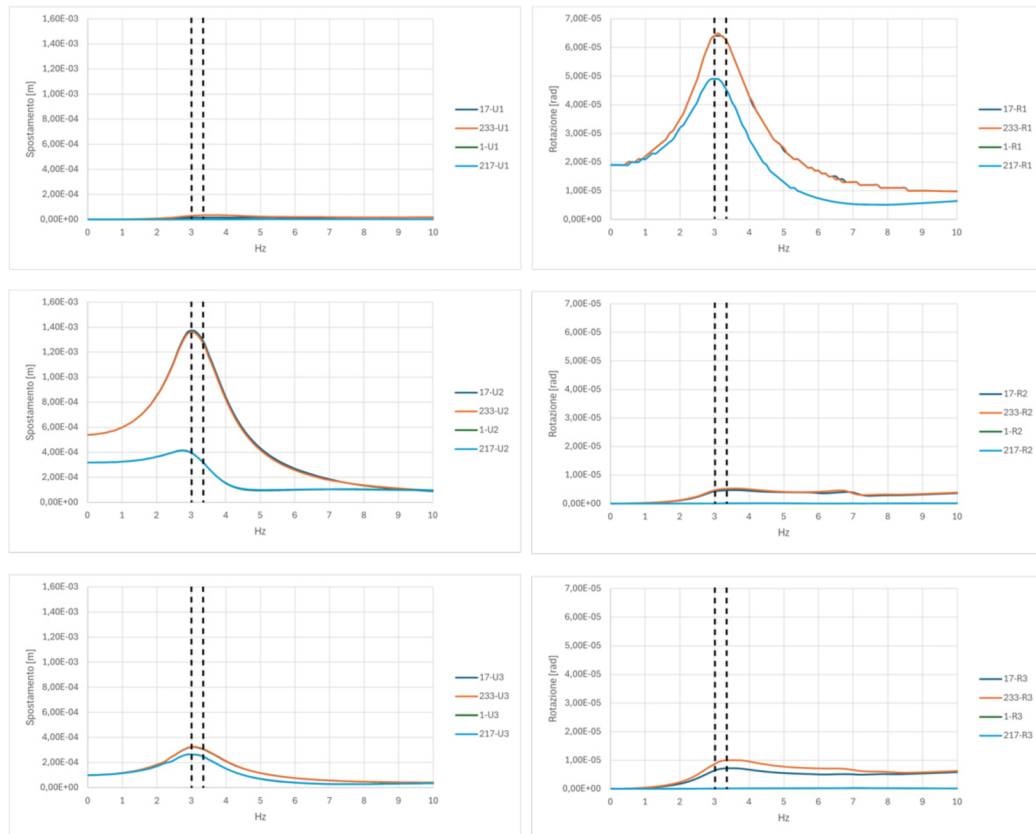


Figura 4-48: Analisi steady modello NO BODY – Componenti di spostamento U1, U2, U3, R1, R2, R3 dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante Y

### FORZANTE RZ

L'individuazione del modo 1° scelto avviene in corrispondenza del massimo spostamento U1 (direzione X) ottenuto, coincidente con la massima rotazione R2 (attorno all'asse Y) ottenuta. L'individuazione del 2° modo avviene in corrispondenza del massimo spostamento U2 (direzione Y) ed R3 (attorno all'asse Z) che evidenzia una rotazione del piano di copertura.

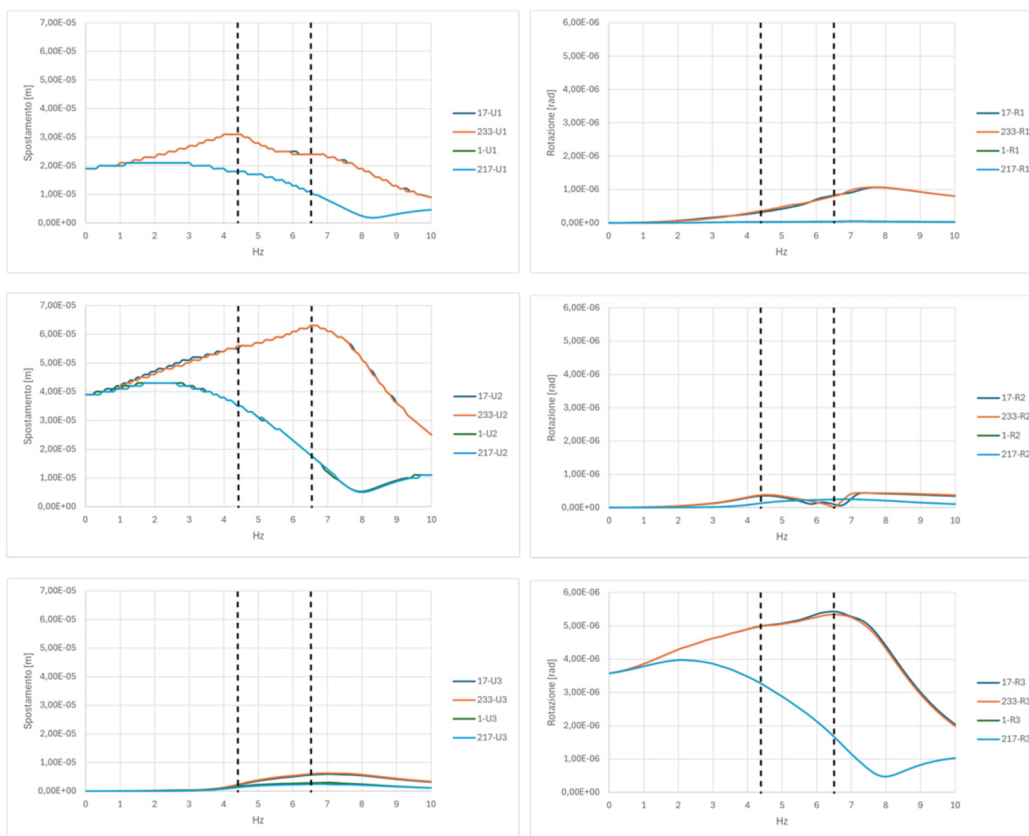


Figura 4-49: Analisi steady modello NO BODY – Componenti di spostamento  $U1$ ,  $U2$ ,  $U3$ ,  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  dei nodi 17, 233, 1 e 217 nel caso di forzante  $RZ$

Nelle seguenti figure si rappresentino le diverse deformate ottenute in corrispondenza della massima amplificazione degli spostamenti o rotazioni, in particolare:

- Figura 4-50, nel caso di forzante in direzione X, si ottiene un modo rotazionale attorno a Y (rocking) in corrispondenza di circa 4,40Hz.
- Figura 4-51, nel caso di forzante in direzione X, si ottiene un modo rotazionale attorno a Y (rocking), simile al precedente, con maggiore contributo traslazionale in direzione X dovuto alla deformabilità della struttura. L'amplificazione si ha in corrispondenza di circa 5,10Hz.
- Figura 4-52, nel caso di forzante in direzione Y, si ottiene un modo rotazionale attorno ad X (rocking) in corrispondenza di circa 3,00Hz. La rotazione avviene con “struttura rigida” ovvero rimane indeformata.
- Figura 4-53, nel caso di forzante in direzione Y, si ottiene un modo rotazionale attorno ad X (rocking) in corrispondenza di circa 4,40Hz. Il

modo è molto simile a quello individuato a 3,00Hz ma con maggiore contributo di traslazione al piano di copertura dovuto alla deformabilità del telaio.

- Figura 4-54, nel caso di forzante in direzione RZ, si ottiene un modo rotazionale attorno a Z con centro di rotazione al baricentro dell'edificio. La deformata risulta essere con "struttura rigida" ovvero una rotazione pura del sistema fondazione-struttura al di sopra del terreno. L'amplificazione si ha in corrispondenza di circa 4,40Hz.
- Figura 4-55, nel caso di forzante in direzione RZ, si ottiene un modo rotazionale attorno a Z con centro di rotazione al baricentro dell'edificio. L'amplificazione si ha in corrispondenza di circa 6,50Hz. Il modo è molto simile a quello individuato a 4,40Hz con maggiore contributo di deformazione torsionale dell'intera struttura che amplifica la deformata ai piani superiori rispetto alla fondazione.

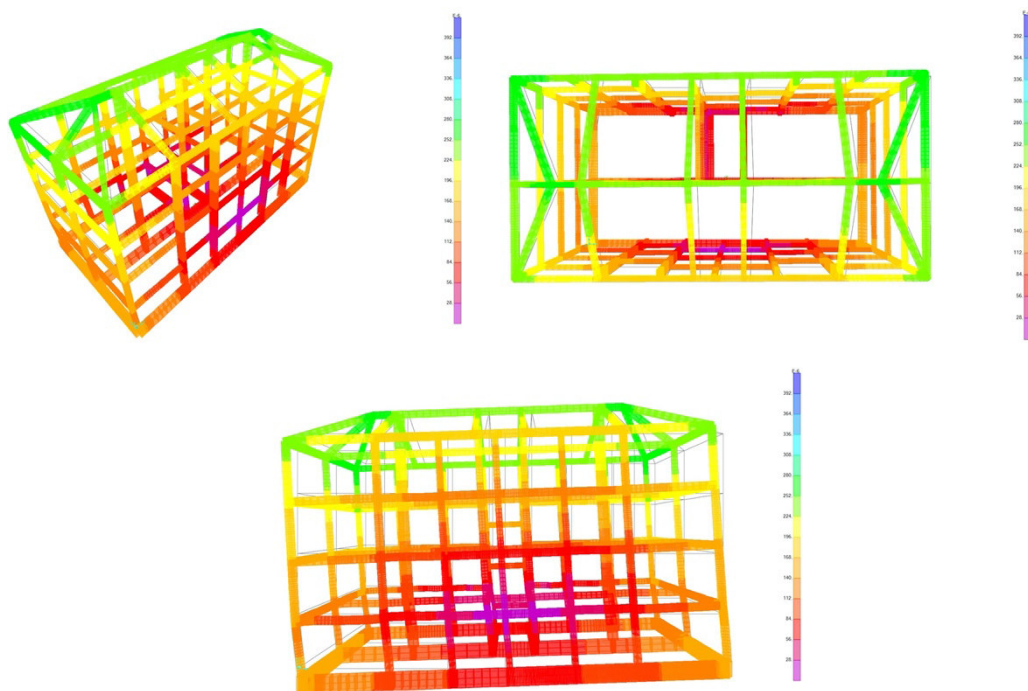


Figura 4-50: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato (4,40Hz) nel caso di forzante X

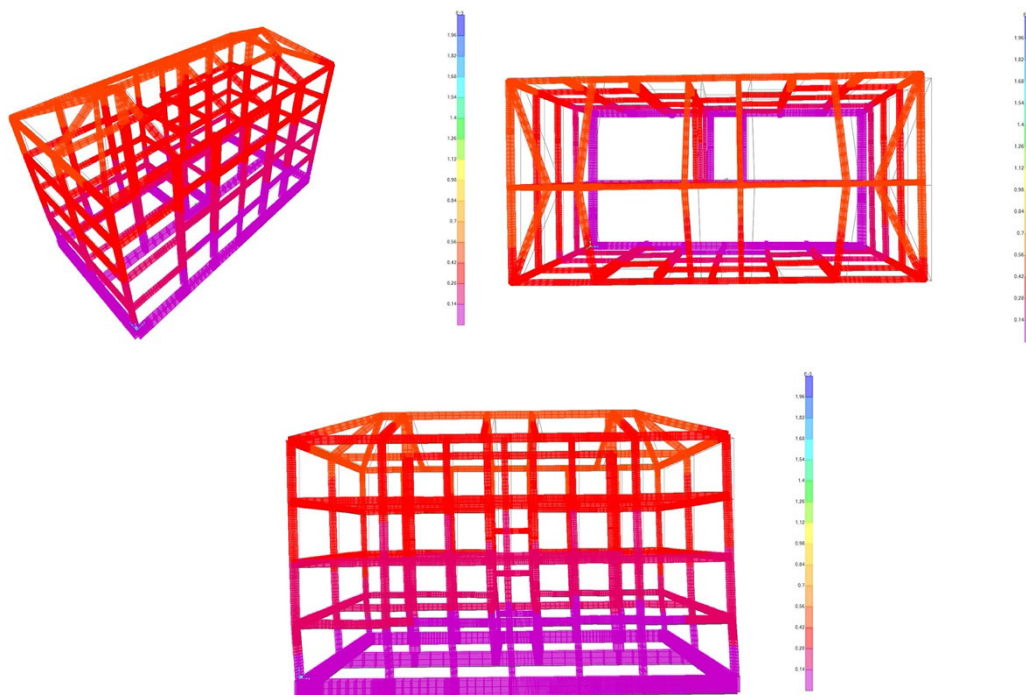


Figura 4-51: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato (5,10Hz) nel caso di forzante X

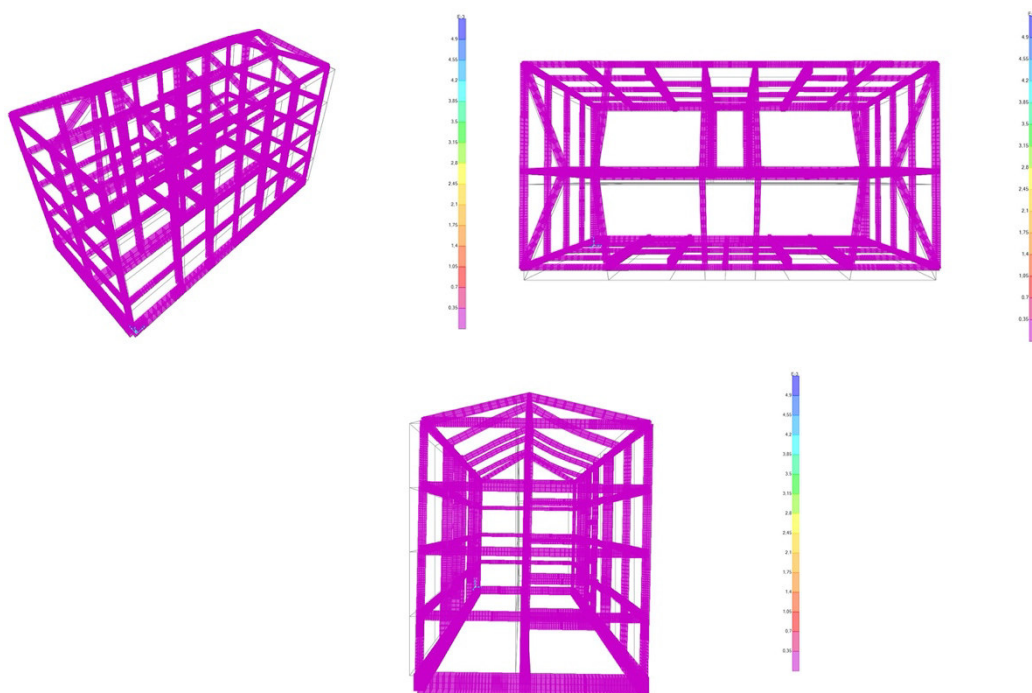


Figura 4-52: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato (3,00Hz) nel caso di forzante Y

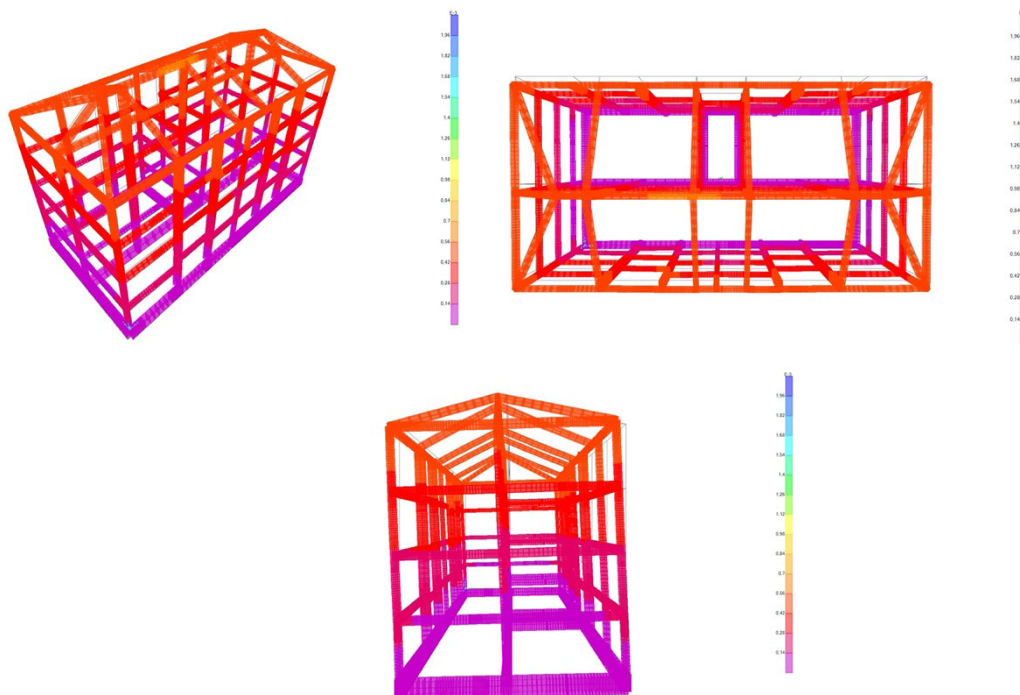


Figura 4-53: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato (3,40Hz) nel caso di forzante Y

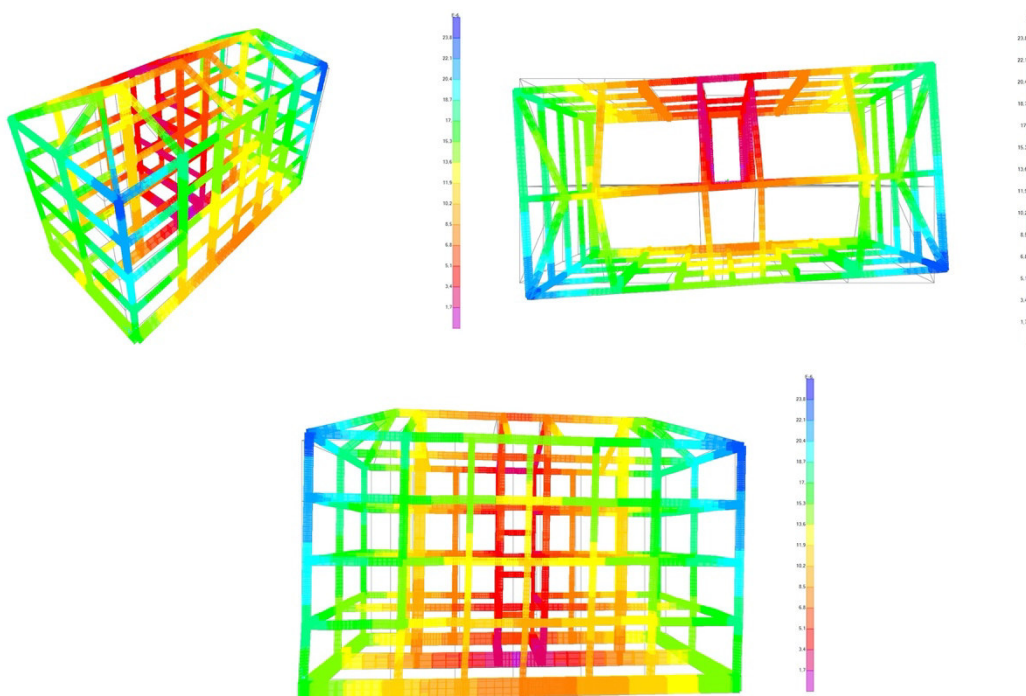
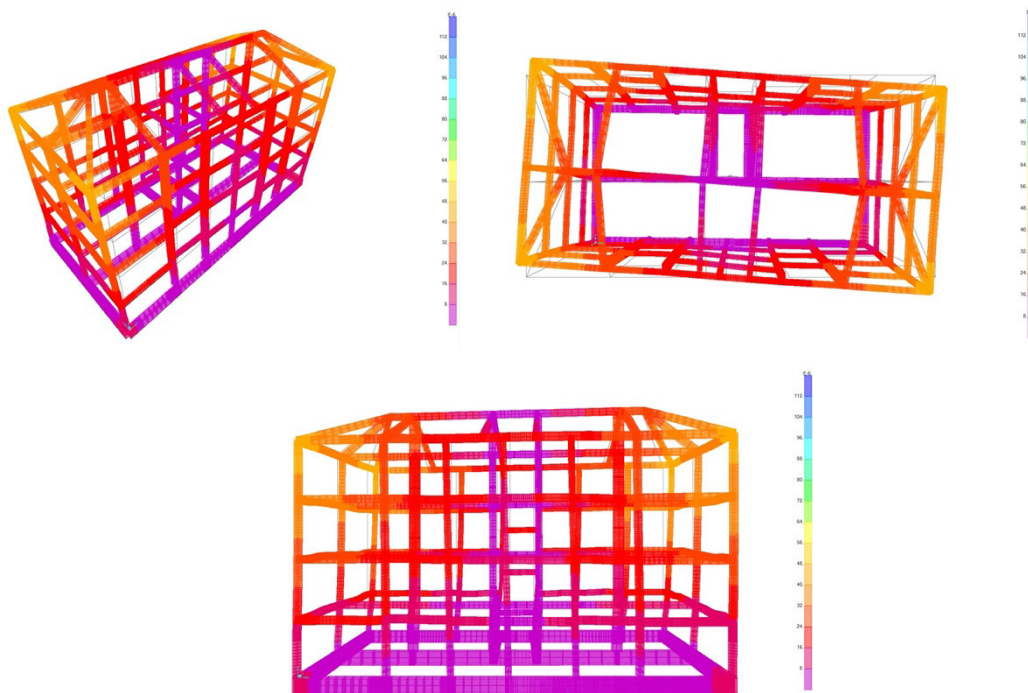


Figura 4-54: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 1° modo individuato (4,40Hz) nel caso di forzante RZ



*Figura 4-55: Analisi steady modello NO BODY – Deformata 3D del 2° modo individuato (6,50Hz) nel caso di forzante RZ*

Dai risultati delle analisi numeriche eseguite con il modello NO BODY, si evidenziano la presenza di 2 modi individuati per ogni tipologia di forzante applicata. In particolare, osservando la deformata reale (angolo di fase  $0^\circ$ ) di tali modi, ci si accorge di come la 2° abbia sempre un maggior contributo della deformabilità della struttura rispetto alla 1°. Tutte le 1° forme individuate sono caratterizzate nell' avere una maggior componente in rocking oppure torsione pura ma sempre considerando il sistema fondazione-struttura come blocco rigido, dove la deformabilità di quest'ultima conta meno. All'aumentare della frequenza di analisi entrano nella risposta anche le deformazioni proprie della struttura che consentono quindi di individuare i modi propri della struttura e di distinguerli da quelli del sistema fondazione-struttura non considerato a base fissa.

Tutti i 2° modi individuati hanno picchi a frequenze maggiori, ciò può essere indice di una maggiore rigidità della struttura rispetto al terreno sottostante che vede dei picchi di amplificazione della risposta a frequenze minori.

#### 4.5 Confronto dei risultati

Per il confronto dei risultati si impieghino i valori assunti dal MAC (§3.3) indice di quanto sono simili i due modi. La costruzione delle matrici del MAC è stata realizzata impiegando vettori contenenti gli spostamenti modali ai nodi 17 e 233. Si riportino nelle tabelle seguenti le forme individuate dalla prova AVT (§2.3.2), quelle dalle analisi modali (§4.3) e quelle dei modelli numerici BODY e NO BODY derivanti dall'analisi steady-state (§4.4). Oltre alle tabelle si riportino le matrici crossMAC che individuano la presenza di modi simili per la stessa identificazione realizzata.

##### PROVA AVT

La prova AVT evidenzia 3 modi propri di vibrare, i primi due seppur diversi per frequenza risultano molto simili in forma (MAC=0,92) mentre il 3° modo, quello rotazionale, non è accoppiato agli altri.



Figura 4-56: Forme modali da prova AVT : Viste in pianta a sinistra la 1° e 2° forma entrambe traslazionali in X, a destra la 3° forma rotazionale

Tabella 4-8: Risultati prova AVT Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233

f [Hz]	$\xi$ [%]	17.U1	17.U2	233.U2	MCF [%]
3,25	8,32	-0,246	-0,951	-1,000	10,61
5,14	2,06	0,224	1,000	0,565	0,99
6,37	3,71	0,770	0,466	-1,000	19,51

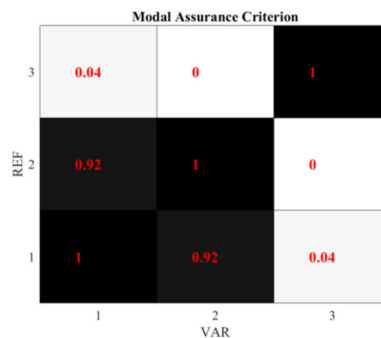


Figura 4-57: Matrice crossMAC modi propri individuati dalla prova AVT – Condominio Santarelli 2B



### ANALISI MODALE BODY (M-K)

Dall'analisi modale del modello BODY con il valore di rigidità statico del terreno si individuano quelle forme che coinvolgono il sistema fondazione-struttura come blocco rigido quindi i modi sono individuati da deformate dovute a traslazioni e/o rotazioni. Si hanno 6 gradi di libertà e si individuano 6 forme modali. Il 1°, 2° e 6° modo che individuano un rocking attorno all'asse X sono paragonabili anche se il 1° modo ha una maggiore componente di traslazione verticale. Anche il 3° ed il 5° modo individuano la stessa forma, rocking attorno all'asse Y. L'unico modo a non essere accoppiato agli altri è il 4° che individua una rotazione centrata attorno all'asse verticale Z.

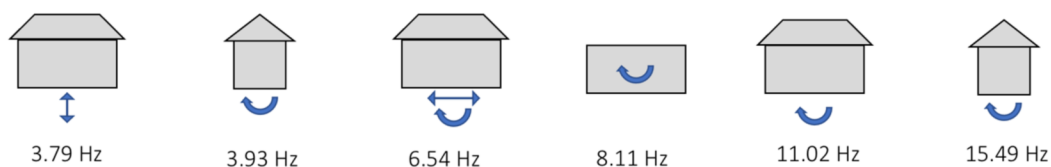


Figura 4-58: Forme modali da analisi modale modello BODY M-K: Viste in pianta da sinistra verso destra i 6 modi individuati

Tabella 4-9: Risultati analisi modale BODY Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233

f [Hz]	$\xi$ [%]	17.U1	17.U2	233.U2	MCF [%]
3,79	-	-0,000	0,000	0,000	-
3,93	-	0,000	1,000	1,000	-
6,54	-	-1,000	0,000	-0,000	-
8,11	-	-0,490	-1,000	0,991	-
11,02	-	-0,286	-0,001	0,001	-
15,49	-	0,001	-0,331	-0,334	-

	1	2	3	4	5	6
6	1	1	0	0	0	1
5	0	0	1	0.11	1	0
4	0	0	0.11	1	0.11	0
3	0	0	1	0.11	1	0
2	1	1	0	0	0	1
1	1	1	0	0	0	1
REF						
VAR						

Figura 4-59: Matrice crossMAC modi propri individuati dall'analisi modale BODY – Condominio Santarelli 2B

### ANALISI MODALE NO BODY BASE FISSA (M-BF)

Dall'analisi modale con il modello incastrato alla base e tutte le effettive rigidità presenti della struttura e della non struttura (modellazione delle murature pesanti), si possono individuare i modi propri della struttura. Convenzionalmente, per strutture regolari e simmetriche questi sono puramente traslazionali e puramente rotazionali. Nel caso in esame il 1° modo individua una deformata traslazionale in direzione X con un leggero accoppiamento rotazionale, ciò è dovuto alla presenza eccentrica della scala che fornisce rigidità. Il 2° modo individuato è sempre una traslazione ma in direzione Y, mentre il 3° modo è rotazionale attorno all'asse Z con rotazione centrata e leggero accoppiamento per traslazione in X. Questi sono i modi che ci si aspetta per la tipologia di struttura in esame, la deformata è da intendersi per struttura a base fissa e le frequenze risultano elevate in quanto si considera il massimo grado di vincolo alla base possibile.

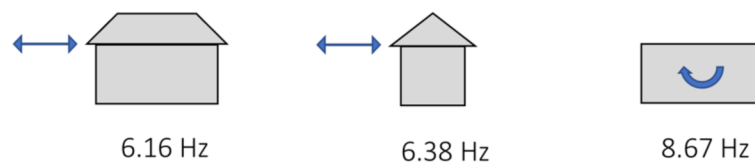
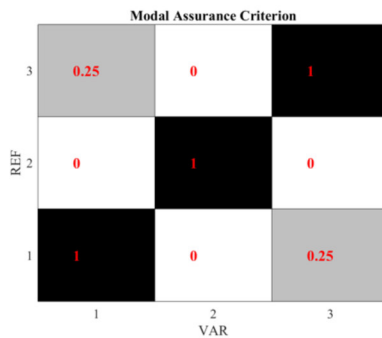


Figura 4-60: Forme modali da analisi modale modello NO BODY base fissa M-BF: da sinistra verso destra i 3 modi individuati

Tabella 4-10: Risultati analisi modale NO BODY (base fissa) Condominio Santarelli 2B – Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233

f [Hz]	$\xi$ [%]	17.U1	17.U2	233.U2	MCF [%]
6,16	-	1,000	0,290	-0,147	-
6,38	-	-0,093	1,000	0,975	-
8,67	-	0,320	0,972	-1,000	-

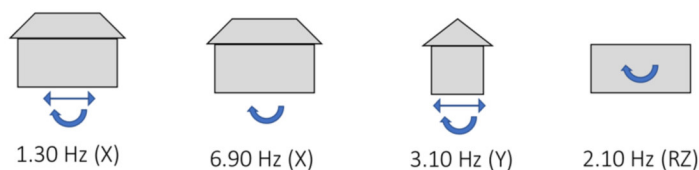


*Figura 4-61: Matrice crossMAC modi propri individuati dall'analisi modale NO BODY (base fissa) – Condominio Santarelli 2B*

Mentre nelle analisi modali i risultati sono ordinati in funzione della frequenza e quindi il numero del modo è funzione della massa partecipante e del fattore di partecipazione modale, per i risultati delle analisi steady-state l'ordine di rappresentazione dei modi è funzione della tipologia di forzante (rispettivamente X, Y e RZ) e successivamente si ordina per frequenza. Per semplicità di trattazione quando si indica il numero del modo di uno dei modelli BODY o NO BODY eseguito con steady-state ci si riferisce solamente all'ordine assunto in Tabella 4-11 ed in Tabella 4-12 e non all'ordine effettivo del modo.

#### *STEADY-STATE MODELLO BODY (S-B)*

L'analisi steady-state sul modello BODY consente di valutare la presenza di picchi di amplificazione degli spostamenti dovuti alla deformata del sistema fondazione-struttura come blocco rigido al variare della frequenza. Infatti, modellando il terreno con le effettive impedenze, i valori di rigidità e smorzamento sono variabili. Si individuano 2 forme in X, 1 in Y ed 1 in RZ. Le forme individuate con la prima forzante in X sono paragonabili e individuano un rocking dell'intero edificio intorno all'asse Y. Il modo individuato con forzante in Y consiste nel rocking dell'edificio intorno all'asse X. Quando si studia il modello con forzante RZ si individua la rotazione centrata dell'edificio intorno all'asse verticale Z.



*Figura 4-62: Forme modali da analisi steady-state modello BODY S-B: da sinistra verso destra i 4 modi individuati*

Tabella 4-11: Risultati analisi steady-state su modello numerico BODY - Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233

f [Hz]	$\xi$ [%]	17.U1	17.U2	233.U2	MCF [%]
1,30 (X)	-	0,796	0,000	0,000	-
6,90 (X)	-	-0,732	0,000	0,000	-
3,10 (Y)	-	0,000	1,000	1,000	-
2,10 (RZ)	-	-0,488	-1,000	1,000	-

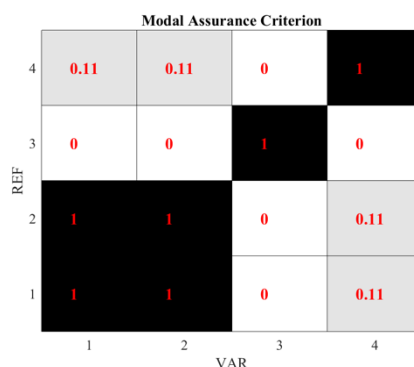


Figura 4-63: Matrice crossMAC modi propri individuati da analisi steady-state modello BODY – Condominio Santarelli 2B

### STEADY-STATE MODELLO NO BODY (S-NB)

L'analisi steady-state sul modello NO BODY consente la valutazione dell'interazione tra deformabilità del sistema globale terreno-fondazione e deformabilità della struttura. Poiché le rigidezze del terreno e gli smorzamenti variano in funzione della frequenza (trattasi anche di sistema non classicamente smorzato) l'interazione tra struttura deformabile e terreno-fondazione deformabile porta all'individuazione di diversi picchi. Le deformate ottenute sono comunque molto simili ai precedenti modelli ma si evidenziano a frequenze differenti. Per ciascuna forzante applicata, rispettivamente direzione X, Y ed RZ si ritrovano modi molto simili. L'analisi con forzante in direzione X individua forme modali caratterizzate da rocking intorno all'asse Y a cui si aggiunge la deformata della struttura in direzione X, più accentuata nella 2° forma. Allo stesso modo con forzante in Y si individuano due forme caratterizzate da rocking attorno ad X e deformata della struttura in Y ma solamente per la 4° forma (2° in Y). Quando si esegue l'analisi con RZ si individuano delle rotazioni centrate attorno all'asse

verticale Z, la 6° forma (2° in RZ) ha una maggiore componente di deformazione dovuta alla struttura.

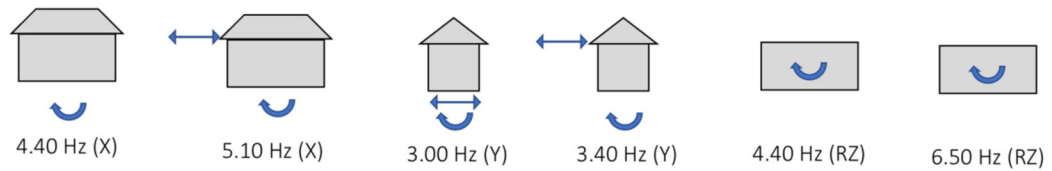


Figura 4-64: Forme modali da analisi steady-state modello NO BODY S-NB: da sinistra verso destra i 6 modi individuati

Tabella 4-12: Risultati analisi steady-state su modello numerico NO BODY - Frequenze proprie e spostamenti modali nodi 17 e 233

f [Hz]	$\xi$ [%]	17.U1	17.U2	233.U2	MCF [%]
4,40 (X)	-	-1,000	-0,125	0,136	-
5,10 (X)	-	-1,000	-0,181	0,197	-
3,00 (Y)	-	-0,012	1,000	0,989	-
3,40 (Y)	-	0,013	-1,000	-0,984	-
4,40 (RZ)	-	-0,554	-0,982	1,000	-
6,50 (RZ)	-	0,381	1,000	-1,000	-

		Modal Assurance Criterion					
		1	2	3	4	5	6
REF	6	0.19	0.25	0	0	0.99	1
	5	0.28	0.36	0	0	1	0.99
	4	0	0	1	1	0	0
	3	0	0	1	1	0	0
	2	0.99	1	0	0	0.36	0.25
	1	1	0.99	0	0	0.28	0.19
		VAR					
		1	2	3	4	5	6

Figura 4-65: Matrice crossMAC modi propri individuati da analisi steady-state modello NO BODY – Condominio Santarelli 2B

#### 4.5.1 Confronto tra i modelli numerici

Prima di confrontare i risultati delle analisi numeriche con quelli delle prove sperimentali è necessaria la valutazione del modello numerico. Si confrontino pertanto i risultati delle analisi modali con quelli del modello BODY e del modello NO BODY dalla steady-state.

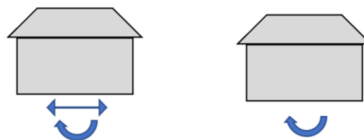
#### MODALE BODY (M-K) – STEADY-STATE BODY (S-B)

		Modal Assurance Criterion			
		1	2	3	4
REF	6	0	0	1	0
	5	1	1	0	0.11
	4	0.11	0.11	0	1
	3	1	1	0	0.11
	2	0	0	1	0
	1	0	0	1	0
		VAR			

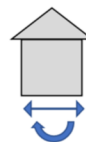
Figura 4-66: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE BODY (M-K) – VAR:BODY (S-B)

La matrice dei valori del MAC per il confronto tra analisi modale BODY (M-K) e modello numerico BODY (S-B) evidenzia:

- 1° e 2° forma individuata dal modello BODY sono simili alla 3° e 5° forma dall'analisi modale, tutte le forme sono caratterizzate da rocking attorno ad Y accompagnate da una traslazione in X più o meno importante.



- 3° forma individuata dal modello BODY simile alla 1°, 2° e 6° forma dell'analisi modale. La forma individuata è un rocking attorno all'asse X.



- 4° forma individuata dal modello BODY simile alla 4° forma dell'analisi modale, individuano una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z.



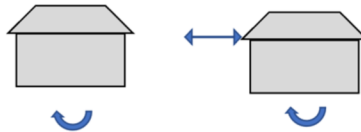
MODALE BODY (M-K) – STEADY-STATE NO BODY (S-NB)

		Modal Assurance Criterion					
		1	2	3	4	5	6
REF	6	0	0	1	1	0	0
	5	0.97	0.94	0	0	0.14	0.07
	4	0.24	0.32	0	0	1	0.99
	3	0.97	0.93	0	0	0.13	0.07
	2	0	0	1	1	0	0
	1	0	0	1	1	0	0
		VAR					

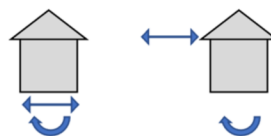
Figura 4-67: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE BODY (M-K) – VAR:NO BODY (S-NB)

La matrice dei valori del MAC per il confronto tra analisi modale BODY (M-K) e modello numerico NO BODY (S-NB) evidenzia:

- 1° e 2° forma individuata dal modello NO BODY sono simili alla 3° e 5° forma dall'analisi modale, tutte le forme sono caratterizzate da rocking attorno ad Y accompagnate da una traslazione in X più o meno importante.



- 3° e 4° forma individuata dal modello NO BODY simile alla 1°, 2° e 6° forma dell'analisi modale. La forma individuata è un rocking attorno all'asse X.



- 5° e 6° forma individuata dal modello NO BODY simile alla 4° forma dell'analisi modale, individuano una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z.



MODALE NO BODY BASE FISSA (M-BF) – STEADY-STATE BODY (S-B)

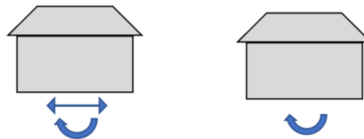
Modal Assurance Criterion

REF				
3	0.05	0.05	0	0.99
2	0	0	1	0
1	0.9	0.9	0.01	0.35
	1	2	3	4
	VAR			

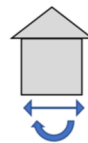
Figura 4-68: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE NO BODY base fissa (M-BF) – VAR: BODY (S-B)

La matrice dei valori del MAC per il confronto tra analisi modale NO BODY base fissa (M-BF) e modello numerico BODY (S-B) evidenzia:

- 1° e 2° forma individuata dal modello BODY sono simili alla 1° forma dall'analisi modale, tutte le forme sono caratterizzate da rocking attorno ad Y accompagnate da una traslazione in X più o meno importante.



- 3° forma individuata dal modello BODY simile alla 2° forma dell'analisi modale. La forma individuata è un rocking attorno all'asse X (visibile come traslazione dell'ultimo piano nel modello a base fissa).



- 4° forma individuata dal modello BODY simile alla 3° forma dell'analisi modale, individuano una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z.





MODALE NO BODY BASE FISSA (M-BF) – STEADY-STATE NO BODY (S-NB)

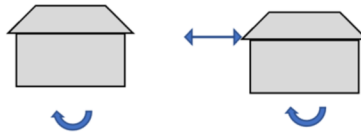
**Modal Assurance Criterion**

REF						
3	0.16	0.22	0	0	0.98	1
2	0.01	0.01	1	1	0	0
1	0.98	0.99	0.01	0.01	0.39	0.28
	1	2	3	4	5	6
	VAR					

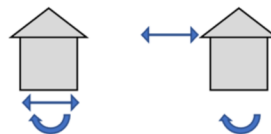
Figura 4-69: Confronto forme modali con matrice MAC REF: MODALE NO BODY base fissa (M-BF) – VAR: NO BODY (S-NB)

La matrice dei valori del MAC per il confronto tra analisi modale NO BODY base fissa (M-BF) e modello numerico NO BODY (S-NB) evidenzia:

- 1° e 2° forma individuata dal modello NO BODY sono simili alla 1° forma dall'analisi modale, tutte le forme sono caratterizzate da rocking attorno ad Y accompagnate da una traslazione in X più o meno importante.



- 3° e 4° forma individuata dal modello NO BODY simile alla 2° forma dell'analisi modale. La forma individuata è un rocking attorno all'asse X (visibile come traslazione dell'ultimo piano nel modello a base fissa).



- 5° e 6° forma individuata dal modello NO BODY simile alla 3° forma dell'analisi modale, individuano una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z.



*STEADY-STATE BODY (S-B) – STEADY-STATE NO BODY (S-NB)*

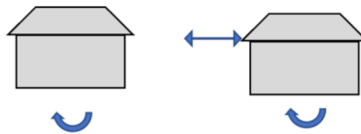
**Modal Assurance Criterion**

	1	2	3	4	5	6
4	0.24	0.31	0	0	1	1
3	0	0	1	1	0	0
2	0.97	0.93	0	0	0.14	0.07
1	0.97	0.93	0	0	0.13	0.07
	1	2	3	4	5	6

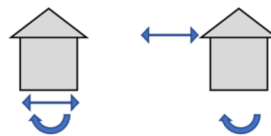
Figura 4-70: Confronto forme modali con matrice MAC REF:BODY – VAR:NO BODY

Infine, la matrice dei valori del MAC per il confronto tra modello numerico BODY e modello numerico NO BODY evidenzia:

- 1° e 2° forma individuata dal modello NO BODY sono simili alla 1° e 2° forma dal modello BODY, tutte le forme sono caratterizzate da rocking attorno ad Y accompagnate da una traslazione in X più o meno importante.



- 3° e 4° forma individuata dal modello NO BODY simile alla 3° forma del modello BODY. La forma individuata è un rocking attorno all'asse X.



- 5° e 6° forma individuata dal modello NO BODY simile alla 4° forma del modello BODY, individuano una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z.



Il confronto tra i vari modelli numerici evidenzia diversi aspetti del comportamento dinamico della struttura. L'analisi modale NO BODY base fissa (M-BF) mostra quali dovrebbero essere i modi propri della struttura: le forme sono quelle convenzionali mentre le frequenze risultano elevate proprio per la tipologia di

modellazione impiegata, rigidità della non struttura ed incastro alla base. L'analisi modale BODY (M-K) mostra quali sono i modi propri dell'edificio come corpo rigido al di sopra del terreno modellato come vincolo elastico; queste forme, seppur con rigidità statiche, hanno frequenze minori rispetto alla modale a base fissa. Il terreno risulterebbe maggiormente deformabile della struttura dato che le amplificazioni di spostamento si hanno per frequenze minori. Quando si inseriscono le effettive impedenze del sistema terreno-fondazione, analisi steady-state modello BODY (S-B), le frequenze decrescono ancora, evidenziando come i valori di rigidità e smorzamento funzione della frequenza, condizionano la risposta dinamica. Nell'ultimo modello, infine, si inseriscono i giusti valori di impedenza del sistema terreno-fondazione ai quali si aggiungono le effettive rigidità della struttura. L'interazione tra la risposta terreno-fondazione e la risposta effettiva della struttura è evidenziata dalla presenza di diversi picchi negli spostamenti nodali che evidenziano 2 modi per ciascuna forzante assegnata durante l'analisi. La prima forma trovata per ogni analisi ha maggior contributo del sistema terreno-fondazione evidenziato dei fenomeni di rocking generale dell'edificio, poca deformabilità del telaio superiore, mentre la seconda forma di ognuna delle 3 analisi evidenzia un maggior contributo della deformata della struttura. Quando si avanza con la frequenza il terreno sembrerebbe offrire un maggior grado di vincolo alla fondazione, molto probabilmente ci si sta allontanando dalle frequenze proprie di amplificazione. Vengono così evidenziati i modi propri della struttura caratterizzati dalle seguenti frequenze:

- 3,40Hz alla quale corrisponde una traslazione in Y;
- 5,10Hz alla quale corrisponde una traslazione in X;
- 6,50Hz alla quale corrisponde una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z.

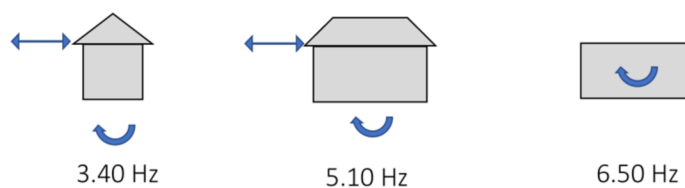


Figura 4-71: Forme modali da analisi steady-state individuate dal modello numerico NO BODY (S-NB)

#### 4.5.2 Confronto tra modelli numerici e identificazione AVT

Al fine di validare se le forme individuate con i modelli numerici corrispondano a quelle sperimentali si confrontino dapprima l'identificazione AVT con il modello BODY (S-N) e successivamente l'AVT con il modello NO BODY (S-NB).

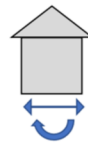
##### *AVT – STEADY STATE BODY (S-B)*

		Modal Assurance Criterion			
		1	2	3	4
REF	3	0.33	0.33	0.08	0.84
	2	0.04	0.04	0.89	0.1
	1	0.03	0.03	0.97	0
		VAR			

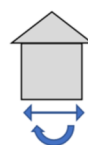
Figura 4-72: Confronto forme modali con matrice MAC REF: AVT – VAR: BODY (S-B)

La matrice dei valori del MAC per il confronto tra identificazione AVT e modello numerico BODY (S-B) evidenzia:

- 1° forma individuata dall'AVT simile alla 3° (1° in Y) forma del modello BODY, queste sono caratterizzate da rocking attorno ad X accompagnato da una traslazione in Y più o meno importante. Poiché dalla prova AVT si evidenzia una traslazione del piano sottotetto, mentre dal modello S-B si ha traslazione dello stesso piano ma per effetti rocking, è probabile che sia abbia un fenomeno di rocking globale dell'edificio.



- 2° forma individuata dall'AVT simile alla 3° (1° in Y) forma del modello BODY, queste sono caratterizzate da rocking attorno ad X accompagnato da una traslazione in Y più o meno importante. Sono valide le stesse considerazioni per il caso precedente.



- 3° forma individuata dall'AVT simile alla 3° (1° in RZ) forma del modello BODY individuano una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z. Da questo confronto non si può concludere se la forma individuata dall'AVT coinvolga tutto l'edificio come blocco rigido oppure sia dovuta ad una torsione della struttura.



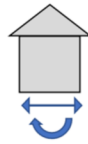
*AVT – STEADY STATE NO BODY (S-NB)*

	1	2	3	4	5	6
3	0.5	0.57	0.08	0.08	0.86	0.8
REF 2	0.05	0.06	0.89	0.89	0.09	0.09
1	0.03	0.02	0.97	0.96	0	0
	1	2	3	4	5	6

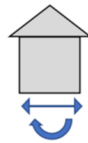
Figura 4-73: Confronto forme modali con matrice MAC REF: AVT – VAR: NO BODY (S-NB)

La matrice dei valori del MAC per il confronto tra identificazione AVT e modello numerico NO BODY (S-NB) evidenzia:

- 1° forma individuata dall'AVT simile alla 3° e 4° (1° e 2° in Y) forma del modello NO BODY, queste sono caratterizzate da rocking attorno ad X accompagnato da una traslazione in Y più o meno importante. Poiché dalla prova AVT si evidenzia una traslazione del piano sottotetto, mentre dal modello S-NB si ha traslazione dello stesso piano ma per effetti rocking, è probabile che sia abbia un fenomeno di rocking globale dell'edificio. A differenza del modello BODY nel caso in cui si mettano in conto le rigidità della struttura si evidenziano 2 possibili situazioni: nel primo caso si ha traslazione per solo effetto rocking, nel secondo la traslazione è dovuta al rocking a cui si somma la deformata della struttura. Poiché dall'AVT tale forma si individua alla frequenza di 3,25Hz mentre dal modello NO BODY si hanno a 3,00Hz e 3,40Hz è probabile che sia il rocking che la deformata della struttura influenzino l'identificazione.



- 2° forma individuata dall'AVT simile alla 3° e 4° (1° e 2° in Y) forma del modello NO BODY, queste sono caratterizzate da rocking attorno ad X accompagnato da una traslazione in Y più o meno importante. Sono valide le stesse considerazioni per il caso precedente.



- 3° forma individuata dall'AVT simile alla 5° e 6° (1° e 2° in RZ) forma del modello NO BODY individuano una rotazione centrata intorno all'asse verticale Z. Confrontando le frequenze alle quali si ottengono tali forme si può chiarire a quale componente principale sia dovuto il modo. Nell'AVT si individua torsione pura dell'edificio ad una frequenza di 6,37Hz mentre nelle analisi numeriche NO BODY (S-NB) si hanno due picchi, a 4,40Hz ed a 6,50Hz. Confrontando le forme come da §4.4.2 si osserva che la prima forma in RZ a 4,40Hz coinvolge la torsione globale dell'edificio come blocco rigido mentre la seconda forma ha una maggiore componente in torsione dovuta alla deformata della struttura. A frequenze maggiori il terreno si "irrigidisce" offrendo un grado di vincolo superiore mentre si mettono in evidenza i modi propri della struttura. Questo avviene semplicemente perché aumentando la frequenza di analisi ci si allontana dalla frequenza propria del terreno e sono meno evidenti le amplificazioni del sistema terreno-fondazione.



#### 4.6 Osservazioni sul modello di interazione terreno-struttura (SSI)

Riassumendo quanto ottenuto dai risultati dei modelli numerici possiamo concludere che:

- L'analisi modale del modello NO BODY a base fissa (M-BF) individua le forme modali della struttura, compatibili con quelle che ci si aspetta per tipologia di edificio, inoltre, le frequenze sono alte per l'elevata rigidezza presente (anche della non struttura) e per l'elevato grado di vincolo alla base (incastro).

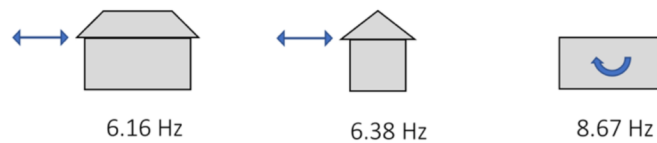


Figura 4-74: Forme modali da analisi modale modello NO BODY base fissa M-BF: da sinistra verso destra i 3 modi individuati

- L'analisi modale del modello BODY (M-K) modellato come blocco rigido su di un link lineare con caratteristiche di rigidità statica del terreno mostra come le forme cambiano rispetto alla classica analisi modale a base fissa. Si aggiungono fenomeni di rocking dovuti al sistema terreno-fondazione compatibili con la tipologia di modellazione scelta. Le frequenze corrispondenti alle forme non possono essere assunte come riferimento per confronto in quanto la rigidità è statica ( $f=0\text{Hz}$ ).

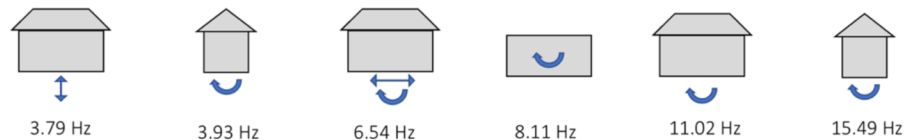


Figura 4-75: Forme modali da analisi modale modello BODY M-K: Viste in pianta da sinistra verso destra i 6 modi individuati

- L'analisi steady-state del modello BODY (S-B) modellato come blocco rigido su di un link lineare con caratteristiche di rigidità e smorzamento dipendenti dalla frequenza mostra le amplificazioni del sistema terreno-fondazione sugli spostamenti della struttura. Tali amplificazioni si hanno per frequenze basse, indice che il terreno è molto deformabile ed amplifica la risposta in spostamento in questo range di frequenze. In questo modello non entra la rigidità della struttura ma solamente la massa e la sua disposizione nello spazio.

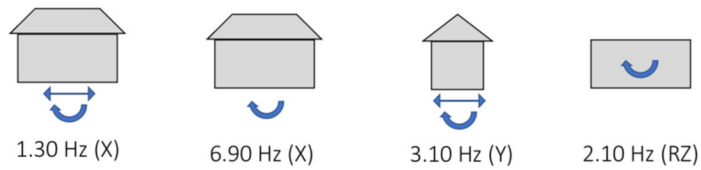


Figura 4-76: Forme modali da analisi steady-state modello BODY S-B: da sinistra verso destra i 4 modi individuati

- L'analisi steady-state del modello NO BODY (S-NB) assegna le reali rigidità della struttura e della non struttura (modellazione murature pesanti) e le reali impedenze del sistema terreno-fondazione con il link lineare alle quali sono assegnate caratteristiche di rigidità e smorzamento dipendenti dalla frequenza. È infatti il modello più completo che riassume, seppur con alcune semplificazioni, le interazioni tra il sistema terreno-fondazione e la struttura soprastante. Si ottengono due forme modali per ciascuna direzione indagata, la prima coinvolge globalmente l'edificio come corpo rigido, rotazione della fondazione, mentre la seconda coinvolge maggiormente la deformata della struttura.

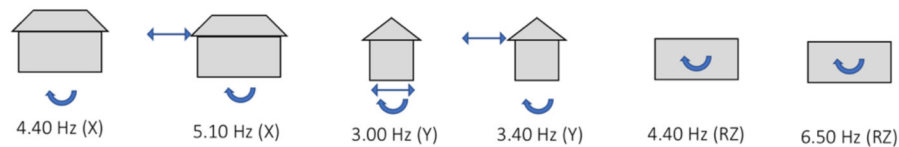


Figura 4-77: Forme modali da analisi steady-state modello NO BODY S-NB: da sinistra verso destra i 6 modi individuati

- Il confronto dei risultati ottenuti dai modelli numerici con le identificazioni sperimentali dalle AVT ha mostrato ottima corrispondenza di alcune forme modali. In particolare, le prime due forme identificate dall'AVT hanno buona corrispondenza con la deformata per rocking ottenuta nella steady-state sia dal modello BODY che da quello NO BODY.

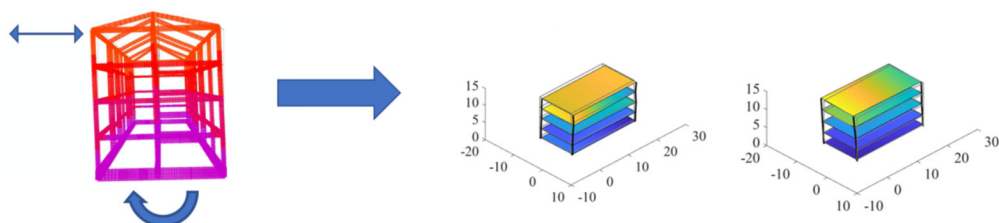


Figura 4-78: Confronto forme modali modelli numerici – dati sperimentali AVT (1° e 2°)



Confrontando le frequenze queste risultano sempre molto simili tra la 1° forma della AVT e quelle dei modelli numerici (sia BODY che NO BODY) evidenziando come un contributo di rocking nella deformata per traslazione sia comunque presente. Poiché non sono installati sensori verticali in sommità durante le prove AVT non è possibile stabilire se il modo identificato dalla prova sia o meno dovuto alla rotazione rigida dell'edificio sul sistema terreno-fondazione. L'ultima forma individuata dalla prova AVT è di tipo torsionale. Questa ha un'ottima corrispondenza in forma sia con il modello BODY che con quello NO BODY. Dal confronto delle frequenze si evidenzia come il valore sia molto prossimo alla 2° forma in direzione RZ del modello NO BODY (S-NB), caratterizzato da un contributo maggiore in deformata dovuto alla struttura. Essendo piuttosto lontana la frequenza individuata dal modello BODY (S-B) è più probabile che quanto individuato dalla AVT sia effettivamente un modo proprio della struttura che non coinvolge fenomeni di torsione del sistema terreno-fondazione. A questa frequenza la struttura si comporta come se fosse a "base fissa" essendo la fondazione in grado di fornire un buon vincolo torsionale.



Figura 4-79: Confronto forme modali modelli numerici – dati sperimentali AVT (3°)

Tabella 4-13: Confronto frequenze ottenute da prove sperimentali AVT e modelli numerici

SPERIMENTALE		NUMERICO							
PROVA AVT		M-BF		M-K		S-B		S-NB	
f [Hz]	$\xi$ [%]	f [Hz]	$\Delta f$ [%]	f [Hz]	$\Delta f$ [%]	f [Hz]	$\Delta f$ [%]	f [Hz]	$\Delta f$ [%]
3,25	8,32	6,16	89,5	3,79	16,6	1,3	-60,0	3,4	4,6
5,14	2,06	6,38	24,1	3,93	-23,5	3,1	-39,7	5,1	-0,8
6,37	3,71	8,67	36,1	6,54	2,7	2,1	-67,0	6,5	2,0

La buona corrispondenza dei valori del MAC tra modello numerico e sperimentale ha evidenziato come i possibili effetti dell'interazione terreno-struttura influenzino

le identificazioni dinamiche. Infatti, i probabili fenomeni di rocking si possono sovrapporre alle traslazioni dell'edificio rendendo difatti molto complicato individuare l'uno o l'altro fenomeno. Si riportino in Figura 4-80 le frequenze alle quali si individuano i modi propri della struttura. L'analisi modale del modello NO BODY a base fissa (M-BF) individua che le frequenze dell'edificio compreso della rigidità della non struttura si trovano tra i 6Hz e i 9Hz. Nel modello BODY (S-B) con la modellazione delle impedenze del terreno l'analisi steady-state mostra amplificazioni a frequenze piuttosto basse. Infine, l'analisi steady-state del modello NO BODY (S-NB), individua i modi propri proprio nel range di frequenza corrispondente alle identificazioni tramite AVT, ovvero tra i 3Hz e 6,5Hz. Questi sono modi dovuti sia ad una rotazione rigida del sistema fondazione-terreno (rocking) che ai modi propri della struttura.

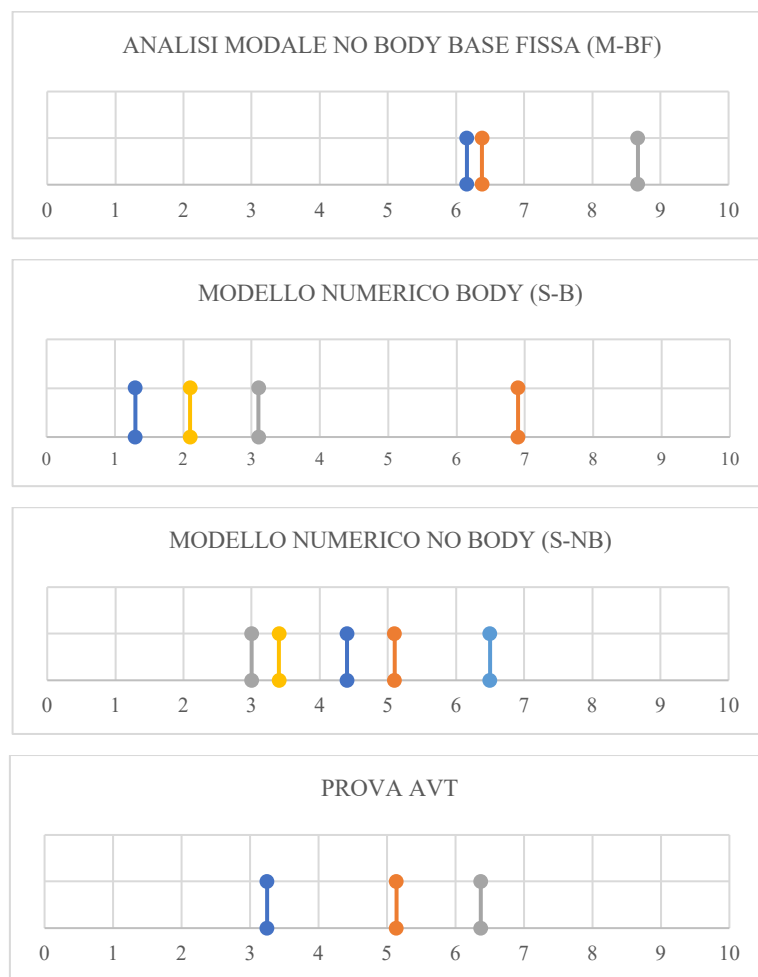


Figura 4-80: Confronto frequenze modi propri individuate per i modelli numerici e sperimentale AVT

Qualora le caratteristiche dinamiche dei terreni siano scadenti, l'effetto del rocking può essere colto eseguendo le identificazioni dinamiche in modo non convenzionale, ovvero aggiungendo un numero sufficiente di sensori verticali al piano terra ed all'ultimo piano. Per stabilire se si tratti di una deformata a "blocco rigido" ovvero rocking puro, è necessario installare almeno n°3 sensori in direzione Z sui piani assunti come riferimento.

## Conclusioni

Nel presente lavoro sono stati inizialmente presentati numerosi casi studio di edifici residenziali, inquadrandone la tipologia strutturale, il terreno su cui sono fondati gli edifici e i risultati delle prove AVT, più o meno chiari. Le diverse identificazioni mostrano come edifici che hanno geometrie differenti manifestano lo stesso problema, indipendentemente quindi dalle caratteristiche della sovrastruttura. Al contrario, si è osservato che la maggior parte degli edifici che presentano una dinamica non chiara sono fondati su terreni aventi caratteristiche simili dal punto di vista dinamico.

Inoltre, un'attenta analisi dei dati disponibili dal monitoraggio non ha evidenziato particolari condizioni alle quali imputare le difficoltà incontrate nelle identificazioni. La stabilità dei dati nel tempo, le condizioni di eccitazione fornite dalle forzanti ambientali e il modal tracking non mostrano evidenti singolarità, portando ad escludere che i risultati non chiari potessero essere imputabili al sistema di monitoraggio stesso o a cause esterne. Ricordando che la maggior parte degli edifici con identificazioni non chiare sono fondati sulla stessa tipologia di terreno, l'attenzione e la ricerca è stata rivolta sui possibili effetti che l'interazione fondazione-terreno-struttura possa avere sulla caratterizzazione dinamica dell'edificio.

Per indagare gli effetti dell'interazione si è sviluppato dapprima il modello numerico agli elementi finiti che riproducesse in dettaglio la struttura includendo anche gli elementi non strutturali, quali tamponature pesanti, che forniscono un contributo sia in termini di massa sia di rigidità. Per tenere conto delle impedenze del sistema terreno-fondazione, ovvero delle caratteristiche di rigidità e dissipazione come funzioni della frequenza, il sistema terreno-fondazione è stato modellato utilizzando il link lineare e le caratteristiche "frequency dependent". Per questo modello, l'analisi che può essere condotta per individuare la risposta dell'edificio è di tipo steady-state, che consente di individuare le amplificazioni in spostamento al variare della frequenza della forzante individuando in pratica i modi propri.

La creazione di un modello numerico che tiene in considerazione i possibili fenomeni di interazione terreno-struttura ha fornito risultati promettenti e compatibili con quelli ottenuti sperimentalmente con le prove e le procedure di identificazione dinamica. La difficoltà nell'interpretazione delle prove su tali edifici, con dinamica non convenzionale, potrebbe infatti essere dovuta a dei comportamenti a "blocco rigido" qualora vengano a crearsi le condizioni di edifici bassi e tozzi fondati su terreni con scarse caratteristiche dinamiche.

Dalle modellazioni numeriche eseguite si è evidenziata la presenza di modi propri dell'edificio che hanno una componente non trascurabile in rocking, ovvero la rotazione rigida del sistema edificio-fondazione attorno agli assi orizzontali X e/o Y. Questa tipologia di deformata si manifesta qualora non si esegua la classica analisi modale con edificio incastrato alla base ma si vada a modellare la rigidità del terreno attraverso il link lineare. Sia dall'analisi modale considerando la struttura come corpo rigido, che dalle analisi di tipo steady-state le deformate risultano molto simili evidenziando tale fenomeno del rocking.

Nel caso in cui la rigidità dell'edificio sia molto maggiore rispetto a quella del terreno, ovvero qualora la fondazione non riesca a costituire un vincolo di incastro alla base, è probabile che la dinamica dell'edificio possa essere condizionata dai fenomeni di rocking. L'edificio stesso si comporta come blocco rigido al di sopra di un sistema terreno-fondazione molto più deformabile. Gli spostamenti dovuti al fenomeno del rocking potrebbero non essere trascurabili in valore rispetto agli spostamenti puramente orizzontali. Si osserva che per poter identificare una deformata di corpo rigido è necessario misurare eventuali spostamenti verticali, che non possono essere colti con una disposizione classica degli accelerometri. Infatti, l'impiego di una terna a terra con componenti X, Y, Z e l'impiego di sensori per spostamenti orizzontali X, Y ai vari piani non è sufficiente ad individuare modi con componente in rocking non trascurabile.

L'esecuzione di un'ulteriore prova di identificazione dinamica con un numero adeguato di sensori che misurino in direzione verticale potrebbe fornire un utile

confronto con i risultati del modello numerico e stabilire se e quanto il rocking influenzi effettivamente le traslazioni orizzontali.

Eventuali sviluppi su tale tematica potranno essere realizzati svolgendo ad esempio uno studio parametrico in grado di fornire informazioni necessarie a comprendere da quali fattori dipenda il fenomeno; lo studio potrebbe anche consentire di determinare un indice tra la rigidezza della struttura e la rigidezza del terreno che consenta di prevedere in quali condizioni l'interazione del sistema terreno-fondazione-struttura possa influenzare significativamente i risultati delle prove di identificazione dinamica.

## Bibliografia

Rainieri, C. ed., (2023) “Guidelines for OMA in Civil Engineering”, IOAMC Association

Rainieri, C., Fabbrocino, G., (2014) “Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures – An introduction and Guide for Applications”, Springer ed.

Rodrigues Leite de M., F.M., “Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structure”, Tesi di dottorato, Università di Porto

Nicoletti, V., Quarchioni, S., Carbonari, S., Gara, F., (2023) “First Application and Results of the SHM of Residential Buildings in Italy”, Limongelli, M.P, et al. (Eds.): EVACES 2023, LNCE 432, pp. 100-110

Cippitelli, E., (2019) “Il ruolo dell’interazione terreno-struttura nell’identificazione dinamica di viadotti continui”, Tesi di Laurea, Università Politecnica delle Marche

Microzonazione Sismica di Livello 2 del Comune di San Benedetto del Tronto, Attuazione dell’articolo 11 della legge 24 giugno 2009, n.77 OCDPC 344/2016, Programma Regionale degli studi e indagini di Microzonazione sismica di II° livello – Annualità 2015

Microzonazione Sismica di Livello 3 del Comune di Maltignano ai sensi dell’Ordinanza del Commissario Straordinario n.24 registrata il 15 maggio 2017 al n.1065

Mylonakis, V., Nikolau, S., Gazetas, G., (2005) “Footings under seismic loadings: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2006) 824-853

[www.crestanasrls.com](http://www.crestanasrls.com)

CSi Analysis Reference Manual for SAP2000® (2017)

[www.svibs.com](http://www.svibs.com)