



PON GOVERNANCE 2014-2020 Rischio Sismico e Vulcanico

Attività BAS_F4.2 | Affiancamento per la valutazione dell'operatività strutturale degli edifici strategici in condizioni dinamiche nei Contesti Territoriali individuati come prioritari a media ed alta sismicità

Valutazione di operatività strutturale dei Contesti Territoriali pilota Regione Basilicata

Versione 1.3

Pubblicato in data 24/01/2022





PON GOVERNANCE 2014-2020 Rischio Sismico e Vulcanico

Attività BAS_F4.2 | Affiancamento per la valutazione dell'operatività strutturale degli edifici strategici in condizioni dinamiche nei Contesti Territoriali individuati come prioritari a media ed alta sismicità

Valutazione di operatività strutturale dei Contesti Territoriali pilota Regione Basilicata

Versione 1.3

Pubblicato in data 24/01/2022



Consiglio Nazionale delle Ricerche



PON GOVERNANCE E CAPACITÀ ISTITUZIONALE 2014-2020

PROGRAMMA PER IL SUPPORTO AL RAFFORZAMENTO DELLA GOVERNANCE IN MATERIA DI RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO E VULCANICO AI FINI DI PROTEZIONE CIVILE

DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE

Struttura responsabile dell'attuazione del Programma

Fabrizio Curcio (responsabile), Eliana Mazzaro (supporto)

Immacolata Postiglione (delega funzioni specifiche)

Unità di coordinamento

Fabrizio Bramerini, Angelo Corazza, Luigi D'Angelo, Fausto Guzzetti, Francesca Romana Paneforte, Paola Stefanelli

Unità operativa rischi

Paola Bertuccioli, Sergio Castenetto, Stefano Ciolli, Andrea Duro, Emilio De Francesco, Marco Falzacappa, Domenico Fiorito, Pietro Giordano, Antonella Gorini, Giuseppe Naso, Stefania Renzulli, Daniele Spina

Unità di raccordo DPC

Silvia Alessandrini, Sara Babusci, Pierluigi Cara, Patrizia Castigliengo, Valter Germani, Maria Penna

Unità amministrativa e finanziaria

Valentina Carabellese, Francesca De Sandro, Susanna Gregori, Maria Cristina Nardella

Hanno fatto parte della struttura

Angelo Borrelli, Gabriella Carunchio, Luciano Cavarra, Pietro Colicchio, Biagio Costa, Lavinia Di Meo, Gianluca Garro, Antonio Gioia, Francesca Giuliani, Italo Giulivo, Fabio Maurano, Natale Mazzei, Agostino Miozzo, Paolo Molinari, Anna Natili, Roberto Oreficini Rosi, Lucia Palermo, Simona Palmiero, Ada Paolucci, Sara Petrinelli, Biagio Prezioso, Umberto Rosini, Marco Rossitto, Sisto Russo, Chiara Salustri Galli, Maria Siclari, Maurilio Silvestri, Gianfranco Sorchetti, Vincenzo Vigorita

REGIONI

Referenti

Basilicata: Claudio Berardi, Antonella Belgiovine, Maria Carmela Bruno, Cinzia Fabozzi, Donatella Ferrara, Cosimo Grieco, Guido Loperte (coordinatore), Alfredo Maffei, Pietro Perrone; *Calabria:* Fortunato Varone (coordinatore); *Campania:* Mauro Biafore (coordinatore), Claudia Campobasso, Luigi Cristiano, Emilio Ferrara, Luigi Gentilella, Maurizio Giannattasio, Francesca Maggiò, Celestino Rampino; *Puglia:* Tiziana Bisantino (coordinatore), Carlo Caricasole, Domenico Donvito, Franco Intini, Teresa Mungari, Fabrizio Panariello, Francesco Ronco, Zoida Tafila; *Sicilia:* Giuseppe Basile, Antonio Bruccheri, Aldo Guadagnino, Maria Nella Panebianco, Antonio Torrisi

Sono stati referenti

Basilicata: Alberto Caivano; *Calabria:* Giuseppe Iritano, Domenico Pallaria, Francesco Russo (coordinatore), Carlo Tansi, Luigi Giuseppe Zinno; *Puglia:* Giuseppe Tedeschi; *Campania:* Crescenzo Minotta; *Sicilia:* Nicola Alleruzzo

Affidamento di servizi del DPC al CNR-IGAG

Responsabile Unico del Procedimento: Mario Nicoletti

Direttore di Esecuzione Contrattuale: Fabrizio Bramerini

Referenti rischio sismico: Fabrizio Bramerini, Sergio Castenetto, Daniele Spina, Antonella Gorini, Giuseppe Naso

Referente rischio vulcanico: Stefano Ciolli

Referenti pianificazione di emergenza: Domenico Fiorito, Stefania Renzulli

CNR-IGAG (operatore economico rischio sismico e vulcanico)

Massimiliano Moscatelli (referente)

Struttura di coordinamento

Gianluca Carbone, Claudio Chiappetta, Francesco Fazio, Massimo Mari, Silvia Massaro, Federico Mori, Edoardo Peronace, Attilio Porchia, Francesco Stigliano (coordinatore operativo)

Struttura tecnica

Angelo Anelli, Massimo Cesarano, Eleonora Cianci, Stefania Fabozzi, Gaetano Falcone, Cora Fontana, Angelo Gigliotti, Michele Livani, Amerigo Mendicelli, Giuseppe Occhipinti, Federica Polpetta, Alessandro Settimi, Rose Line Spacagna, Daniel Tentori, Valentina Tomassoni

Struttura gestionale

Lucia Paciucci (coordinatrice gestionale), Francesca Argiolas (supporto gestionale), Federica Polpetta (supporto gestionale), Francesco Petracchini

Revisori

Emilio Bilotta, Paolo Boncio, Paolo Clemente, Maria Ioannilli, Massimo Mazzanti, Roberto Santacroce, Carlo Viggiani

Supporto tecnico-amministrativo

Francesca Argiolas, Patrizia Capparella, Martina De Angelis, Marco Gozzi, Alessandro Leli, Patrizia Mirelli, Simona Rosselli

Hanno fatto parte della struttura

Raffaella Ciuffreda, Giuseppe Cosentino, Melissa Di Salvo, Giovanni Di Trapani, Rosa Marina Donolo, Carolina Fortunato, Biagio Giaccio, Marco Modica, Marco Nocentini, Andrea Rampa, Laura Ragazzi, Gino Romagnoli, Paolo Tommasi, Vitantonio Vacca

BAS F 4.2 Affiancamento per la valutazione dell'operatività strutturale degli edifici strategici in condizioni dinamiche nei Contesti Territoriali individuati come prioritari a media ed alta sismicità

Responsabile DPC: Antonella Gorini

Responsabile CNR-IGAG: Federico Mori

A cura di

Cora Fontana, Andrea Gena, Attilio Porchia, Angelo Anelli, Massimo Cesarano, Giuseppe Occhipinti, Vitantonio Vacca, Amerigo Mendicelli, Gianluca Acunzo.

versione colophon 06/12/2021

Sommario

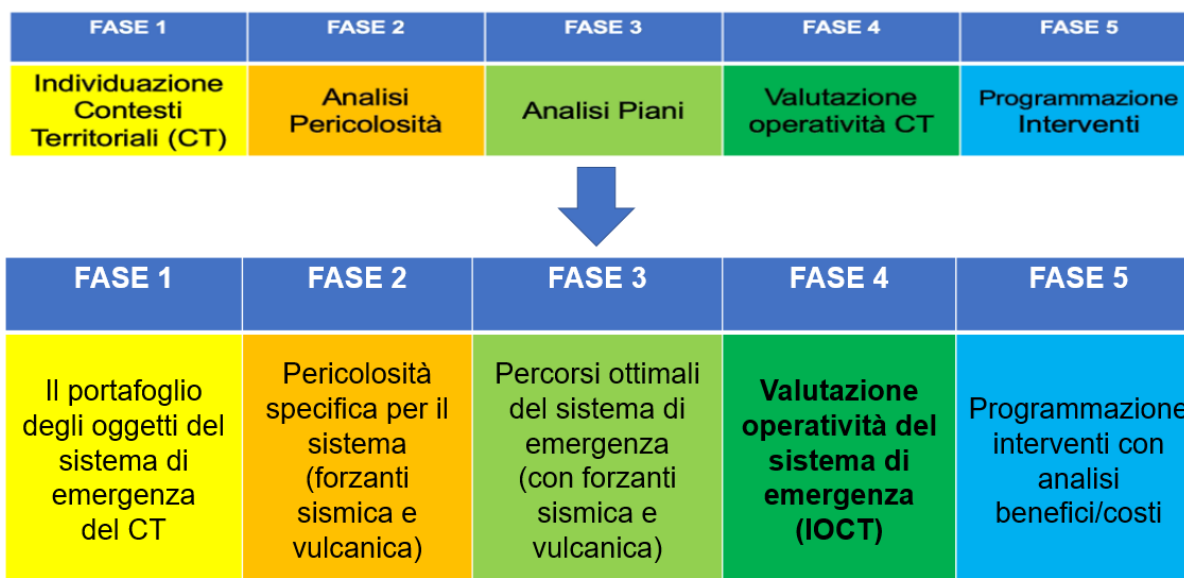
1	Introduzione	6
2	Analisi dei Piani Comunali di Protezione Civile per l'individuazione degli elementi per la CLE di CT	7
1.1	<i>Contesto Territoriale pilota di Rionero in Vulture</i>	7
2.1.1	Inquadramento territoriale	7
2.1.2	Stato della pianificazione d'emergenza	8
2.1.3	Individuazione degli elementi per la CLE di CT	8
2.1.4	Gli Edifici Strategici (ES)	9
2.1.5	Le aree di emergenza (AE)	9
3	Le fasi del percorso di valutazione	10
3.1	<i>Fase 1 – Il portafoglio dell'esposto</i>	10
3.2	<i>Fase 2 – La pericolosità specifica per i sistemi a rete</i>	11
3.3	<i>Fase 3 – I percorsi ottimali</i>	13
3.3.1	Importazione dei nodi strategici	13
3.3.2	Importazione delle CLE comunali e dei raster di impedenza	14
3.3.3	Generazione della matrice di connessione e dei percorsi con grado di ridondanza k	15
3.3.4	Selezione dei percorsi che ottimizzano le impedenze selezionate	17
3.4	<i>Fase 4 – La valutazione di operatività (IOCT)</i>	22
3.5	<i>Fase 5 – La programmazione degli interventi con analisi benefici/costi</i>	23
4	I modelli di fragilità degli edifici strategici	25
4.1	<i>Modello SMAV</i>	25
4.2	<i>Curve di fragilità tramite modello "SMAV"</i>	27
4.3	<i>Modellazione a macro-elementi discreti</i>	29
4.4	<i>Modello semplificato a trave equivalente</i>	32
4.5	<i>ES1 – COM del comune di Rionero in Vulture</i>	32
4.5.1	Campagna di misure di vibrazione	33
4.5.2	Risultati sperimentali	39
4.5.3	Modello SMAV	40
4.5.4	Curve di fragilità	41
4.6	<i>ES2 – Ospedale di Melfi</i>	42
4.6.1	Ricerca documentale	43
4.6.2	Campagna di misure di vibrazione	47

4.6.3	Risultati sperimentali	50
4.6.4	Modello SMAV	50
4.6.5	Modellazione a macro-elementi e model updating	51
4.6.6	Curve di fragilità	61
4.7	<i>ES3 – Caserma VVF del comune di Pescopagano</i>	62
4.7.1	Campagna di misure di vibrazione	64
4.7.2	Risultati sperimentali	66
4.7.3	Modello SMAV	66
4.7.4	Curve di fragilità	68

1 Introduzione

Il presente report costituisce l'applicazione della metodologia sperimentale per la valutazione di operatività del sistema di emergenza (IOCT) sul Contesto Territoriale pilota di Rionero in Vulture della Regione Basilicata e recepisce quanto delineato in maniera teorica nella "Linea Guida IOCT" (documento A4.1 versione 5.0).

Le fasi che costituiscono la valutazione di operatività e la programmazione del miglioramento, vengono declinate a partire dal "progetto standard" secondo il seguente schema:



Nel seguito si analizza il caso applicativo con i risultati passando in rassegna le singole fasi con alcuni richiami teorici.

2 Analisi dei Piani Comunali di Protezione Civile per l'individuazione degli elementi per la CLE di CT

1.1 Contesto Territoriale pilota di Rionero in Vulture

2.1.1 Inquadramento territoriale

Il Contesto Territoriale di Rionero in Vulture è composto da 9 comuni per un totale di 30.698 abitanti, distribuiti su una superficie di 502,51 chilometri quadrati, con una densità abitativa piuttosto bassa di 61 abitanti per chilometro quadrato. L'aggregazione del Contesto è il risultato dell'accorpamento tra il Sistema Locale del Lavoro (SLL) di Rionero in Vulture, composto da 6 comuni – Rionero in Vulture, Atella, Barile, Ruvo del Monte, San Fele, Filiano – e 3 comuni afferenti al SLL campano di Sant'Angelo dei Lombardi – Castelgrande, Rapone, Pescopagano. Il comune di Rionero in Vulture è il comune di riferimento (CR) del Contesto, nonché polo del SSL e sede COM. Situato in una posizione decentrata rispetto allo sviluppo territoriale del Contesto Territoriale, con 13.230 abitanti, insedia oltre un terzo della popolazione totale del Contesto, confermandosi il comune più popoloso. Il comune meno popoloso invece è Castelgrande, con 943 abitanti distribuiti su una superficie di 34,9 chilometri quadrati.

In termini di distribuzione della popolazione sul territorio, si osserva che nella maggior parte dei comuni del Contesto lo sviluppo insediativo si è concentrato in prossimità di un unico nucleo urbano (Tabella 2-1). Contrariamente, nei comuni di Atella, San Fele e Filiano la popolazione è distribuita su gran parte del territorio comunale. Il comune di Filiano in particolar modo, con i suoi 32 nuclei minori, presenta un grado di dispersione insediativa rilevante, che non potrà essere trascurata nella definizione del sistema dell'accessibilità durante la fase di elaborazione della CLE di CT. Per quanto riguarda i collegamenti viari principali, il Contesto Territoriale di Rionero in Vulture è attraversato longitudinalmente dalla SP219 – strada costruita in seguito al terremoto del 1980 – e collegato con la SS401 *dell'Alto Ofanto e del Vulture*, che corre lungo il confine lucano-campano percorrendo nel tratto lucano, la Valle del Vulture.

COMUNE	ALTITUDINE CAPOLUOGO [M S.L.M.]	ALTITUDINE MEDIA [M S.L.M.]	SUPERFICIE TERRITORIALE [KMQ]	POPOLAZIONE RESIDENTE (AB)	N. CENTRI O NUCLEI ISTAT	% RESIDENTI IN CENTRI O NUCLEI	% RESIDENTI CAPOLUOGO COMUNALE
Atella	500	555	88,48	3827	16	98,01	75,67
Barile	600	600	24,13	2785	1	95,69	95,69
Castelgrande	950	926	34,9	943	2	94,8	78,57
Filiano	597	641	71,81	2926	32	94,8	20,4
Pescopagano	954	954	69,84	1910	1	96,91	96,91
Rapone	838	838	29,51	990	1	66,96	66,96
Rionero in Vulture (CR)	565	565	53,52	13230	1	95,76	95,76
Ruvo del Monte	638	638	32,62	1083	1	84,94	84,94
San Fele	937	774	97,7	3004	7	43,27	37,89
Totale CT			502,51	30698	62	85,68	72,53

Tabella 2-1- Inquadramento territoriale del CT di Rionero in Vulture

2.1.2 Stato della pianificazione d'emergenza

I 9 comuni che costituiscono il Contesto Territoriale di Rionero in Vulture risultano dotati nella loro totalità dello strumento di pianificazione d'emergenza a livello comunale. Di questi, tre piani – Ruvo del Monte, Rionero in Vulture, Rapone – non sono stati approvati dal Consiglio Comunale. I primi due inoltre risultano piuttosto datati, essendo stati redatti il primo nel 2005 e il secondo nel 2007. Al contrario, due piani – Castelgrande, Pescopagano – sono stati approvati dopo il 2016 in seguito alle Linee Guida regionali (D.G.R. 24/2016). Il piano di San Fele è stato aggiornato recentemente, a gennaio 2019 (Tabella 2-2).

COMUNE	PIANO COMUNALE DI PROTEZIONE CIVILE	ANNO	PROVVEDIMENTO COMUNALE APPROVAZIONE
Atella	si	2014	D.C.C. n.56-28/07/2014
Barile	si	2010	
Castelgrande	si	2017	D.C.C. n.24-13/05/2017
Filiano	si	2014	D.C.C. n.3 -28/04/2014
Pescopagano	si	2017	D.C.C. n.39-27/09/2017
Rapone	si	2014	D.G.C. n.29-14/04/2014
Rionero in Vulture (CR)	si	2007	D.C.C. n.3-15/02/2007
Ruvo del Monte	si	2005	D.G.C. n.122-13/12/2005
San Fele	si	2019	
Totale CT	9		

Tabella 2-2- Piani comunali di protezione civile del CT di Rionero in Vulture. Fonte: Protezione Civile Regione Basilicata. Aggiornamento marzo 2019.

2.1.3 Individuazione degli elementi per la CLE di CT

Ai fini dell'individuazione degli elementi – Edifici Strategici, Aree di Emergenza – per la CLE di CT, sono stati analizzati quattro Piani Comunali di Protezione Civile: Filiano, Rionero in Vulture (Comune di Riferimento del Contesto Territoriale), Ruvo del Monte, San Fele. Considerando che per i cinque comuni restanti – Atella, Barile, Castelgrande, Pescopagano, Rapone – è stata redatta e validata l'analisi della Condizione Limite per l'Emergenza dell'insediamento urbano, per tali comuni non si è presentata la necessità di analizzare i documenti del Piano Comunale di Protezione Civile.

Dei 22 elementi (ES, AE) presenti all'interno dei Piani (Tabella 2-3), sono stati selezionati:

- > 3 Edifici Strategici con la funzione di coordinamento dell'emergenza (ES1) a livello comunale;
- > 4 aree di emergenza con la funzione di area di ricovero, 1 per ognuno dei 4 comuni.

COMUNE	ANNO	N. ES	N. AE AMM	N.AE RIC	N. AE MISTE	TOT. ES-AE (1)
Filiano	2014	1	0	4	0	5
Rionero in Vulture (CR)	2007	0	1	3	0	4
Ruvo del Monte	2005	1	0	2	0	3

San Fele	2019	1	1	8	0	10
Totale		3	2	17	0	22

Tabella 2-3- ES e AE analizzati nei Piani Comunali di Protezione Civile

2.1.4 Gli Edifici Strategici (ES)

Come già anticipato nel paragrafo precedente, sono stati selezionati 3 edifici strategici (Tabella 2-4), con la funzione di coordinamento dell'emergenza (ES1) a livello comunale. I tre edifici si trovano nei comuni di Filiano, Ruvo del Monte, San Fele. Per quanto riguarda l'ES1 del comune di Rionero in Vulture, CR di CT sede COM, la selezione dell'Edificio Strategico è avvenuta sulla base dell'elenco regionale delle sedi COM, aggiornato a febbraio 2019 e fornito dal gruppo di lavoro della Regione Basilicata ¹.

COMUNE	N. ES SELEZIONATI	TIPO
Filano	1	ES1 (COC) Municipio, COC, Corso Giovanni XXIII
Rionero in Vulture (CR)	0	
Ruvo del Monte	1	ES1 (COC) Municipio, Viale della Repubblica
San Fele	1	ES1 (COC) Municipio, COC, Via Mazzini, 9

Tabella 2-4- ES1 comunali selezionati dall'analisi dei 4 Piani Comunali di Protezione Civile

2.1.5 Le aree di emergenza (AE)

Per quanto riguarda le Aree di Emergenza sono state selezionate 4 aree di accoglienza con la funzione di area di ricovero, una per ognuno dei 4 comuni oggetto di analisi, come illustrato nella tabella seguente (Tabella 2-5).

COMUNE	N. AE SELEZIONATE	TIPO
Filano	1	Campo sportivo comunale – 6400 mq
Rionero in Vulture (CR)	1	Campo sportivo – 5700 mq
Ruvo del Monte	1	Campo sportivo – 6000 mq
San Fele	1	Campo sportivo – 5700 mq

Tabella 2-5- AE selezionate dall' dei 4 Piani Comunali di Protezione Civile

¹ Per un approfondimento sui criteri di selezione degli Edifici Strategici (di CT e comunali) non derivanti dall'analisi dei Piani Comunali di Protezione Civile, ma dalle analisi della CLE e altre basi dati di riferimento, si rimanda al documento BAS_F.4.4

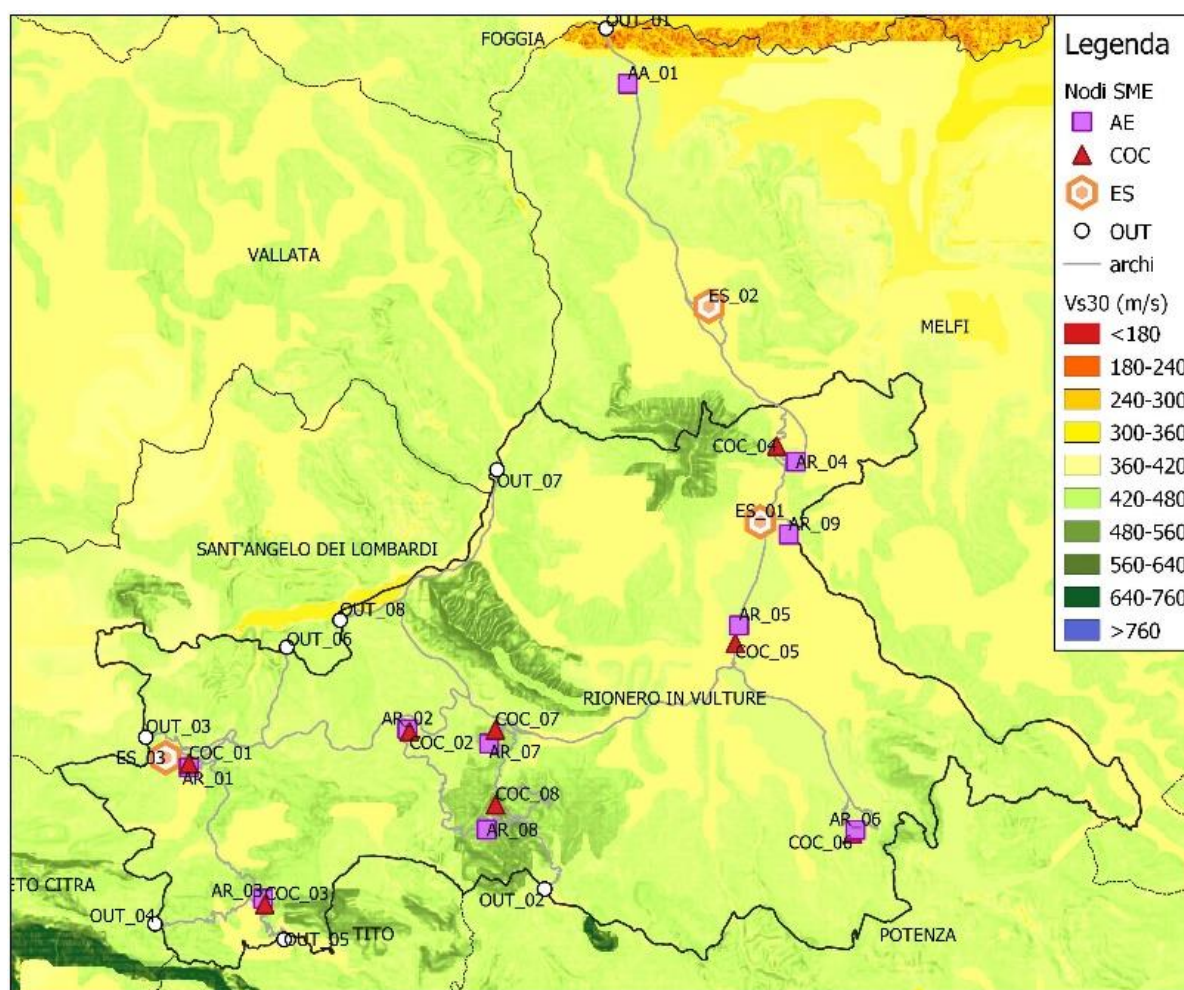
3 Le fasi del percorso di valutazione

3.1 Fase 1 – Il portafoglio dell'esposto

Il portafoglio dell'esposto è rappresentato dall'insieme degli oggetti che rappresentano il sistema a rete di gestione dell'emergenza strutturale del Contesto Territoriale ovvero:

- i tre edifici strategici ES fondamentali con funzione di coordinamento degli interventi (ES01), soccorso sanitario (ES02), intervento operativo (ES03);
- area di ammassamento (AA);
- aree di ricovero (AE) per ogni comune facente parte del Contesto Territoriale;
- edifici COC (COC) per ogni comune facente parte del Contesto Territoriale;
- punti di accesso al sistema di emergenza dai CT esterni (OUT);
- archi di connessione.

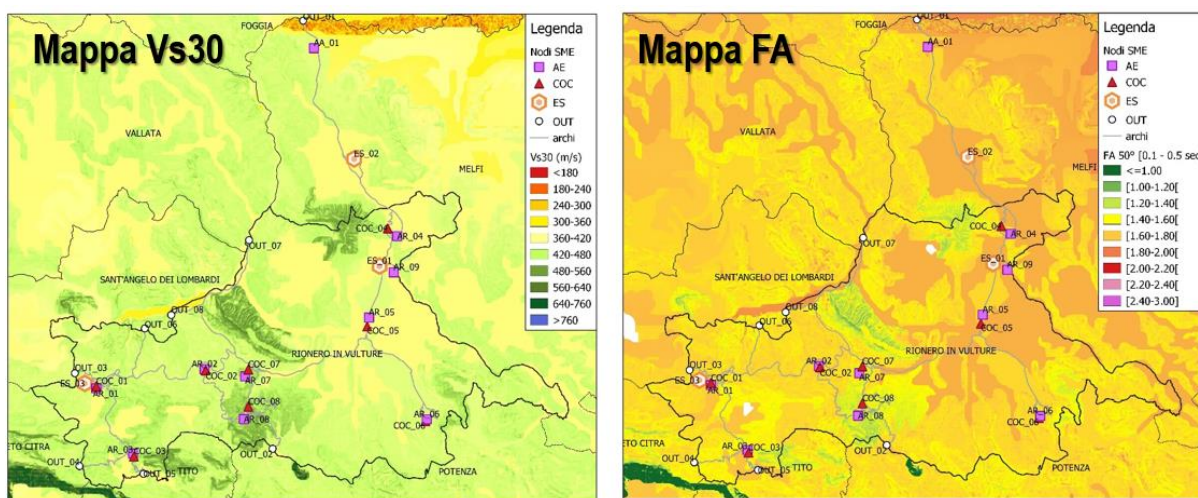
Di seguito si riporta l'immagine del portafoglio dell'esposto del sistema di gestione dell'emergenza del CT pilota.



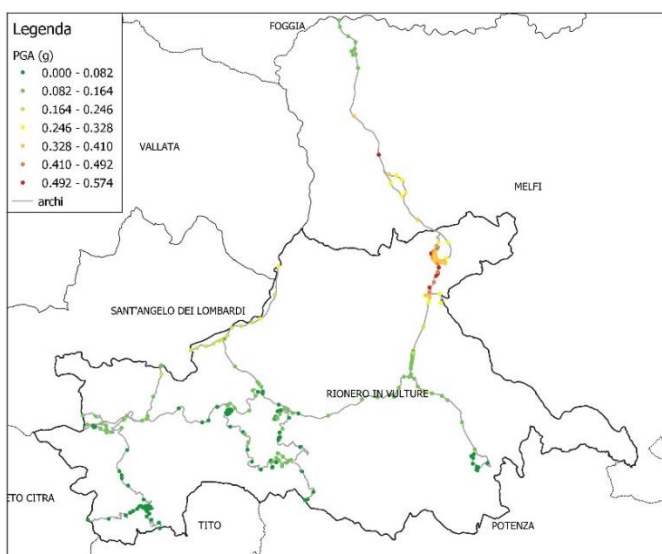
3.2 Fase 2 – La pericolosità specifica per i sistemi a rete

I sistemi a rete sono caratterizzati da esposti distribuiti spazialmente. Questo comporta che il calcolo della funzionalità dei singoli oggetti debba contemplare l'utilizzo di una pericolosità con scenari disaggregati. L'utilizzo di una pericolosità standard produrrebbe infatti una sovrastima delle perdite. Per tale motivo si utilizza una pericolosità stocastica per due periodi di ritorno 100 e 475 anni. Inoltre la pericolosità sismica di base (da zonazione ZS9 e tassi di sismicità da catalogo CPT104) viene amplificata per mezzo dei funzionali contenuti nel lavoro Falcone et al. 2021 al fine di considerare l'amplificazione stratigrafica.

In particolare ai nodi degli oggetti dell'esposto la misura di intensità specifica (PGA, PGV, ASI) viene amplificata con il fattore di amplificazione FA specifico in funzione del cluster geomorfologico, del livello di scuotimento previsto al bedrock con GMPE Bindi 2011 (ITA10) e del valore del V_{s30} ricavato da carta nazionale Mori et al., 2020. Di seguito si riportano le mappe di V_{s30} e FA sovrapposte al portafoglio dell'esposto.

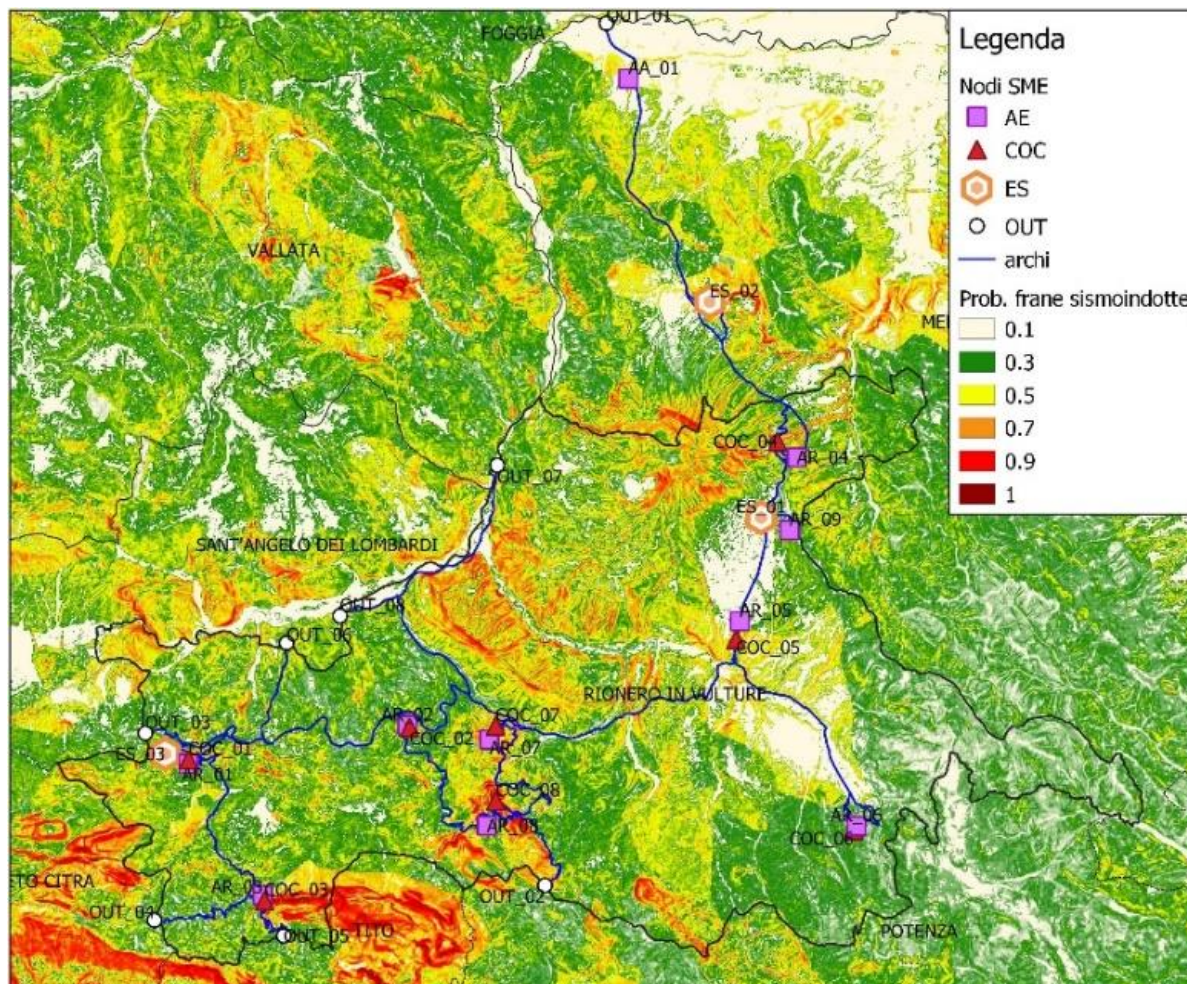


Per ogni singolo scenario prodotto da un'analisi "event based" (realizzata con il software Openquake) si calcolano le misure di intensità ai singoli oggetti. Di seguito un esempio di PGA amplificata ai nodi del sistema per uno degli scenari (in totale 270 scenari per $T_r=100$ anni, 63 scenari per $T_r=475$ anni).



Dal calcolo della PGV amplificata, si calcolano le probabilità di frana e liquefazione sismoindotta rispettivamente con i modelli di regressione logistica di Nowicki et al., 2018 e Zhu et al., 2017.

Si riporta di seguito un esempio di scenario di probabilità di frana sismoindotta calcolato per un singolo scenario. La probabilità varia tra 0 e 1.



La probabilità di liquefazione dinamica risulta trascurabile.

3.3 Fase 3 – I percorsi ottimali

In questa fase vengono generati i percorsi stradali che definiscono i collegamenti tra gli elementi strutturali facenti parte della CLE di CT, andando a effettuare un'ottimizzazione sia in termini di efficienza stradale (lunghezze e tempi di percorrenza) che in termini di impedenze esterne fornite in input (e.g. delle impedenze correlate a pericolosità naturali presenti sul territorio).

A tale scopo è stato predisposto il tool softGOCT, un software che interfacciandosi direttamente con il database OpenStreetMap consente di scaricare automaticamente l'intera rete stradale dei CT di interesse e di automatizzare la maggior parte delle operazioni che portano alla definizione dei percorsi.

L'utilizzo del tool può essere sintetizzato in 5 fasi operative principali:

- 1) Importazione dei nodi strategici
- 2) Importazione delle CLE comunali (se presenti) e dei raster di impedenza
- 3) Generazione della matrice di connessione e dei percorsi con grado di ridondanza k
- 4) Selezione dei percorsi che ottimizzano le impedenze importate
- 5) Export del grafo e generazione di un report contenente i principali risultati di calcolo

3.3.1 Importazione dei nodi strategici

In questa fase è possibile importare tramite file Excel le informazioni relative ai nodi strategici che fanno parte della CLE di CT, andando a fornire in input le seguenti informazioni fondamentali:

- Denominazione
- Descrizione
- Coordinate

La *denominazione* è un ID che va ad individuare in maniera univoca ogni nodo strategico e ne identifica la tipologia (e.g. ES_1, COC_2, AR_2, ...), la *descrizione* è una stringa di testo che verrà associata all'elemento per rendere più agevole il riconoscimento degli oggetti all'interno del visualizzatore grafico del software, mentre le *coordinate* forniscono la posizione dell'elemento sul territorio.

A partire dalle coordinate fornite, il software provvede in automatico ad effettuare il download della rete di strade carrabili presenti all'interno del o dei CT interessati (qualora i nodi dovessero trovarsi in Contesti differenti verranno scaricate le reti stradali di tutti i CT coinvolti) e i nodi strategici importati verranno agganciati alla rete.

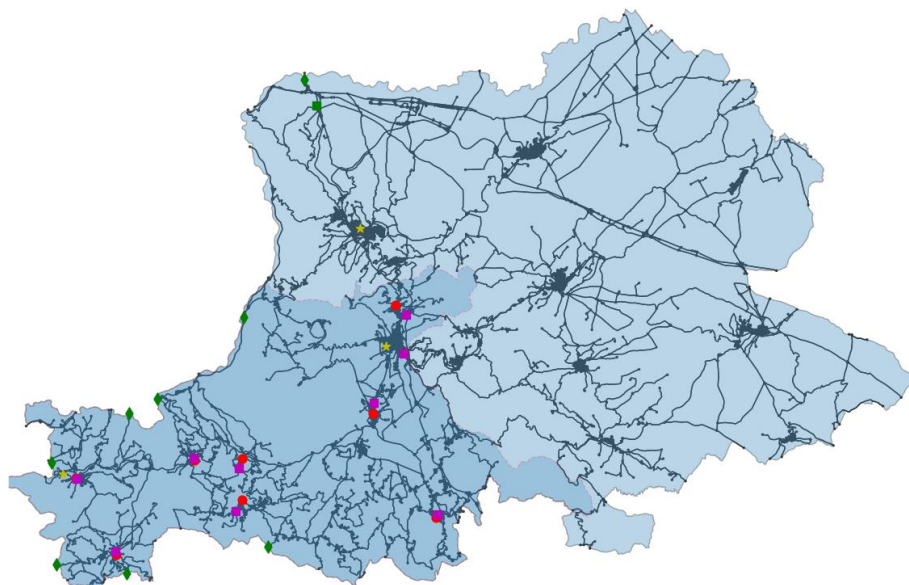


Figura 3-1: Scaricamento della rete stradale per il CT e aggancio dei nodi strategici

3.3.2 Importazione delle CLE comunali e dei raster di impedenza

In questa fase è possibile importare all'interno del software i raster di impedenza, ovvero delle informazioni spazializzate sul territorio delle quali si vuole tenere conto nella successiva fase di generazione dei percorsi ottimali.

Al momento dell'importazione, per ognuno dei raster selezionati il software va a effettuare un campionamento sui punti geometrici che compongono la geometria dei rami del grafo stradale, andando a calcolare il valore finale dell'impedenza di ogni ramo come la media ponderata dei valori campionati sulla sua geometria.

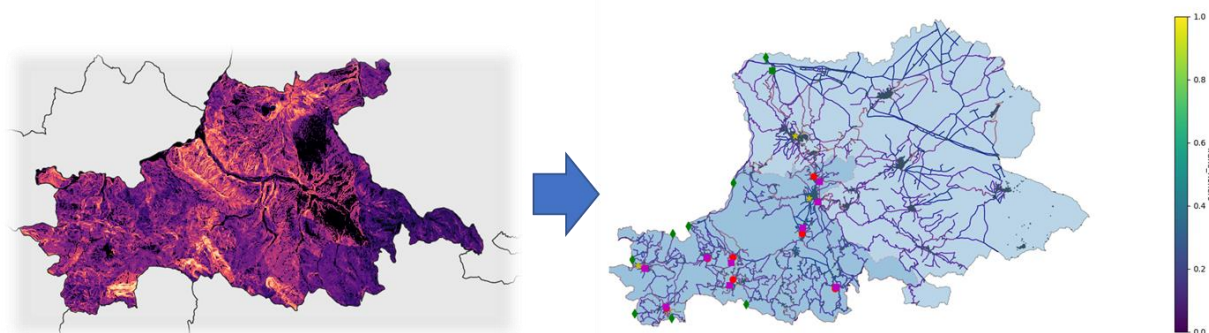


Figura 3-2: Importazione del raster di pericolosità e valorizzazione dei rami

Al termine di questa operazione, ognuno dei rami del grafo stradale risulterà valorizzato con dei nuovi attributi corrispondenti alle diverse impedenze importate.

Qualora fossero presenti delle CLE per alcuni dei comuni facenti parte del CT, è possibile procedere all'importazione diretta dei relativi Shapefile all'interno del tool. Al termine dell'operazione i rami stradali che fanno parte delle CLE verranno valorizzati con un apposito attributo che permetterà di distinguerli e di riconoscerli.

3.3.3 Generazione della matrice di connessione e dei percorsi con grado di ridondanza k

Una volta terminata la fase di import è possibile iniziare ad effettuare le prime operazioni all'interno del software.

Un elemento fondamentale propedeutico alla costruzione del grafo è la definizione di una *matrice di connessione*, ovvero una matrice che definisce quali nodi strategici della CLE di CT debbano essere collegati tra di loro, andando quindi a stabilire l'insieme delle origini e delle destinazioni.

Questa matrice può essere importata manualmente andandola a definire all'interno del file di input dei nodi strategici ma è anche possibile generarla automaticamente all'interno del software. In tal caso il software si baserà sull'ID del nodo strategico per individuarne la tipologia e costruirà la matrice secondo i criteri definiti dalla matrice delle adiacenze teorica, che possono essere sintetizzati come segue:

- L'edificio strategico ES_1 e l'area di ammassamento AA vengono collegati a tutti gli altri nodi strategici
- Gli altri edifici strategici ES_i verranno collegati a tutti gli altri ES e ai COC
- Il COC_i verrà collegato a tutti gli ES e all'area di ricovero AR_i (con lo stesso pedice)

Al termine dell'operazione la matrice generata può essere esportata su un file Excel per essere verificata e, in caso di necessità, modificata e importata nuovamente all'interno del tool.

#	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	
1	Denominazione	ES_02_2	COC_1	AR_1	COC_2	AR_2	COC_3	AR_3	COC_4	AR_4	COC_5	AR_5	COC_6	AR_6	COC_7	AR_7	COC_8	AR_8	COC_9	AR_9	COC_10	AR_10	ES_02	COC_11	AR_11	COC_12	AR_12	ES_01	ES_02_3	ES_03	AR_13	AA_01	
2	ES_02_2	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	
3	COC_1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
4	AR_1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
5	COC_2	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
6	AR_2	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
7	COC_3	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
8	AR_3	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
9	COC_4	1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	AR_4	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
11	COC_5	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12	AR_5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
13	COC_6	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
14	AR_6	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
15	COC_7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
16	AR_7	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
17	COC_8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
18	AR_8	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
19	COC_9	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
20	AR_9	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
21	COC_10	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
22	AR_10	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
23	ES_02	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1
24	COC_11	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
25	AR_11	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
26	COC_12	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
27	AR_12	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
28	ES_01	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
29	ES_02_3	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1
30	ES_03	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1
31	AR_13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
32	AA_01	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	

Figura 3-3: Matrice di connessione esportata da softGOCT

Una volta definita la matrice di connessione è possibile andare a generare i percorsi ridondanti che collegano tutte le origini e le destinazioni.

In questa fase, il software calcola automaticamente i k percorsi più brevi e i k percorsi più veloci che collegano tutte le origini e le destinazioni coerentemente con quanto specificato dalla matrice di connessione. Il numero massimo $N_{p,max}$ di percorsi ridondanti generato in questa fase risulta pari a:

$$N_{p,max} = (2 * k)^m$$

dove k è il grado di ridondanza scelto e m rappresenta il numero di coppie origine-destinazione che devono essere collegate tra loro. Il grado di ridondanza k può essere scelto arbitrariamente prima dell'inizio dell'analisi.



- Approccio a priorità assoluta di CLE
- Approccio a priorità parziale di CLE
- Approccio a priorità nulla di CLE

Il software permette inoltre di visualizzare l'incremento di costo, inteso come incremento di lunghezza e di tempo di percorrenza, che deriva dall'utilizzo degli approcci a priorità assoluta e parziale di CLE rispetto ad un utilizzo a priorità nulla di CLE (ottimizzazione pura). In base ai risultati, la scelta finale dell'approccio da utilizzare è demandata all'utilizzatore.

3.3.4 Selezione dei percorsi che ottimizzano le impedenze selezionate

Una volta generati i percorsi ridondanti, il software permette di andare a determinare il grafo ottimale nei confronti delle impedenze importate andando a individuare per ogni coppia origine-destinazione il percorso che minimizza il valore medio delle impedenze sui rami che lo compongono. Considerando il k -esimo percorso tra origine e destinazione, il suo valore di score S_k nei confronti delle impedenze sarà pari a:

$$S_k = \frac{\sum_{i=1}^{n_k} l_i \bar{l}_i}{\sum_{i=1}^{n_k} l_i}$$

dove n_k è il numero di rami che compongono il k -esimo percorso, \bar{l}_i e l_i sono rispettivamente l'impedenza media e la lunghezza del ramo i -esimo.



La procedura di generazione dei percorsi ottimali è stata sperimentata sul CT di Rionero in Vulture. Le impedenze considerate sono relative a pericolosità naturali presenti sul territorio, in particolare dovute ad effetti di tipo cosismico. Per la sperimentazione sono state considerate come impedenze i valori di probabilità di accadimento di frane sismoindotte e di liquefazioni dinamiche, ottenute rispettivamente con il modello di Nowicki et al (2018) e di Zhu et al (2017). Per entrambe le pericolosità è stato considerato un evento sismico con tempo di ritorno pari a 475 anni.



Si riporta nel seguito l'elenco dei 29 nodi strategici considerati nell'analisi:

Descrizione	Denominazione	comune	Lon	Lat
076058000000AS1300999	COC_01	Pescopagano	15.396832	40.835908
076065000000000100999	COC_02	Rapone	15.500073	40.846901
076021000000013500002	COC_03	Castelgrande	15.432004	40.785836
076011000000000500999	COC_04	Barile	15.672778	40.947345
076006000000000100001	COC_05	Atella	15.652735	40.877424
076032000000000100001	COC_06	Filiano	15.706843	40.809395
076072000000000100001	COC_07	Ruvo del Monte	15.540231	40.847313
076076000000000100001	COC_08	San Fele	15.540098	40.820748
076066000000000100001	ES_01	Rionero in Vulture	15.6648	40.920459
076048000000000100002	ES_02	Melfi	15.641545	40.99703
076058000000013500003	ES_03	Pescopagano	15.385981	40.838014
07603200000000001	AR_06	Filiano	15.708192	40.810868
07607600000000001	AR_08	San Fele	15.535873	40.811928
07607200000000001	AR_07	Ruvo del Monte	15.537261	40.842451
07605800000000AR1	AR_01	Pescopagano	15.396829	40.834555
07606500000000002	AR_02	Rapone	15.499111	40.847723
07601100000000021	AR_04	Barile	15.68172	40.941679
07600600000000002	AR_05	Atella	15.654528	40.883784
07602100000000003	AR_03	Castelgrande	15.431167	40.78783
07606600000000001	AR_09	Rionero in Vulture	15.678141	40.91591
07604800000000001	AA_01	Melfi	15.604253	41.076277
	OUT_08		15.467875	40.886547
	OUT_07		15.541746	40.939615
	OUT_06		15.442903	40.877072
	OUT_05		15.440903	40.773335
	OUT_04		15.380648	40.779071
	OUT_03		15.376738	40.845338
	OUT_02		15.562774	40.790702
	OUT_01		15.594194	41.095945

Poiché uno dei nodi strategici si trova all'interno di un CT adiacente (Melfi), al termine dell'importazione dei nodi strategici è stato generato il grafo della rete stradale per entrambi i CT di Rionero in Vulture e di Melfi. Il grafo finale è costituito da un totale di 7779 nodi e di 18740 rami.

Infine è stato generato il grafo ottimale andando a selezionare i percorsi tra le origini e le destinazioni caratterizzati da uno score migliore, ovvero con il minor valore di impedenza media. Il grafo finale viene mostrato con una colorbar coerente con il valore di impedenza media residua sui rami appartenenti al grafo ottimale.

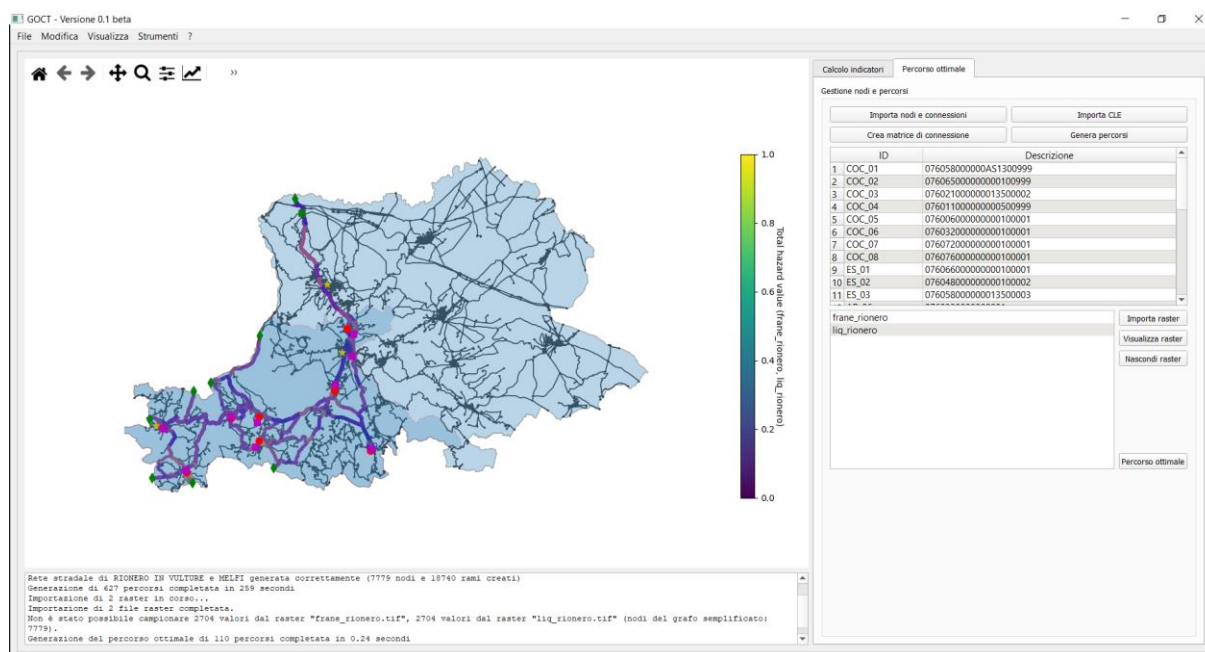


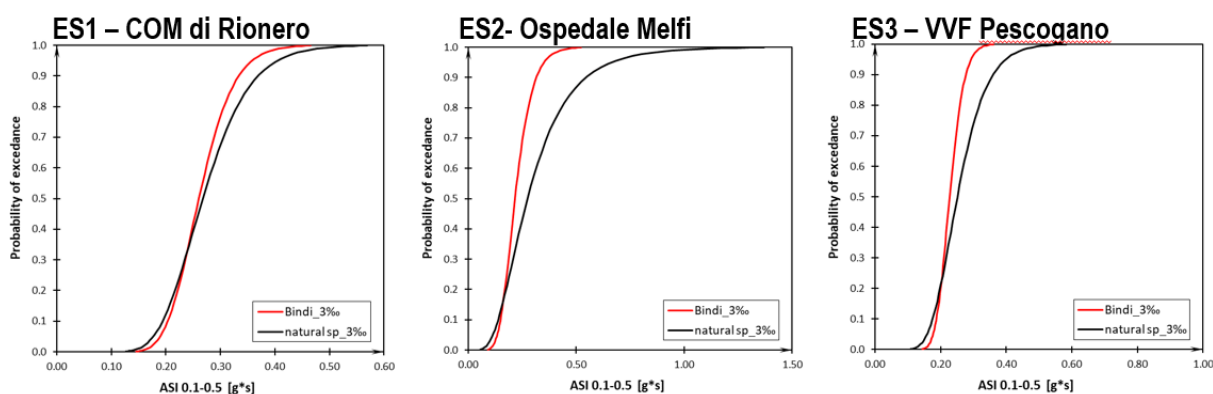
Figura 3-9: Grafo ottimale per il CT di Rionero in Vulture

3.4 Fase 4 – La valutazione di operatività (IOCT)

Per la valutazione di operatività degli edifici si utilizzano i seguenti modelli:

-curve di fragilità da modello SMAV per la valutazione di operatività degli edifici strategici fondamentali; in assenza di queste si utilizzano modellazioni numeriche più o meno avanzate (ad esempio con software 3DMACRO o modelli beam-like). In assenza di modellazioni numeriche si utilizzano curve di fragilità di letteratura.

Di seguito si riportano le curve di fragilità da modello SMAV per i 3 ES fondamentali espresse in termini di ASI in ascissa e probabilità di superamento del danno D2 in ordinata.



-curve di fragilità di letteratura per la valutazione della probabilità di crollo degli edifici residenziali interferenti da CLE. Da questa si calcola la probabilità di operatività dell'infrastruttura di connessione stradale.

Una volta calcolate le probabilità di operatività dei singoli oggetti (nodi e archi) si valutano gli indici parziali delle famiglie di oggetti e l'indice globale IOCT. Di seguito i risultati per $T_r=475$ anni (63 scenari).

VALUTAZIONE			
Contesto Territoriale di Rionero in Vulture		INDICE	CLASSE
		0.31	D
Componenti del sistema di gestione dell'emergenza	Edifici strategici	0.84	A
	Area di ammassamento	1.00	A
	Edifici COC	0.58	C
	Aree di ricovero	0.94	A
	Connessioni	0.39	D

3.5 Fase 5 – La programmazione degli interventi con analisi benefici/costi


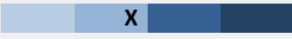


In funzione dei risultati degli indici delle singole componenti ravvisiamo le seguenti criticità:


- i. Criticità 1: Connessioni in termini di frana sismoindotta;
- ii. Criticità 2: Connessioni in termini di edifici residenziali interferenti;
- iii. Criticità 3: Edifici COC (2 su 8 non adeguati alla performance).

Si interviene simulando gli interventi con i modelli di miglioramento riportati nel documento A4.1. Per ogni criticità riscontrata si valuta:

-il beneficio del modello di miglioramento in termine di passaggio di classe della singola componente associando un costo economico di massima tramite una classe di costo;

-l'eventuale beneficio in termini di passaggio di classe globale COCT.

Ipotesi di intervento	Beneficio passaggio di classe Globale <u>COCT</u>	Beneficio passaggio di classe singola componente	Classe di costo associata
Hp1 (Cr1. frane su connessioni)	NO	SI (D→B)	
Hp2 (Cr2. interferenti su connessioni)	NO	SI (D→C)	
Hp3 (Cr3. COC)	NO	SI (C→B)	
Hp4 (Hp1+Hp2+Hp3)	SI (D→C)	SI	

CLASSI DI COSTO

 Milioni di Euro

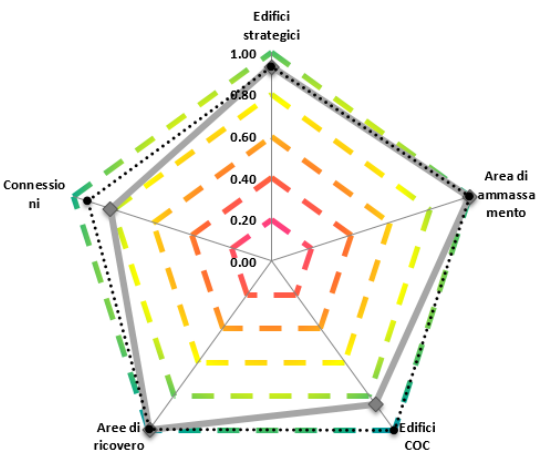
Gli interventi vengono simulati ed economicamente stimati in relazione alle criticità riscontrate a $T_r = 475$ anni.

Gli stessi interventi vengono simulati a $T_r = 100$ anni.

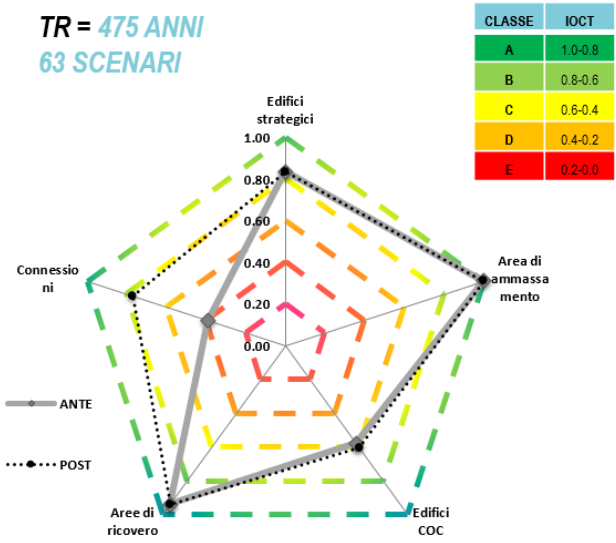
MIGLIORAMENTO - STESSI INTERVENTI A 475 ANNI						
Contesto Territoriale di Rionero in Vulture		Costo [mln euro]	INDICE	CLASSE	Incremento% Indice	passaggio di classe
		22.62	0.78	B	13.0%	1 CLASSE
Componenti del sistema di gestione dell'emergenza	Edifici strategici		0.93	A	-	-
	Area di ammassamento		1.00	A	-	-
	Edifici COC	2.12	1.00	A	17.6%	-
	Aree di ricovero		1.00	A	-	-
	Connessioni	20.50	0.93	A	14.1%	-

Si riportano i diagrammi a radar per ante e post-intervento per i due periodi di ritorno analizzati.

TR = 100 ANNI
270 SCENARI



TR = 475 ANNI
63 SCENARI



4 I modelli di fragilità degli edifici strategici

Per ogni edificio in esame sono stati applicati i seguenti passi di analisi:

- Ricerca documentale presso gli uffici tecnici;
- Attuazione della campagna di misure di vibrazione;
- Restituzione delle grandezze dinamiche fondamentali sperimentali (frequenze, forme modali e smorzamenti)
- Generazione di un modello semplificato denominato SMAV (Mori & Spina, 2015) sulla base dei dati sperimentali
- Creazione delle curve di fragilità specifiche per ogni edificio con l'ausilio del modello SMAV
- Modellazione a Macro-elementi discreti (Caliò & Pantò, A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures, 2014) a supporto per alcuni casi su cui la documentazione si è ritenuta congrua al tipo di modellazione.

Nel seguito per ogni edificio oggetto della presente relazione verranno descritti i risultati dei precedenti passi di analisi.

In questa sezione si introducono brevemente gli aspetti teorici che verranno richiamati nei successivi capitoli.

A tal proposito si introducono di seguito:

- La modellazione SMAV,
- L'uso del modello SMAV per la generazione delle curve di fragilità
- La strategia di modellazione a macro-elementi discreti.

Ulteriori approfondimenti agli argomenti possono essere trovati nella letteratura scientifica richiamata in bibliografia.

Per ultimo, si riporta brevemente un approccio semplificato definito di tipo a trave equivalente (Greco A., et al., 2020) adottato nella rappresentazione semplificata degli edifici multipiano e calibrato sui dati sperimentali di identificazione dinamica.

4.1 Modello SMAV

Il modello SMAV (Mori & Spina, 2015) è basato sui parametri modali sperimentali dell'edificio, cioè frequenze e forme modali, utilizzati per calcolare la risposta sismica della struttura attraverso un'analisi dinamica lineare che opera per sovrapposizione modale.

Per completare il modello modale ed eseguire l'analisi dinamica lineare è necessario conoscere il coefficiente di partecipazione sismica o, in alternativa, la massa sismica di ciascun modo di vibrare. Poiché tali parametri non possono essere ricavati sperimentalmente attraverso tecniche di analisi modale operativa (OMA), essi sono ricavati numericamente definendo un particolare modello cinematico-inerziale dell'edificio denominato Multi Rigid Polygons (MRP).

Nel modello MRP l'edificio è suddiviso in p impalcati fuori terra, ciascuno dei quali è a sua volta suddiviso in n poligoni, che si assume abbiano un comportamento rigido nel proprio piano e siano quindi dotati di 3 gradi di libertà, due traslazioni e una rotazione rigida intorno all'asse verticale passante per il baricentro. Tutte le masse dell'edificio, anche quelle che non giacciono nel piano dell'impalcato, come le masse delle strutture portanti verticali o delle tamponature, sono concentrate nel baricentro dei poligoni, dove si assegna una massa $M_x=M_y$ e un momento di inerzia polare I (massa rotazionale). Si osserva che la congruenza degli spostamenti nei punti che appartengono a più poligoni è assicurata attribuendo a essi la media degli spostamenti che risulterebbero dalle traslazioni e rotazioni rigide dei singoli poligoni.

È importante aggiungere che per come è costruito, il modello SMAV consente di calcolare la risposta sismica in tutti i punti di un certo impalcato, cioè anche in punti non oggetto di misure sperimentali.

Il modello matematico sviluppato consente inoltre di stimare l'errore commesso nella ricostruzione degli spostamenti a causa dell'ipotesi cinematica di poligono rigido, confrontando le forme modali originariamente importate con le forme modali ricostruite, negli stessi gradi di libertà con il modello MRP.

La matrice di massa è costruita valutando le masse traslazionali e rotazionali a partire da un'analisi dei carichi agenti sugli impalcati rigidi, eseguita sulla base delle informazioni disponibili o da ipotesi ragionevoli sulla conformazione e i pesi di volume degli elementi strutturali. Viene calcolata la massa per unità di superficie per ciascun poligono che costituisce un orizzontamento, facendo riferimento ad un valore medio equivalente, lì dove si presentassero differenti tipologie di solaio all'interno dello stesso poligono.

Si osserva che la determinazione del tipo e della disposizione degli elementi strutturali è importante esclusivamente per il loro contributo alle caratteristiche inerziali della struttura, mentre non è necessario valutare il loro contributo alla rigidezza, perché quest'ultimo è già implicitamente contenuto nei parametri modali sperimentali.

Una volta espresse le forme modali sperimentali nei gradi di libertà rigidi che caratterizzano il modello cinematico a poligoni rigidi, la matrice **M** permette di calcolare i coefficienti di partecipazione modale e le corrispondenti masse partecipanti (Clough & Penzien, 2003).

L'analisi svolta è un'analisi dinamica lineare equivalente, in cui gli effetti dei singoli modi identificati vengono combinati attraverso la combinazione quadratica completa (Complete Quadratic Combination CQC).

Si può parlare di un'analisi lineare equivalente in quanto il modello SMAV tiene conto del decremento delle frequenze naturali al crescere della deformazione mediante una procedura iterativa basata su tre curve limite, ricavate da un'analisi probabilistica, che esprimono il decremento delle frequenze naturali in funzione del massimo *drift* medio, cioè del massimo spostamento dell'ultimo impalcato rispetto al terreno, diviso per la sua quota *H* rispetto al suolo.

Per valutare il decadimento delle frequenze al variare del *drift* tenendo conto della variabilità presente nel patrimonio edilizio esistente si è ricorso, sia per le strutture in muratura che per quelle in c.a., ad un'analisi di tipo Monte Carlo, ottenendo curve di abbattimento rappresentative delle incertezze sui parametri. In particolare in mancanza di dati sperimentali disponibili si genera un campione di dati dove vengono assegnati degli intervalli di valori ai parametri necessari a definire il modello, trattandoli come variabili aleatorie aventi distribuzione probabilistica. A partire dal campione generato si ricavano tre curve al di sotto delle quali ricadono rispettivamente il 16, il 50 e l'84 % dei campioni, che definiscono la curva limite inferiore, quella media e quella limite superiore.

Viene eseguita una prima analisi utilizzando le frequenze naturali dell'edificio risultanti dall'identificazione modale e vengono calcolati, per ciascuna curva, i valori di accelerazioni, spostamenti e *drift* di interpiano in ogni punto o coppia di punti. Noto il *drift* medio, viene calcolato il relativo decadimento delle frequenze e viene condotta una seconda analisi utilizzando le frequenze abbattute, ottenendo nuovi valori di *drift*. L'analisi prosegue in questo modo fino a convergenza, generalmente raggiunta in meno di 10 iterazioni, nell'ipotesi di forme modali invarianti rispetto al massimo *drift* medio. Per lo smorzamento, anch'esso assunto invariante, si assume il valore convenzionale del 5 %.

La probabilità cumulata del massimo *drift* dell'edificio è ottenuta eseguendo tre diverse analisi lineari equivalenti, ciascuna con riferimento a una delle tre curve sopra descritte, che correlano il decremento della frequenza al *drift* medio. La prima analisi fa riferimento alla curva media, mentre le altre due rappresentano la curva limite inferiore e superiore.

A partire dai 3 valori di *drift* massimo così ottenuti, per un dato input sismico, viene costruita la funzione di probabilità cumulata del massimo *drift* dell'edificio, assumendo per essa una distribuzione di tipo lognormale, che è risultata la più adatta a rappresentare la variabile aleatoria *drift* di interpiano, a seguito di un'analisi mirata a comparare le diverse distribuzioni probabilistiche.

4.2 Curve di fragilità tramite modello “SMAV”

La metodologia proposta si basa sull'identificazione delle specifiche proprietà dinamiche dell'edificio e del terreno di fondazione tramite misure di vibrazioni prodotte da sorgenti ambientali.

I parametri modali sono estratti dalle misure utilizzando tecniche afferenti alla Operational Modal Analysis (OMA).

Il modello matematico spaziale dell'edificio (SMAV, Seismic Model from Ambient Vibrations (Mori & Spina, 2015)), che prevede la riproduzione della cinematica di piano secondo una suddivisione ideale della planimetria in poligoni a comportamento rigido e massa concentrata, permette di eseguire un'analisi dinamica lineare equivalente al fine di prevedere la risposta sismica dell'edificio e determinare i valori di *drift* massimo in sommità e di interpiano. Questi, secondo un approccio probabilistico, vengono usati per generare i dati necessari al calcolo della funzione di fragilità.

Il parametro di intensità di misura lungo l'asse delle ascisse per le curve di fragilità è il parametro ASI. Acceleration Spectrum Intensity:

$$ASI_{T_1-T_2} = \int_{T_1}^{T_2} S_a(\xi, T) dT$$

Sa è lo spettro di risposta delle pseudo-accelerazioni, ξ è lo smorzamento (assunto convenzionalmente pari a 0.05), T il periodo di oscillazione, T1 e T2 rappresentano gli estremi dell'intervallo di periodi considerati. Questo parametro include gli effetti dell'ampiezza e del contenuto in frequenza del segnale.

Ai fini dell'utilizzazione dei risultati all'interno di IOCT si adottano gli stessi periodi di interesse adottati nel calcolo del parametro HMS (Mori, et al., 2019) espressi in funzione del numero di piani in elevazione degli edifici:

* 0.1 - 0.5 sec per edifici con 1-3 piani.

* 0.4 - 0.8 sec per edifici con 4-6 piani.

* 0.7 – 1.1 sec per edifici con un numero di piani maggiore di 6 o isolati alla base.

La metodologia proposta si articola in tre fasi principali:

Fase 1 – Definizione dell'input sismico;

Fase 2 – Analisi SMAV (con l'impiego del software VaSCO-smav);

Fase 3 – Costruzione della Curva di Fragilità.

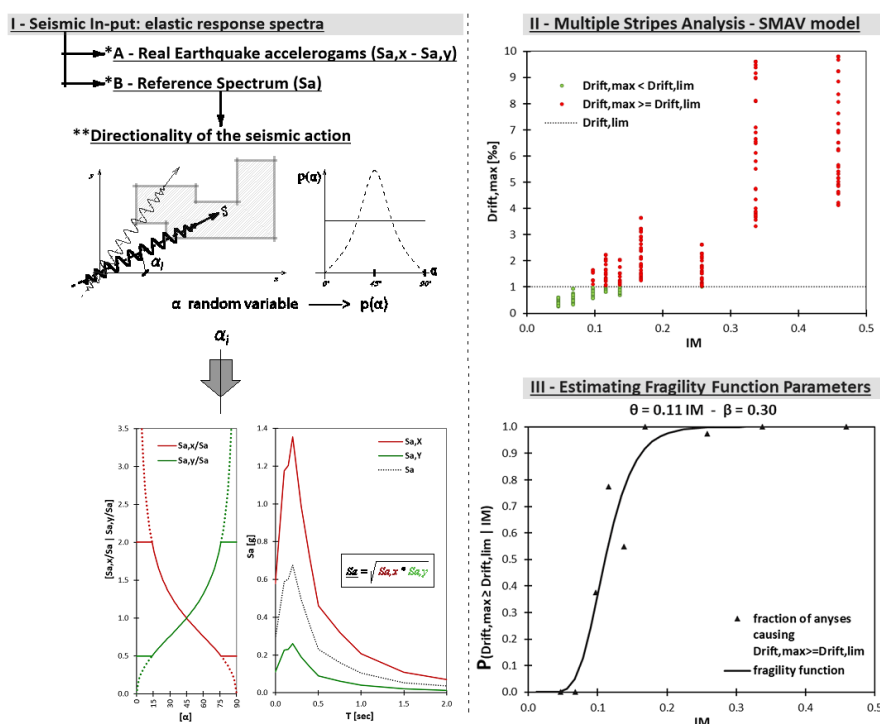


Figura 4-1 Rappresentazione delle fasi metodologiche per la costruzione delle curve di fragilità

Fase 1 – Definizione dell'input sismico

Nella logica dell'approccio di tipo Multiple Stripes Analyses (J.M., 2015), al fine di ottenere una curva affidabile per tutte le intensità sismiche (IM), è necessario selezionare un input sismico che abbia la stessa numerosità di spettri per ogni sotto-intervallo di intensità sismica in cui è stato suddiviso l'intero intervallo di intensità sismica.

Fase 2 – Analisi lineari equivalenti con modello SMAV ed elaborazione statistica dei risultati

A partire dalle proprietà modali (frequenze, forme modali e smorzamenti) valutate con opportune campagne di identificazione dinamica, l'edificio in esame viene interpretato matematicamente tramite un modello semplificato denominato SMAV (Spina, Acunzo, Fiorini, Mori, & Dolce, 2019) ed elaborato tramite il software VascoSMAV (Acunzo, Fiorini, Mori, & Spina, 2015). Il software, in grado di determinare un parametro di operatività, IOPS (Dolce, et al., 2016), per ogni analisi, viene eseguito iterativamente per ogni input generato.

Fase 3 – Costruzione della Curva di Fragilità

Le curve di fragilità forniscono la probabilità di un sistema strutturale, soggetto ad un input sismico assegnato, di superare determinati livelli di danno. Nell'approccio di tipo Multiple Stripes Analyses (J.M., 2015) alla curva di fragilità si perviene attraverso il calcolo di media μ e deviazione standard δ dei risultati delle analisi SMAV (Spina, Acunzo, Fiorini, Mori, & Dolce, 2019) in base ai risultati delle singole bande a pari IM.

Le curve così ottenute esprimono la probabilità che il valore di drift sia superabile. È possibile, in via semplificata, correlare suddetto valore di spostamento con un livello di danneggiamento della struttura ed uno Stato Limite raggiunto.

4.3 Modellazione a macro-elementi discreti

La modellazione numerica di dettaglio è eseguita tramite approccio a macroelementi discreti implementato nel software commerciale 3DMacro (Caliò, Cannizzaro, Marletta, & Pantò, 2009) che è uno strumento per l'analisi e la stima della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura e struttura mista.

La modellazione su cui è basato il software è riferita alla schematizzazione delle pareti sia in muratura che in cls mediante un macro-elemento piano sviluppato in ambito accademico da un team di ricerca dell'Università di Catania ed ampiamente validato dalla letteratura scientifica (Caddemi, et al., A 'parsimonious' 3d discrete macro-element method for masonry arch bridges, 2018; Caddemi, et al., AN ORIGINAL DISCRETE MACRO-ELEMENT METHOD FOR THE ANALYSIS OF HISTORICAL STRUCTURES, 2018; Caliò & Pantò, A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures, 2014; Caliò, et al., 2006; Caliò, Marletta, & Pantò, Un semplice macro-elemento per la valutazione della vulnerabilità sismica di edificio in muratura, 2004; Caliò, Marletta, & Pantò, 2012). Tale elemento simula i principali meccanismi di rottura nel piano dei pannelli murari e consente di modellare l'interazione tra muratura e telai in calcestruzzo armato. Tale interazione è modellata mediante un approccio in cui gli elementi del telaio sono modellati mediante elementi beam-column a plasticità concentrata mentre le tamponature sono modellate tramite il macro-elemento. Una modellazione di questo tipo, consente di trovare il giusto compromesso tra la complessità dei metodi agli elementi finiti non-lineari, accurati ma computazionalmente onerosi e difficili da interpretare, e l'eccessiva approssimazione degli approcci semplificati (modelli a telaio equivalente, ecc.).

A ciascun pannello murario è associato uno o più macro-elementi (con una mesh fitta quanto basta) in grado di cogliere i meccanismi di rottura e di stimarne, attraverso analisi non lineari (come le analisi pushover) la capacità portante.

Il vantaggio principale del tipo di modellazione a macroelementi è la riduzione dell'onere computazionale. Il macro-elemento con cui vengono modellate le porzioni di muratura o di cls, nella sua definizione piana, è costituito da un quadrilatero i cui vertici sono collegati da due molle diagonali non lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione. Pertanto il macro-elemento può essere pensato come formato da due elementi principali: un elemento "pannello" costituito dal quadrilatero articolato e un elemento "interfaccia" costituito di un insieme discreto di molle che determinano l'interazione non lineare con gli elementi adiacenti.

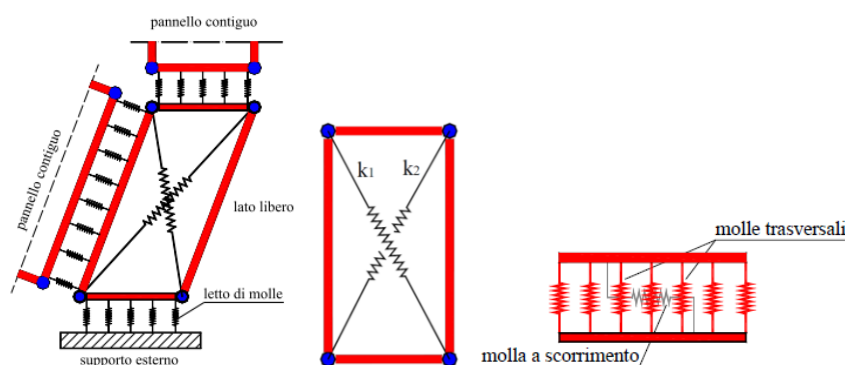


Figura 4-2 Rappresentazione del macro-modello piano (a sx) e di un interfaccia (a dx)

Le molle diagonali dell'elemento pannello simulano la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui. Le molle non lineari (NLink), nel loro insieme, consentono di simulare i principali meccanismi di collasso della muratura nel proprio piano. L'interazione con altri elementi avviene su ciascuno dei lati del pannello. Il modello prevede la presenza di un'interfaccia ogni qualvolta un pannello abbia un lato, o una porzione di esso, in comune con un altro pannello. Il numero di molle dell'interfaccia non aumenta i gradi di libertà, tuttavia, l'onere computazionale dovuto a un maggior numero di molle è maggiore a causa della non-linearità del loro comportamento.

Tale approccio permette di modellare una parete di muratura sia con una mesh di macro-elementi minima che mediante una discretizzazione più fitta, modellando agevolmente anche schemi strutturali che presentano geometrie complesse e irregolari. Considerato che il collasso di un elemento murario caricato verticalmente e sollecitato da azioni orizzontali nel proprio piano può avvenire secondo tre modalità, il modello consente di cogliere tutte e tre le tipologie di collasso nel piano.

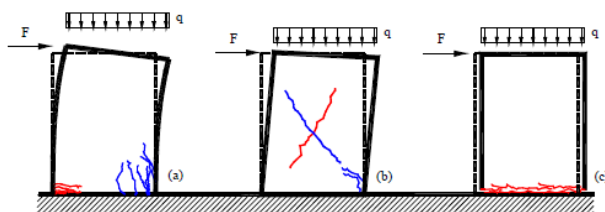


Figura 4-3 Meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario: per flessione (a), per taglio diagonale (b), per scorrimento (c)

Il meccanismo di collasso flessionale viene simulato mediante le molle di interfaccia disposte ortogonalmente all'interfaccia stessa, le quali sono caratterizzate da una limitata resistenza a trazione e un comportamento elasto-fragile a trazione: lo schiacciamento della muratura sarà quindi associato alla progressiva plasticizzazione a compressione delle molle, mentre la fessurazione verrà associata alla rottura per trazione delle stesse. Il meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale, che rappresenta il più diffuso meccanismo di collasso nel piano, si manifesta con un quadro fessurativo costituito da fessure diagonali nella porzione centrale del pannello, lungo le isostatiche di compressione, dovute alla limitata resistenza a trazione. Tale meccanismo è simulato dal modello mediante l'attribuzione di un legame costitutivo non lineare ad hoc alle molle diagonali. Il meccanismo di collasso per scorrimento, infine, che in genere è trascurabile nelle applicazioni pratiche, diviene possibile solo in presenza di bassi valori del carico verticale (e quindi dello sforzo normale) o a seguito di consistenti parzializzazioni delle sezioni. Esso si manifesta con mutui scorrimenti tra due pannelli; viene simulato mediante un'unica molla longitudinale di interfaccia.

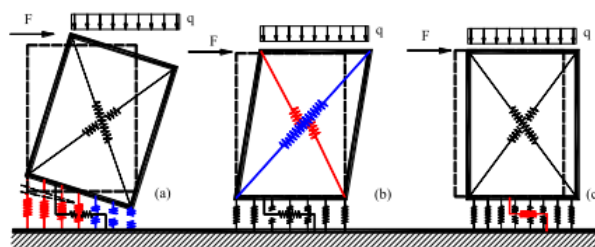


Figura 4-4 Simulazione dei meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario: per flessione (a), per taglio diagonale (b), per scorrimento (c)

Cordoli e architravi vengono modellati attraverso elementi finiti non lineari di tipo beam a plasticità concentrata; la presenza di eventuali tiranti invece viene modellata mediante elementi reagenti solo a trazione di tipo truss. Un'asta può avere solo comportamento assiale (tiranti o catene), comportamento assiale e flessionale in un'unica direzione (cordolo, travi), comportamento assiale e flessionale in due direzioni (pilastri). Il comportamento meccanico delle aste viene caratterizzato a partire dalle caratteristiche dei materiali componenti le sezioni. 3DMacro genera automaticamente i domini di ammissibilità delle sollecitazioni per una certa sezione. Dal punto di vista flessionale, per cogliere le progressive plasticizzazioni (comportamento non lineare) e per consentire l'interazione con la muratura, viene prevista la possibilità di suddividere l'asta in un numero arbitrario di sotto-elementi, in modo tale che anche le proprietà non lineari dell'asta (cerniere plastiche a comportamento elastico-perfettamente plastico), saranno determinate coerentemente con la suddivisione in segmenti dell'asta (senza il bisogno di dover ipotizzare a priori una sezione in cui possa formarsi la cerniera). Dal punto di vista assiale l'asta si comporta come un elemento non suddiviso in segmenti, caratterizzato quindi dai soli gradi di libertà assiali esterni.

Nel caso di aste interagenti con pannelli murari si possono apprezzare l'interazione a flessione tra asta e muratura e l'interazione tra il comportamento a scorrimento della muratura e quello assiale dell'asta.

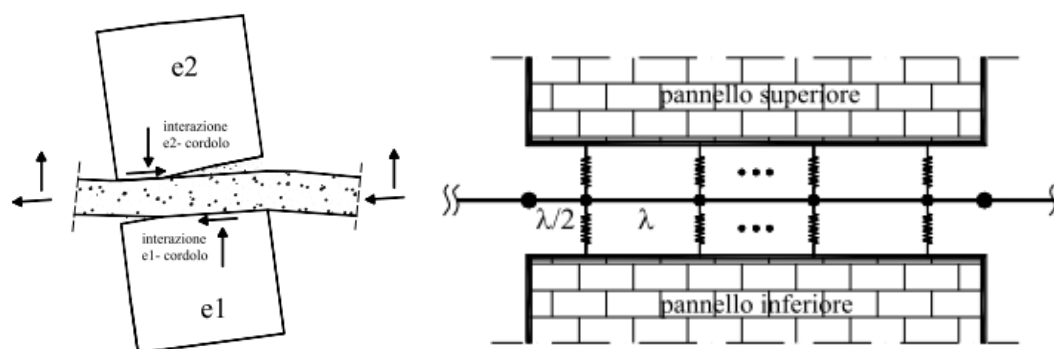


Figura 4-5 Interazione tra asta e pannelli

A ciascun segmento dell'asta viene associata una sezione critica posta in mezzzeria del segmento stesso, in cui vi è la possibilità di formazione di una cerniera plastica, la cui attivazione viene valutata sullo stato sollecitante medio del segmento. Lo snervamento di una cerniera avviene per il raggiungimento del momento plastico nel piano corrispondente. Ad ogni cerniera è associato un legame elastico – perfettamente plastico.

Sono supportate analisi non lineari come le analisi pushover. Le analisi non lineari sono condotte aumentando in maniera monotona le distribuzioni di carico, statiche e sismiche, e proseguendo le analisi a controllo di spostamento fino al collasso convenzionale della struttura (determinato a partire dalle curve di capacità), consentendo così di cogliere il degrado della resistenza dei singoli elementi a seguito di grandi spostamenti e quindi dell'escursione in campo plastico. Le analisi forniscono in output una serie di informazioni che vanno opportunamente analizzate.

Le informazioni ad oggi reperite e le analisi della documentazione tecnica disponibile fanno protendere per la possibilità di attuare le modellazioni come riportato nella seguente tabella. In essa ogni edificio viene considerato modellabile o meno in base ai dati raccolti. Singolarmente una nota a commento è riportata per chiarire sinteticamente lo stato dei modelli.

4.4 Modello semplificato a trave equivalente

In questa sezione viene brevemente descritto un modello a trave equivalente non uniforme in grado di tenere conto di due diverse irregolarità. Il modello, proposto recentemente (Greco A. , et al., 2020), è adatto per la schematizzazione di edifici reali che non hanno una distribuzione uniforme della massa e della rigidità lungo l'altezza. L'equazione del moto del modello proposto è derivata dall'applicazione del principio di Hamilton. Il comportamento dinamico lineare dell'elemento viene valutato discretizzando il modello continuo secondo un approccio di Rayleigh-Ritz basato su un numero appropriato di forme modali di una trave continua uniforme avente solo deformabilità a taglio e torsione (Chopra, 2001). L'approccio consente una descrizione accurata del comportamento dinamico di edifici bassi e medi con uno sforzo computazionale limitato. Inoltre, eventuali incertezze nei parametri della struttura possono essere prese in considerazione mediante un'opportuna strategia di calibrazione, basata sull'introduzione di appropriati coefficienti di rigidità di correzione.

Il modello proposto a trave equivalente (BLM) è in grado di rappresentare strutture Figura 4-6a) mediante un elemento trave 1D (Figura 4-6d). Con riferimento al k-esimo piano dell'edificio nel piano X, Y mostrato Figura 4-6b si assume che i centri di massa (CM) e rigidità (CS) non coincidano tra loro inducendo così un comportamento torsionale della struttura. Ad ogni piano il punto CM è posizionato sull'asse verticale globale (Z) e, di conseguenza, le coordinate CS coincidono con l'eccentricità CS-CM (e_x, e_y). Ogni piano è modellato da un elemento trave con proprietà di rigidità uniformi, masse distribuite $m_{x,k}, m_{y,k}$ e momento del secondo ordine $I_{o,k}$. I valori concentrati per le masse $M_{x,k}$ e $M_{y,k}$ e il momento del secondo ordine $\bar{I}_{o,k}$ vengono applicati alla fine di ogni segmento di trave al fine di simulare la presenza di masse di travi e di pavimento e carichi applicati.

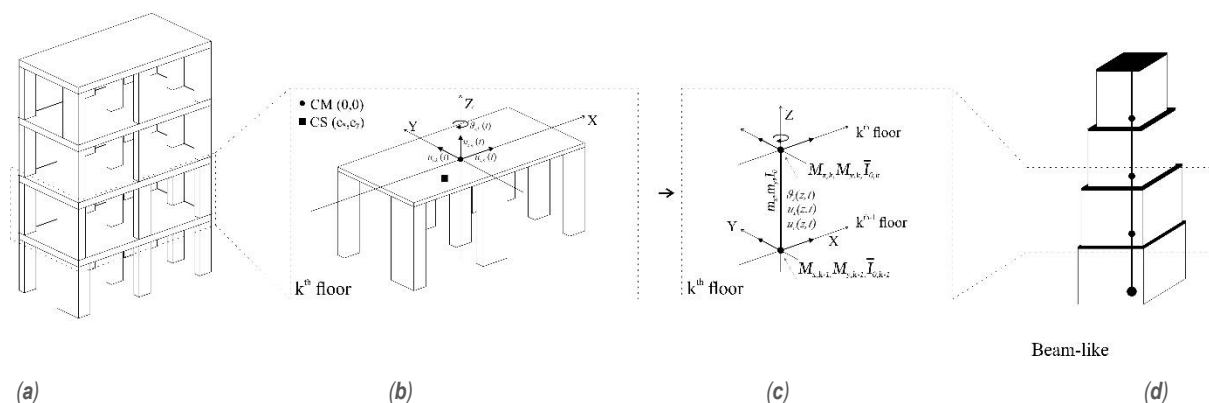


Figura 4-6 Rappresentazione del modello BLM a partire dalla (a) struttura 3D e (b) il generico piano fino all'elemento (c) computazionale di interpiano e al modello (d) globale assemblato. (Greco A. , et al., 2020)

Una volta generato il modello di trave equivalente esso può essere calibrato in base a approcci mono o multi obiettivo in base alle peculiarità del caso specifico e assumendo come parametri target quelli derivanti dall'identificazione dinamica se disponibili o da modellazioni più accurate. L'algoritmo di ottimizzazione e la strategia di correzione dei parametri elastici di rigidità tramite coefficienti che possano considerare la deformabilità trave-colonna, del solaio fuori piano, di danni locali o irregolarità evidenti o occulte è ampiamente descritto in (Greco A. , et al., 2020).

4.5 ES1 – COM del comune di Rionero in Vulture

Viene di seguito descritto il centro COM del comune di Rionero in Vulture avente funzione ES1 all'interno del CT di Rionero in Vulture (Figura 4-7). La struttura è di tipo mono piano mista in acciaio e c.a.

Dalla ricerca documentale presso gli uffici ed archivi comunali si è potuto risalire alla planimetria dell'edificio (Figura 4-8). Tale planimetria è stata utilizzata per progettazione della campagna di identificazione dinamica.

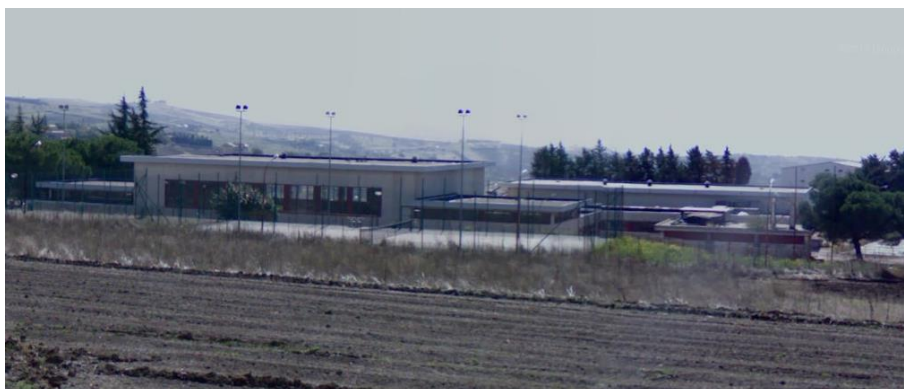


Figura 4-7 – ES1

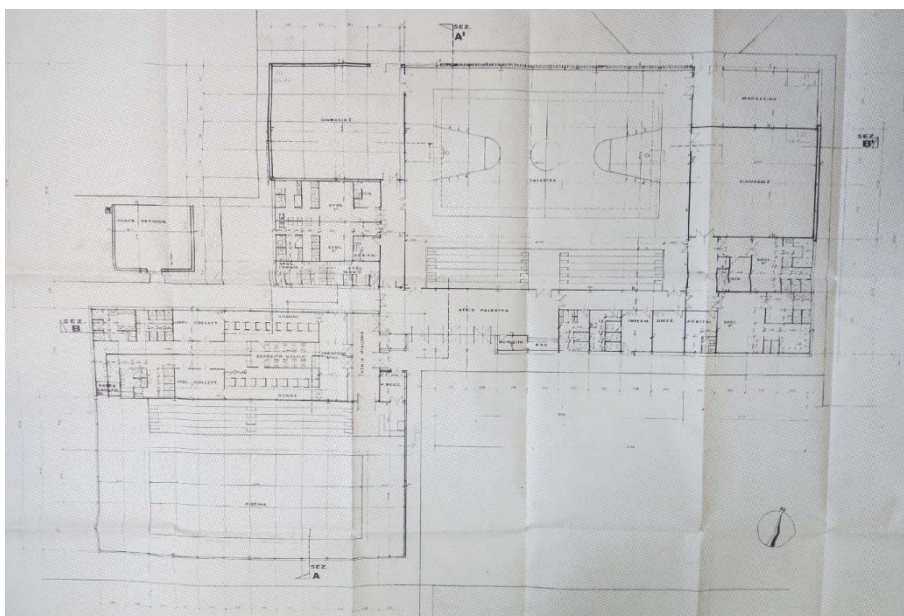


Figura 4-8 – Stralcio inquadramento planimetrico ES1

4.5.1 Campagna di misure di vibrazione

La struttura è stata oggetto di campagna di identificazione dinamica giorno **05/11/2019**. L'analisi ha previsto 3 configurazioni di strumentazione disposti opportunamente per poter descrivere il comportamento dinamico modale dell'edificio. Al fine di caratterizzare il comportamento dinamico dell'edificio e del terreno di fondazione sono state utilizzate due tipologie di strumenti di misura: tre stazioni accelerometriche triassiali e due stazioni accelerometriche biassiali tipo Poseidon, della LeaneNet, e una stazione velocimetrica tri-direzionale tipo SR04 GeoBox, della Sara Electronic Instruments.

Ogni set di acquisizione accelerometrico ha avuto una durata di circa 30 minuti ed una frequenza di campionamento di 250 Hz.

Il sistema Poseidon integra un sensore accelerometrico tri-assiale, un digitalizzatore a 24bit, una memoria di massa, un ricevitore GPS per la sincronizzazione, apparati di comunicazione e microprocessore per la gestione di tutto il sistema.

Il sensore accelerometrico è di tipo “force balance” a bassissimo rumore ed elevata dinamica che consente di rilevare rumore ambientale e forti fenomeni sismici (strong-motion). La sezione di conversione A/D ha una risoluzione di 24 bit, la frequenza di campionamento è programmabile fino al massimo di 500 Hz per canale. I canali sono campionati in modo sincrono, requisito indispensabile per il monitoraggio strutturale. Il ricevitore GPS integrato consente di creare una rete di strumenti tutti sincronizzati con il tempo assoluto. È possibile collegarsi localmente al sistema tramite un collegamento di rete via cavo o Wi-Fi, oppure tramite interfaccia Bluetooth. Il registratore integra inoltre un sistema di comunicazione UMTS/HSPA che consente di poter controllarne il funzionamento da remoto.



Figura 4-9 Stazione accelerometrica TIPO utilizzata per i test

Caratteristiche tecniche generali

Sensore:

- Accelerometro Mono-, Bi- o Tri-assiale tipo Force Balance
- Range da +/- 0,1 g a +/-2 g
- Dinamica 140 dB
- Auto test per verifica calibrazione/funzionamento

Sezione analogico/digitale:

- Risoluzione 24 bit
- Frequenza di campionamento programmabile fino a 500 Hz per canale

Sezione trigger:

- Trigger sulla soglia e durata del trigger indipendente per ogni canale
- Gestione falsi eventi
- Configurazione AND/OR su tutti i canali

Sezione digitale:

- CPU a basso consumo
- Tecnologia costruttiva “LPC” (Lower Power Consumption)
- Interfaccia di rete per gestione locale o remota
- Interfacce di comunicazione remota disponibili: PSTN, ISDN, ADSL, HDSL, GSM/GPRS/EDGE/UMTS/HSPA, modem satellitare
- Memoria di massa compact flash di tipo industrial da 32/64 GB
- Buffer circolare “storico” impostabile fino a 7 giorni, indipendentemente dal buffer di “evento” - Sincronizzazione tempo assoluto con GPS integrato ad alta sensibilità

Sezione alimentazione:

- Alimentazione da rete 115-230 VAC o pannelli solari
- Batteria di backup integrata agli ioni di litio. Autonomia 4 ore
- Gestione del bilancio energetico controllato da microprocessore
- Gestione allarmi remoti in caso di mancata alimentazione

Range di temperatura:

-20°C ÷ 70 °C

Caratteristiche meccaniche:

- Case in alluminio anodizzato
- Grado di protezione IP65
- Dimensioni 26.3 x 11 x 7.5
- Peso 1.2 Kg

Caratteristiche firmware e software:

- Controllo del sistema "punto/punto" o mediante browser di rete su VPN
- Gestione invio allarmi, "warning" ed eventi via GSM
- Possibilità di aggiornamento "Firmware" da postazione remota
- Trasferimento dati automatico al server di gestione
-

Sono stati disposti 12 punti di misura. In Figura 4-10 sono indicati i punti di misura disposti.

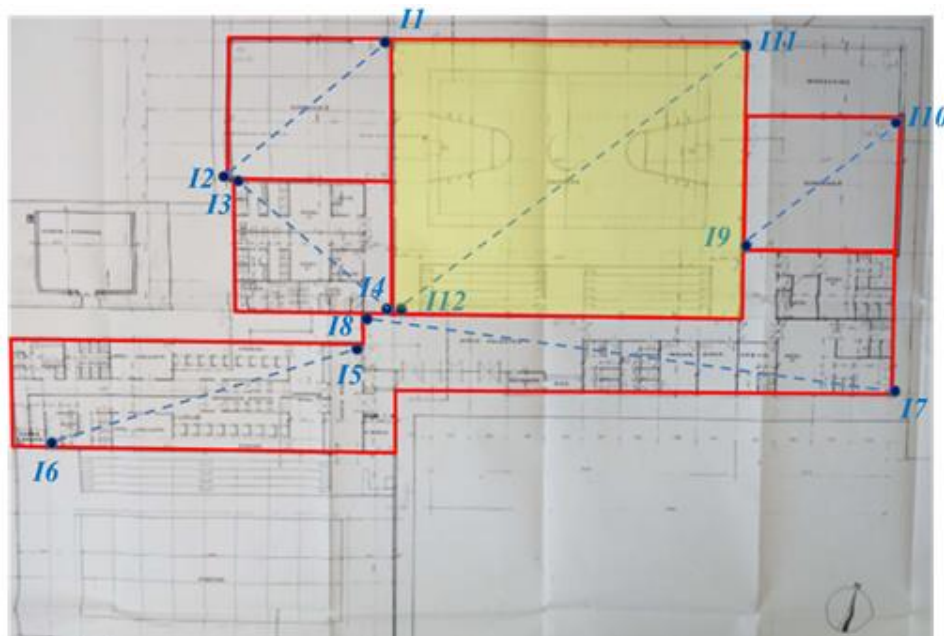


Figura 4-10 – Disposizione punti di misura ES1 durante le misurazioni

I 3 test hanno previsto la disposizione degli strumenti in prestabiliti quanto più allineati lungo verticali. I test sono stati così organizzati come descritto in Tabella 4-1e la strumentazione posizionata secondo le coordinate del sistema relativo raffigurate in Figura 4-11 e Tabella 4-2.

Tabella 4-1 Descrizione dei 4 test di acquisizione

TEST 1 – CENTRO SPORTIVO - 05/11/2019						
Punto di Misura	Denominazione Punto di Misura	Ubicazione Punto di Misura	Denominazione Accelerometro	Tipologia Accelerometro	Frequenza di Campionamento [Hz]	Durata Misura
1	PT-8	Piano Terra PT – Corpo A	S30	Triassiale	250	29 min.
2	PC1-5	Piano Copertura PC1 – Corpo B	S31	Triassiale	250	29 min.
3	PC1-6	Piano Copertura PC1 – Corpo B	S128	Biassiale	250	29 min.
4	PC1-7	Piano Copertura PC1 – Corpo A	S130	Biassiale	250	29 min.
5	PC1-8	Piano Copertura PC1 – Corpo A	S94	Triassiale	250	29 min.
TEST 2 - CENTRO SPORTIVO - 05/11/2019						
Punto di Misura	Denominazione Punto di Misura	Ubicazione Punto di Misura	Denominazione Accelerometro	Tipologia Accelerometro	Frequenza di Campionamento [Hz]	Durata Misura
1	PT-8	Piano Terra PT – Corpo A	S30	Triassiale	250	29 min.
2	PC2-1	Piano Copertura PC2 – Corpo D	S128	Biassiale	250	29 min.
3	PC2-2	Piano Copertura PC2 – Corpo D	S31	Triassiale	250	29 min.
4	PC1-3	Piano Copertura PC1 – Corpo C	S130	Biassiale	250	29 min.
5	PC1-4	Piano Copertura PC1 – Corpo C	S94	Triassiale	250	29 min.
TEST 3 - CENTRO SPORTIVO - 18/11/2019						
Punto di Misura	Denominazione Punto di Misura	Ubicazione Punto di Misura	Denominazione Accelerometro	Tipologia Accelerometro	Frequenza di Campionamento [Hz]	Durata Misura
1	PT-8	Piano Terra PT – Corpo A	S30	Triassiale	250	35 min.
2	PC3-9	Piano Copertura PC3 – Corpo E	S130	Biassiale	250	35 min.
3	PC310	Piano Copertura PC3 – Corpo E	S94	Triassiale	250	35 min.
4	PC4-11	Piano Copertura PC4 – Corpo F	S128	Biassiale	250	35 min.
5	PC4-12	Piano Copertura PC4 – Corpo F	S31	Triassiale	250	35 min.

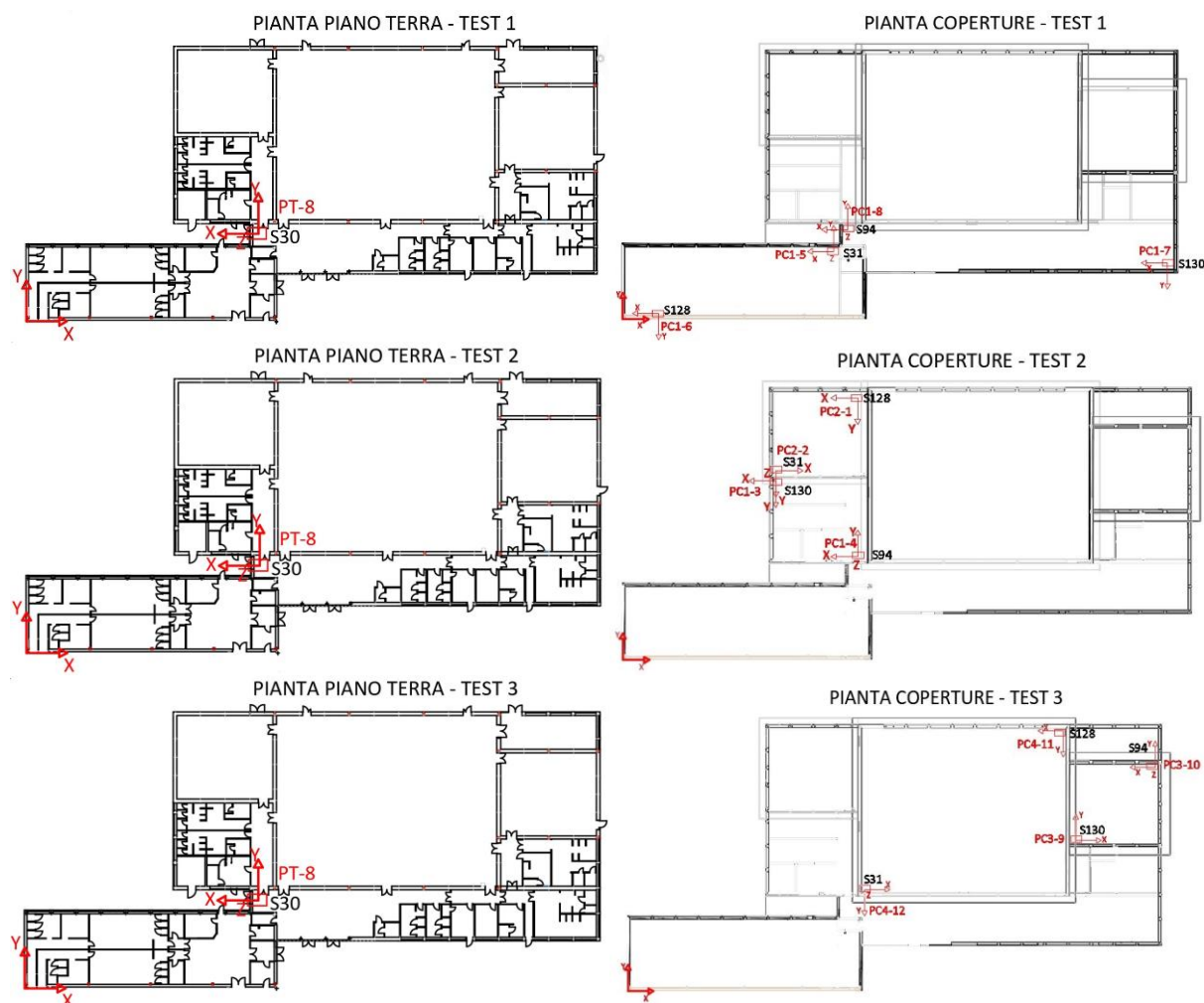


Figura 4-11 Disposizione punti di misura durante i 4 test

Tabella 4-2 Coordinate posizioni dei punti di misura

TEST 1				TEST 2				TEST 3			
STAZIONE	X [m]	Y [m]	Z [m]	STAZIONE	X [m]	Y [m]	Z [m]	STAZIONE	X [m]	Y [m]	Z [m]
S30	33.84	12.68	0	S30	33.84	12.68	0	S30	33.84	12.68	0
S31	31.71	12.22	4.2	S128	39.24	41.50	6.0	S130	69.94	22.55	6.6
S128	5.40	0.87	4.2	S31	22.47	27.79	6.0	S94	82.34	33.55	6.6
S130	81.84	9.78	4.2	S130	22.45	26.29	4.2	S128	67.98	38.95	9.6
S94	33.83	13.31	4.2	S94	34.45	15.15	4.2	S31	36.94	15.21	9.6

I dati accelerometrici registrati sotto le condizioni di rumore ambientale sono stati rielaborati in termini di spettri si Welch (Figura 4-12) e funzioni di trasferimento (Figura 4-13) al fine di ricostruire le grandezze dinamiche modali fondamentali dell'edificio.

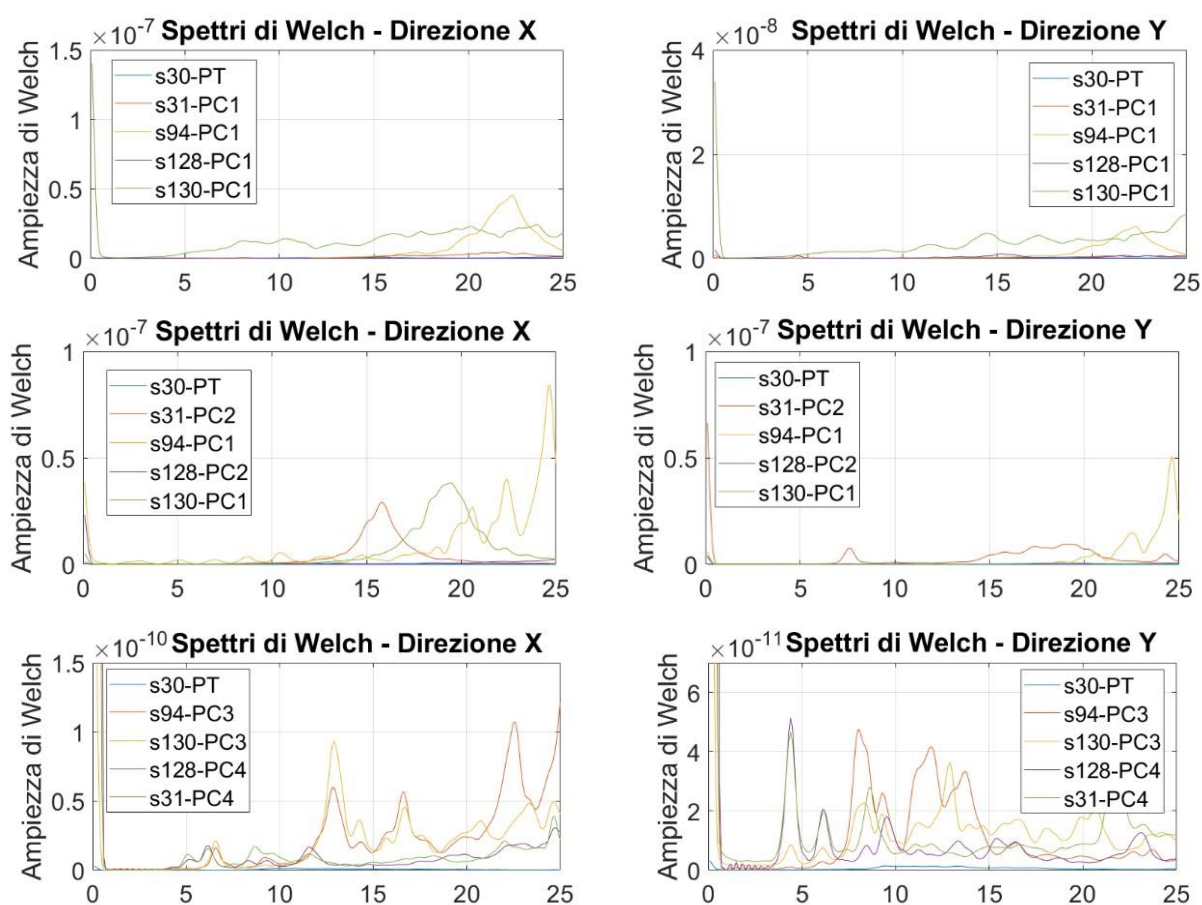
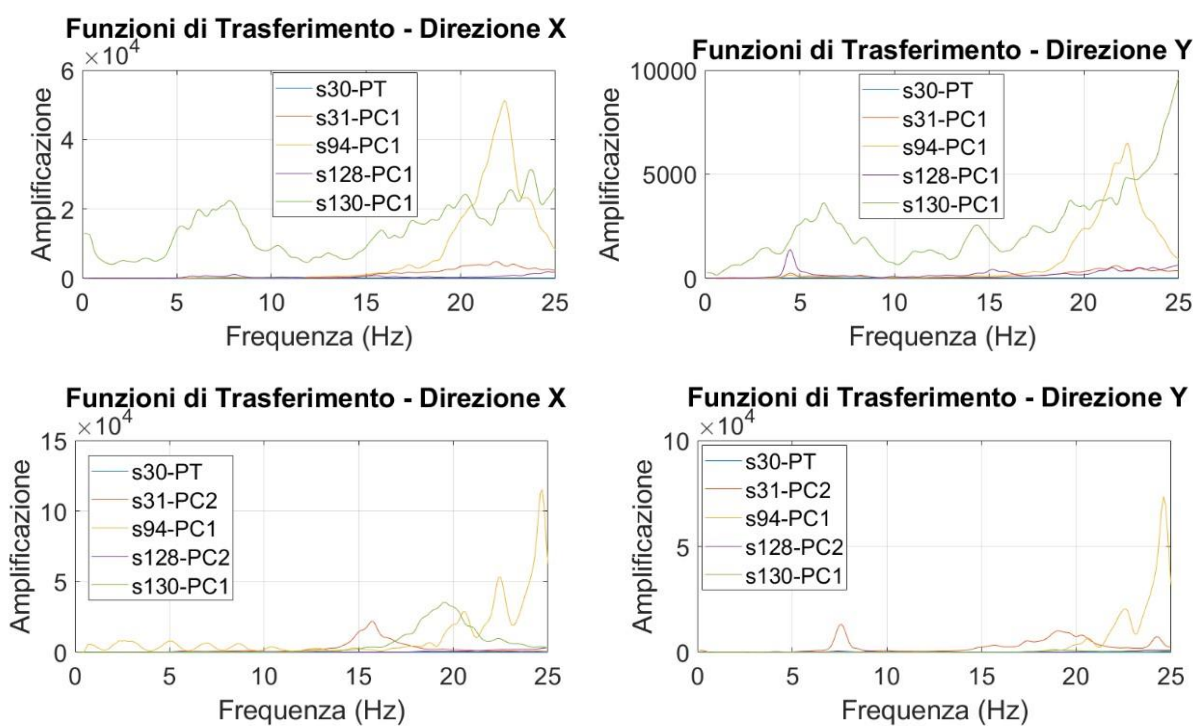


Figura 4-12 Trasformate di Welch



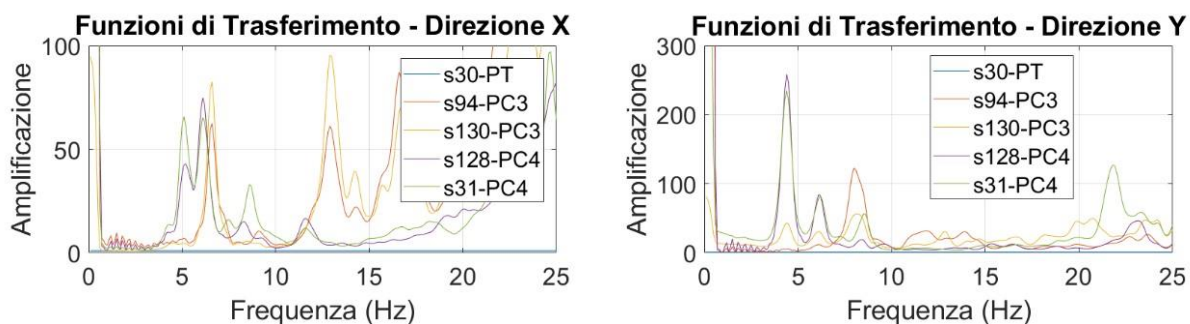


Figura 4-13 Funzioni di Trasferimento

Si evidenzia la presenza di un modo di vibrare a circa 4.5 Hz, un secondo modo di vibrare a circa 5.1-5.6Hz e un terzo modo di vibrare a circa 6.1-6.5Hz.

4.5.2 Risultati sperimentali

Nella Tabella 4-3 sono riepilogati i risultati dei corpi di fabbrica dell'edificio strategico oggetto di indagine. Nella prima colonna sono riportate le etichette dei punti di misura con la relativa direzione di misura, nelle successive colonne sono riportati i parametri relativi alle deformate modali individuate. L'etichetta dei punti di misura è composta da un numero romano che indica il numero dell'impalcato, e un numero arabo, che indica la verticale di misura. Si rimanda al documento LG IOPS per dettagli sulla catalogazione e salvataggio dati. Si è considerato il comportamento dinamico del solo corpo strutturale principale, identificato attraverso i punti di misura I11 e I12 (Figura 4-10, corpo strutturale evidenziato in giallo). Per il corpo in questione, i risultati modali risultano soddisfacenti.

Response DOF	4.5Hz	5.1-5.6Hz	6.1-6.5Hz
I:1:+X	-0.05	0.64	-0.39
I:1:+Y	0.11	0.49	0.23
I:2:+X	-0.14	1.00	-0.80
I:2:+Y	0.09	0.59	0.96
I:3:+X	-0.09	0.29	-0.36
I:3:+Y	0.02	0.05	0.08
I:4:+X	-0.06	0.19	-0.26
I:4:+Y	0.12	0.11	0.09
I:5:+X	-0.05	0.16	-0.26
I:5:+Y	0.18	0.15	0.15
I:6:+X	-0.07	0.57	-1.00
I:6:+Y	1.00	0.43	0.20
I:7:+X	0.00	0.00	0.00
I:7:+Y	0.00	0.00	0.00
I:8:+X	-0.06	0.18	-0.26
I:8:+Y	0.12	0.11	0.08
I:9:+X	0.00	0.01	-0.11
I:9:+Y	-0.03	0.01	-0.04
I:10:+X	0.00	0.01	-0.08
I:10:+Y	0.00	0.01	-0.02
I:11:+X	-0.01	0.06	-0.10

Response DOF	4.5Hz	5.1-5.6Hz	6.1-6.5Hz
I:11:+Y	-0.19	0.02	-0.11
I:12:+X	-0.05	0.05	-0.09
I:12:+Y	-0.17	0.04	-0.11

Tabella 4-3 – Riepilogo deformate modali individuate per i corpi di fabbrica del palasport di Rionero in Vulture

4.5.3 Modello SMAV

Tramite l'applicativo vascoSMAV è stato generato il modello numerico SMAV per la definizione delle curve di fragilità secondo il procedimento brevemente descritto al capitolo 1.2. In questa sezione alcuni aspetti della modellazione vengono riassunti tramite immagini e tabelle. In questo caso, a causa delle incertezze determinatesi sulle misure in situ, sono state processate le frequenze ottenute da campagna di identificazione dinamica e forme modali ottenute da modellazione tramite macro-elementi. Il modello a macroelementi è stato calibrato in base alle frequenze sperimentalmente identificate.

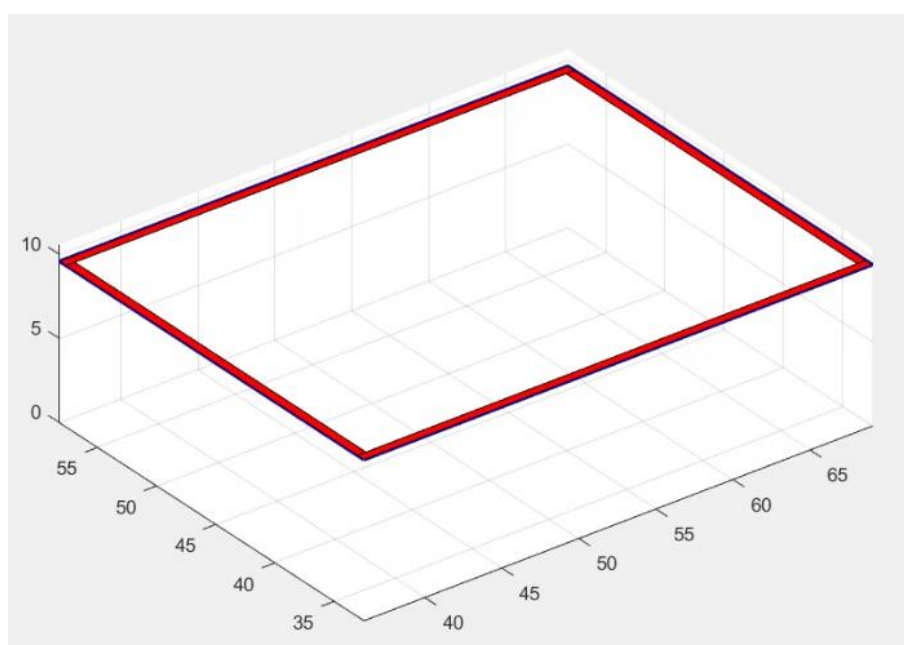


Figura 4-14 Rappresentazione semplificata della geometria della struttura.

Parametri modello SMAV									
Coefficienti di ortogonalità				Masse partecipanti		Ipotesi di poligono rigido			
	1	2	3	Mx	My		MAC		
1	1	-0.2917	-0.0745	0.03	0.97	1	0.9973		
2	-0.2917	1	-0.3705	0.87	0.03	2	0.9478		
3	-0.0745	-0.3705	1	0.00	0.00	3	0.9976		
				0.89	1.00				

Figura 4-15 Parametri modello SMAV

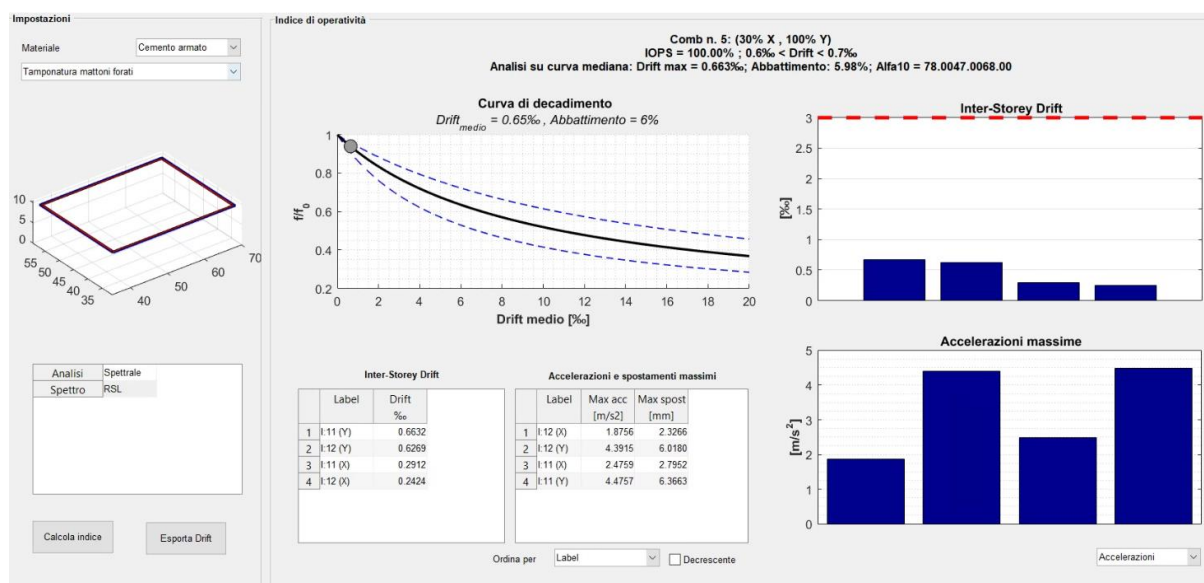
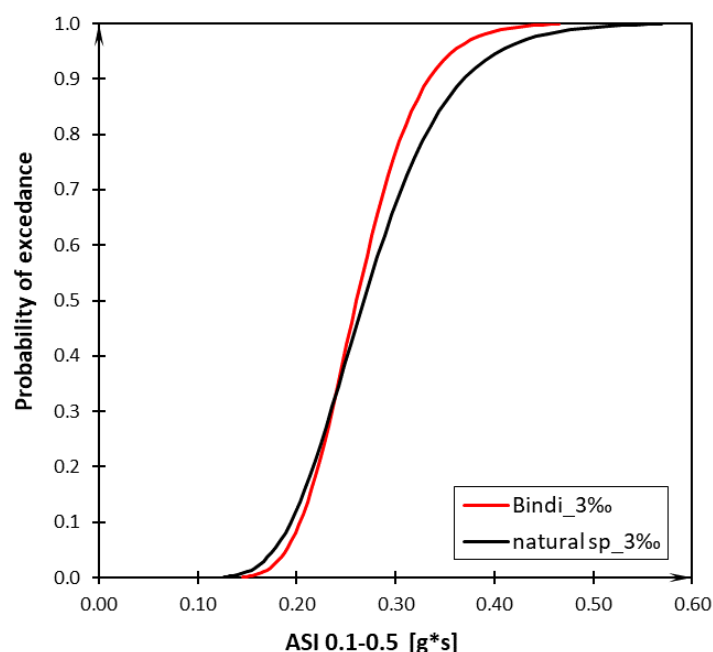


Figura 4-16 Scheda riassuntiva dei risultati SMAV

4.5.4 Curve di fragilità

Tramite la procedura descritta al capitolo 1.2, sono state determinate le curve di fragilità riportate in questa sezione. In questa sede, come mostrano i diagrammi successivi, sono stati analizzati due set di spettri di progetto. I due set, costruiti rispettivamente da accelerogrammi sintetici e naturali mostrano, in termini di curva di fragilità, una stabilità del risultato. Quest'ultimo è debolmente influenzato dalla scelta del set di spettri sebbene gli spettri artificiali appaiano determinare una maggiore richiesta di spostamento per la struttura. Questo può determinare una lieve sovrastima della probabilità di danneggiamento come mostra la curva rossa nella Figura 4-17. La curva adotta come parametro di intensità di misura il valore ASI nell'intervallo 0.1-0.5 secondi.



Seismic load	ASl _{0.1-0.5} [g*s]	
	drift,max= 3‰	
	θ	β
Bindi 2011 (1180 spettri - gaussiana)	0.2606	0.1932
900 segnali reali_F	0.2678	0.2509

Figura 4-17 Risultati finali

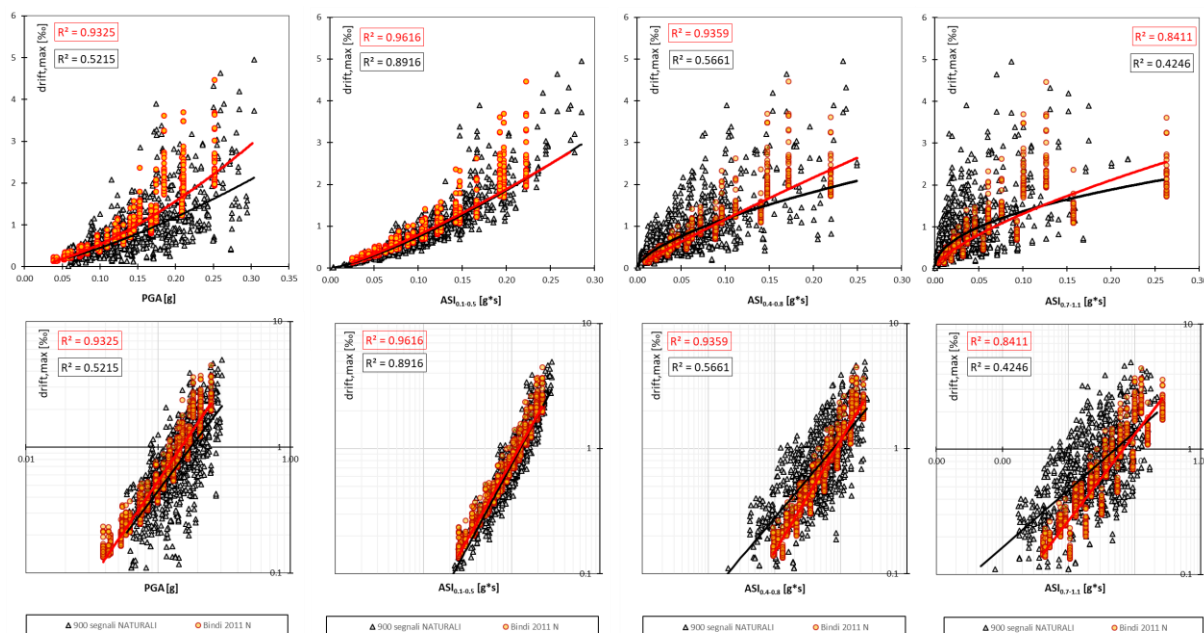


Figura 4-18 Confronto risultati con diversi input

4.6 ES2 – Ospedale di Melfi

Non essendo presente all'interno del CT di Rionero in Vulture una struttura ospedaliera dotata di funzioni fondamentali per la gestione dell'emergenza sismica (secondo "Classificazione delle strutture ospedaliere" e "Rete dell'emergenza-urgenza" Allegato 1 DM 70/2015 e determinazioni regionali), è stata individuata una struttura ospedaliera esterna al CT e appartenente al CT limitrofo di Melfi: Ospedale di Base "San Giovanni di Dio" di Melfi (Figura 4-19).



Figura 4-19 – ES2

Come riportato in Figura 4-20 la struttura è costituita da numerose unità strutturali separate da giunti di diversa dimensione. La struttura nel suo complesso è irregolare ed è costituita da strutture intelaiate in ca. Dalla documentazione consultata il corpo strutturale G appare essere il più vulnerabile nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD) e contiene funzioni essenziali per la gestione dell'emergenza. Conseguentemente, è stato individuato quale elemento di sperimentazione.



Figura 4-20 Stralcio planimetrico generale ES2

4.6.1 Ricerca documentale

Come riportato in Figura 4-20 la struttura è costituita da numerose unità strutturali interposte da giunti tecnici di diversa dimensione. La ricerca documentale ha restituito un completo elenco di documenti progettuali. Da tale documentazione è emerso che il corpo strutturale G è il padiglione più vulnerabile nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD) e contiene funzioni essenziali per la gestione dell'emergenza. Conseguentemente, il corpo G è stato individuato quale elemento di sperimentazione. La struttura nel suo complesso è irregolare ed è costituita da strutture intelaiate in ca. La data di progettazione appare antecedente al 1970, anno in cui hanno avuto inizio i lavori di costruzione, terminati poi nel 1975. Le strutture sono state realizzate ai sensi dell'allora vigente R.D. 2229/1939. Il corpo G presenta una configurazione in pianta simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, ed il rettangolo in cui detta pianta è inscritto ha dimensioni esterne pari a 25.50x15 m. Secondo le NTC è quindi possibile considerare l'edificio regolare in pianta. Il corpo G è giuntato sui due lati ad altri due corpi di fabbrica dell'ospedale (corpi L e D). Non si riscontrano variazioni nella geometria come rientri strutturali. Tutte le strutture portanti si sviluppano in altezza senza interruzioni o variazione di sezione, pertanto, è possibile considerare il corpo regolare in altezza. La struttura si sviluppa su due piani fuori terra. Le altezze d'interpiano sono 3.20 m e 4.30 m per il secondo livello, per un'altezza

totale di circa 10 m. Dalla documentazione in possesso, la struttura è caratterizzata dalla contemporanea presenza di due concezioni strutturali. Infatti, unitamente ad un telaio spaziale tridimensionale, limitatamente ad una campata, si individua la presenza di un telaio piano connesso tramite travi perimetrali e dal solaio tessuto unidirezionalmente. Quest'ultima è una configurazione che contraddistingue organismi strutturali non dimensionati per azioni sismiche. Sono presenti travi emergenti 40x70. Le dimensioni degli elementi portanti verticali variano tra 40x50 e 40x70.

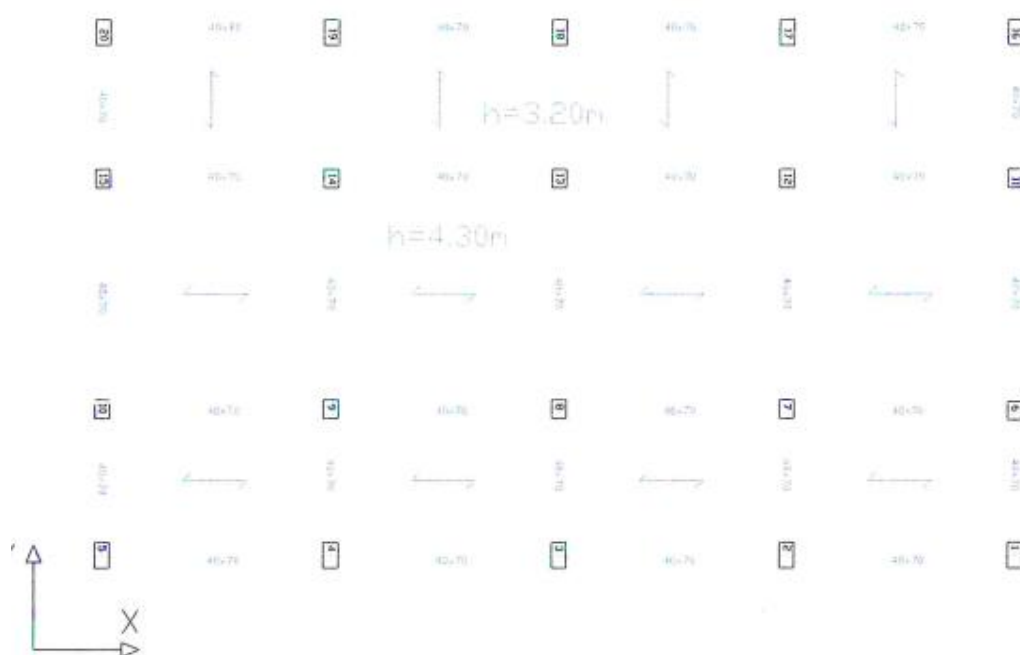


Figura 4-21 - Schema strutturale del Corpo G

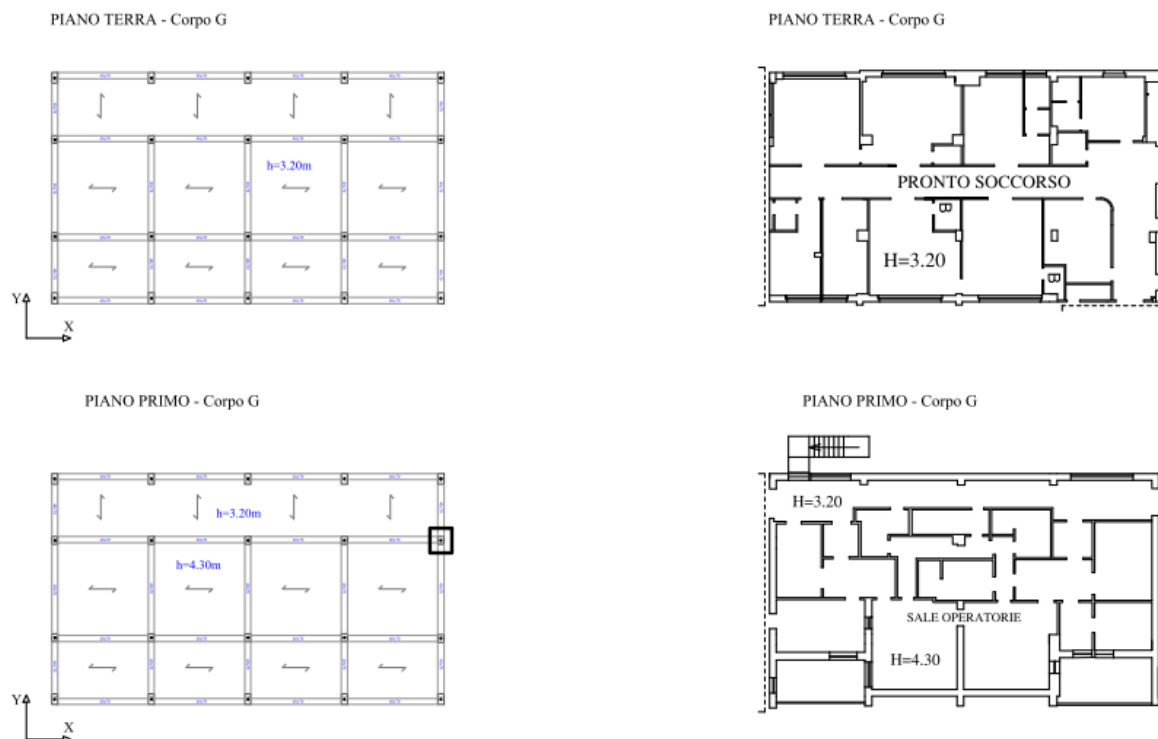


Figura 4-22 - Carpenterie e Planimetria del Piano terra e del Piano primo del CORPO G dell'Ospedale di Melfi

Relativamente alle sezioni in ca, si è al corrente che le barre di armatura sono del tipo liscio e sono ricoperte da uno strato di copriferro minimo di 3 cm. Le staffe hanno diametro di 8 mm e sono poste ad interasse costante per ogni elemento strutturale tuttavia variabile tra i 15 e i 20 cm a seconda degli elementi. Nella tabella che segue sono riportate le dimensioni geometriche dei pilastri e le armature presenti nei pilastri in cui sono state eseguite le indagini.

Tabella 4-4 Rilievo diretto delle armature

n° pil.	livello	sezione [cm]	armatura longitud.	reggi staffe	% di armatura [%]	staffe
4	PT	40x70	4+4Φ20	1+1Φ10	0.95%	8Φ/20
2	1°	40x70	4+4Φ20	1+1Φ10	0.95%	8Φ/25
4	1°	40x70	4+4Φ20	1+1Φ10	0.95%	8Φ/25
7	1°	40x50	3+3Φ20	1+1Φ10	1.02%	8Φ/25
13	1°	40x55	3+3Φ20	1+1Φ10	0.93%	8Φ/25
17	1°	40x70	4+4Φ20	1+1Φ10	0.95%	8Φ/25

Le travi dei telai principali sono tutte emergenti, con dimensioni 40x70 cm; le travi di collegamento, anch'esse emergenti, hanno dimensioni di 40x70 cm. Le fondazioni sono realizzate a mezzo di travi rovesce in cemento armato poggianti su uno strato di massetto di sottofondo in conglomerato cementizio. Tutti i solai sono del tipo latero-cementizio ed hanno luci nette variabili tra i 4.10 m ed i 4.70 m e spessore $s=20+5=25$ cm e con i pesi propri riportati nella Tabella che segue. Il solaio di copertura è piano completato con uno strato di impermeabilizzazione costituita da un materassino in lana di roccia e asfalto.

Tabella 4-5 Caratteristiche dei solai

Analisi dei carichi del solaio Tipo 1	
peso proprio solaio in opera	285 Kg/m²
sovraccarico permanente	120 Kg/m²
sovraccarico accidentale di progetto	350 Kg/m²

Le pareti di tamponatura sono realizzate con mattoni pieni disposti a tre teste. Le tramezzature interne sono realizzate con mattoni forati disposti a singola fodera con spessore di 8 cm.

Lo stato di conservazione del corpo G non risulta essere nel complesso adeguato, e dai saggi è emerso che le armature sono in uno stato di ossidazione pronunciato. Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e degli elementi strutturali del corpo G sono state determinate a mezzo di prove distruttive e non distruttive sugli elementi strutturali principali. Le prove distruttive consistono nell'estrazione di provini cilindrici (carote), in un numero pari a sette, e nell'esecuzione di prove a compressione. Le prove non distruttive invece consistono in prove sclerometriche e ultrasoniche i cui risultati sono stati confrontati con quelli delle prove distruttive. Le indagini sulle armature sono consistite essenzialmente nella determinazione, mediante prove pacometriche, del numero e della posizione delle armature trasversali nei pilastri, oltre che nella verifica diretta, previa asportazione del copriferro, della disposizione, diametro e tipologia delle barre longitudinali. I risultati sono raccolti nelle seguenti tabelle.

Tabella 4-6 Risultati delle prove distruttive e non distruttive nei punti sottoposti a carotaggio

Livello	Corpo	Id Punto	Id carota	Ir	V (km/sec)	fc (MPa)	Rc (MPa)
PT	G	P1	C42	21	2.712	9.4	12.50
1	G	P2	C36	21	2.885	9.9	13.16
1	G	P3	C35	39	3.333	14.2	18.83

Tabella 4-7 Risultati delle prove non distruttive sui pilastri non sottoposti a carotaggio

livello	Corpo	Id Punto	Ir	V (km/sec)
PT	G	S1	25	3.188
PT	G	S2	27	2.659
PT	G	S3	25	2.611
PT	G	S4	26	2.673
PT	G	S5	27	2.063
PT	G	S6	28	3.289
PT	G	S7	22	3.316
1	G	S1	32	3.468
1	G	S2	32	2.974

Tabella 4-8 Risultati delle prove distruttive e PND a confronto con i risultati ottenuti con le curve SONREB

Livello	CORPO	Punti	ID. Carota	R_c (N/mm ²)	P.N.D.		SONREB	Carota	Carote-Sonreb	Carote-Sonreb
					$I_{r,med}$	V_m (km/s)	$R_{c,s}$ (N/mm ²)	$f_{c,s}$ (N/mm ²)	$R_{c,med}$ (N/mm ²)	$f_{c,med}$ (N/mm ²)
PT	G	P1	C42	12.50	21	2.712	12.50	9.4	13.71	11.38
PT	G	S1		25	3.188		15.47			
PT	G	S2		27	2.659		13.34			
PT	G	S3		25	2.611		12.72			
PT	G	S4		26	2.673		13.22			
PT	G	S5		27	2.063		10.40			
PT	G	S6		28	3.289		16.53			
PT	G	S7		22	3.316		15.45			
1	G	P2	C36	13.16	21	2.885	13.16	9.9	17.61	14.62
1	G	P3	C35	18.83	39	3.333	18.83	14.2		
1	G	S1		32	3.468		18.24			
1	G	S2		32	2.974		15.76			

Nell'ambito, invece, dello studio dei terreni di fondazione su cui è costruito l'ospedale di Melfi sono state effettuate prove con lo scopo di individuare l'eventuale presenza di suoli soffici. Da tali analisi è emerso che il corpo in oggetto è ubicato su suoli che ricadono in categoria C.

4.6.2 Campagna di misure di vibrazione

La struttura è stata oggetto di campagna di identificazione dinamica giorno **28/10/2019**. L'analisi ha previsto 2 configurazioni di strumentazione disposti opportunamente per poter descrivere il comportamento dinamico modale dell'edificio. Al fine di caratterizzare il comportamento dinamico dell'edificio e del terreno di fondazione sono state utilizzate due tipologie di strumenti di misura: tre stazioni accelerometriche triassiali e due stazioni accelerometriche biassiali tipo Poseidon, della LeaneNet, e una stazione velocimetrica tri-direzionale tipo SR04 GeoBox, della Sara Electronic Instruments.

Ogni set di acquisizione accelerometrico ha avuto una durata di circa 30 minuti ed una frequenza di campionamento di 250 Hz.

Il sistema Poseidon integra un sensore accelerometrico tri-assiale, un digitalizzatore a 24bit, una memoria di massa, un ricevitore GPS per la sincronizzazione, apparati di comunicazione e microprocessore per la gestione di tutto il sistema.

I 2 test hanno previsto la disposizione degli strumenti in prestabiliti quanto più allineati lungo verticali. I test sono stati così organizzati come descritto in Tabella 4-1e la strumentazione posizionata secondo le coordinate del sistema relativo raffigurate in Figura 4-11 e Tabella 4-2.

Tabella 4-9 Descrizione dei 4 test di acquisizione

TEST 1 - CORPO G – OSPEDALE DI MELFI -28/10/2019						
Punto di Misura	Denominazione Punto di Misura	Ubicazione Punto di Misura	Denominazione Accelerometro	Tipologia Accelerometro	Frequenza di Campionamento [Hz]	Durata Misura
1	PT-2	Piano Terra PT	S130	Biassiale	250	22 min.
2	P2-1	Piano Copertura P2	S30	Triassiale	250	22 min.
3	P2-2	Piano Copertura P2	S31	Triassiale	250	22 min.

4	P2-3	Piano Copertura P2	S94	Triassiale	250	22 min.
5	P2-4	Piano Copertura P2	S128	Biassiale	250	22 min.
TEST 2 - CORPO G – OSPEDALE DI MELFI -28/10/2019						
Punto di Misura	Denominazione Punto di Misura	Ubicazione Punto di Misura	Denominazione Accelerometro	Tipologia Accelerometro	Frequenza di Campionamento [Hz]	Durata Misura
1	PT-2	Piano Terra PT	S130	Biassiale	250	15 min.
2	P1-1	Piano Primo P1	S30	Triassiale	250	15 min.
3	P1-2	Piano Primo P1	S94	Triassiale	250	15 min.
4	P2-2	Piano Copertura P2	S31	Triassiale	250	15 min.
5	P2-4	Piano Copertura P2	S128	Biassiale	250	15 min.

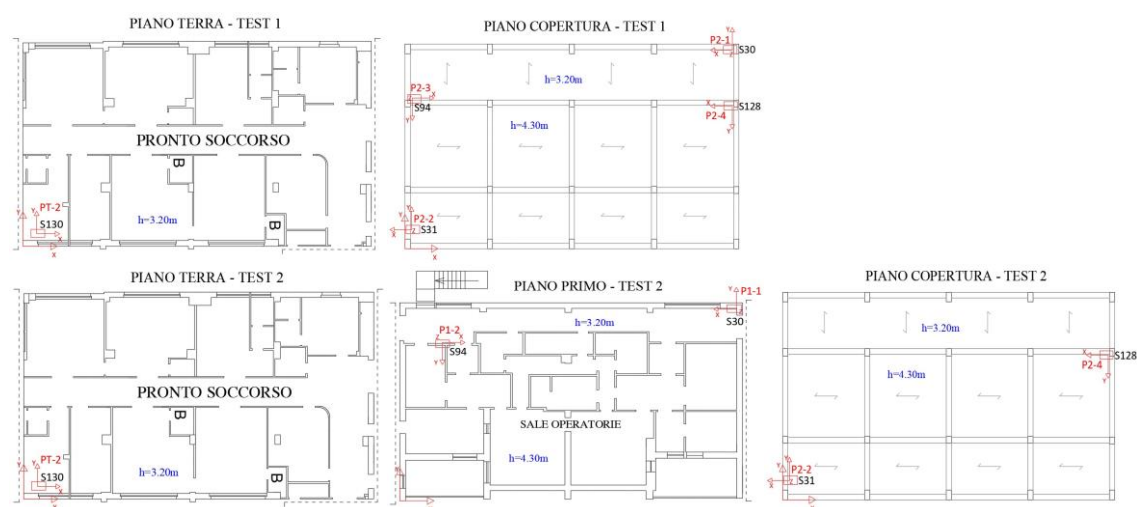


Figura 4-23 Disposizione punti di misura durante i 4 test

Tabella 4-10 Coordinate posizioni dei punti di misura

TEST 1				TEST 2			
STAZIONE	X [m]	Y [m]	Z [m]	STAZIONE	X [m]	Y [m]	Z [m]
S130	1.00	0.90	0	S130	1.00	0.90	0
S30	25.01	14.57	10.20	S30	24.85	14.75	3.55
S128	25.01	10.47	11.20	S94	3.14	12.17	3.55
S94	0.55	11.07	10.20	S128	25.01	10.47	11.20
S31	1.10	1.40	11.20	S31	1.10	1.40	11.20

I dati accelerometrici registrati sotto le condizioni di rumore ambientale sono stati rielaborati in termini di spettri si Welch (Figura 4-12) e funzioni di trasferimento (Figura 4-13) al fine di ricostruire le grandezze dinamiche modali fondamentali dell'edificio.

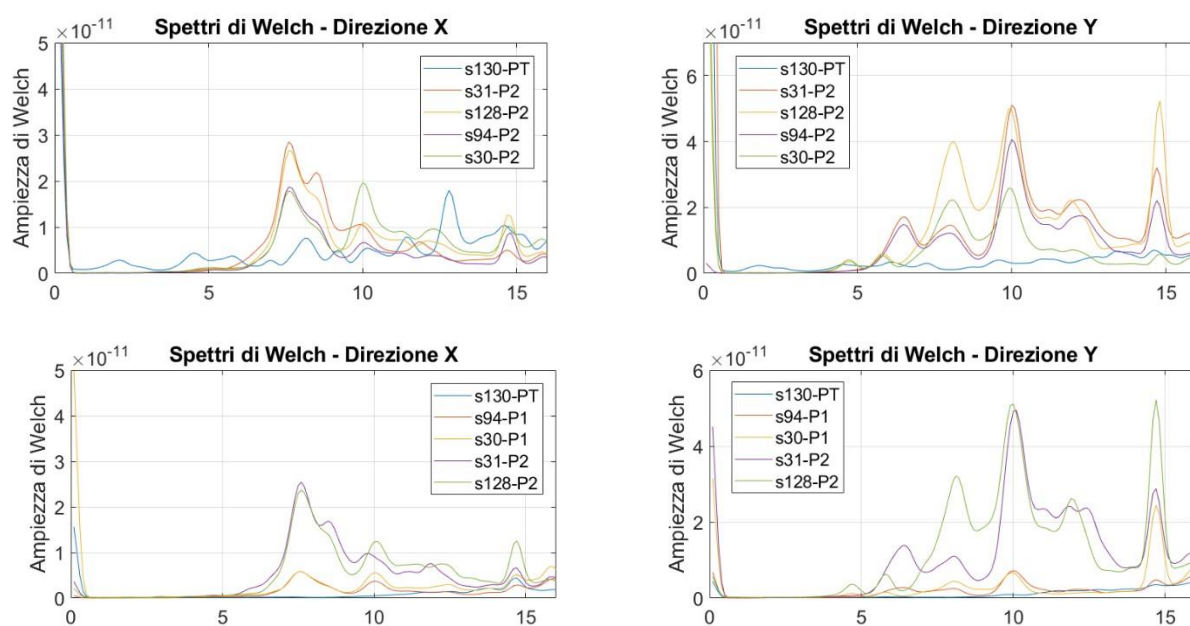


Figura 4-24 Trasformate di Welch

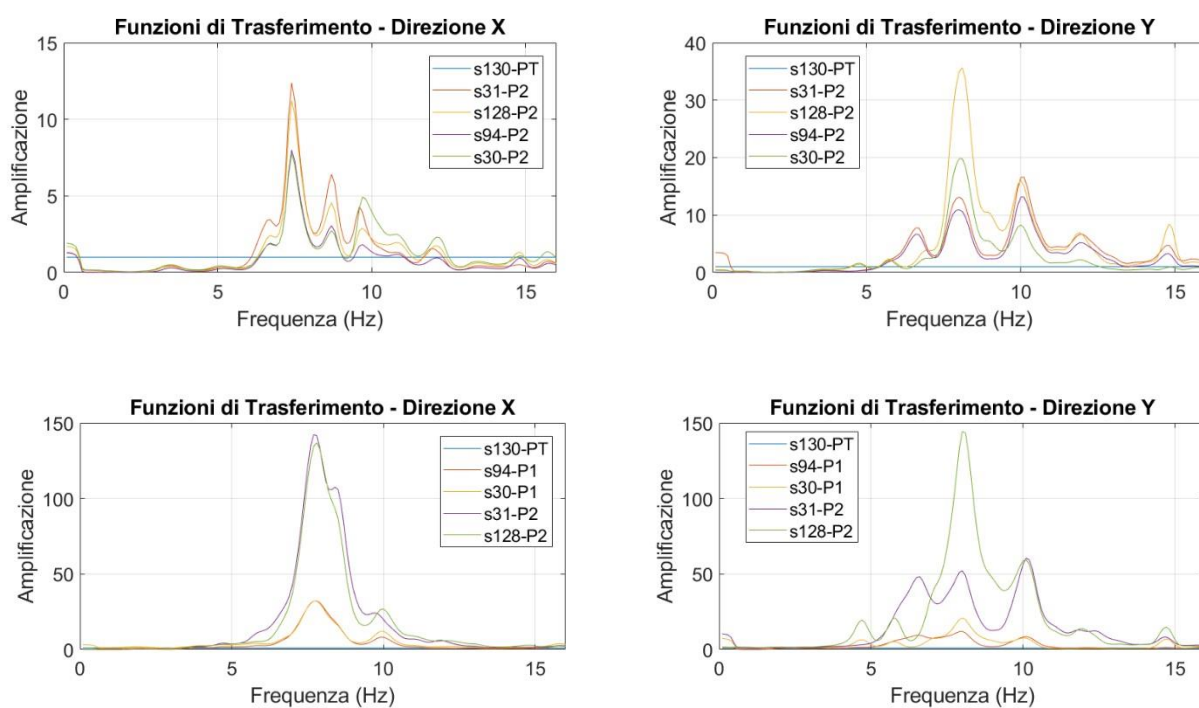


Figura 4-25 Funzioni di Trasferimento

Si evidenzia la presenza di un modo di vibrare a circa 7.6 Hz, un secondo modo di vibrare a circa 8.0 Hz e un terzo modo di vibrare a circa 10 Hz.

4.6.3 Risultati sperimentali

Nella Tabella 4-11 sono riepilogati i risultati modali del corpo G dell'ospedale di Melfi. Nella prima colonna sono riportate le etichette dei punti di misura con la relativa direzione di misura; nelle successive colonne sono riportate i parametri relativi alle deformate modali individuate. L'esito della verifica dei risultati modali risulta soddisfacente.

Response DOF	7.6 Hz	8.0 Hz	10.0 Hz
I:1:+X	-0.23	-0.19	-0.20
I:1:+Y	0.07	0.14	0.15
I:3:+X	-0.23	0.19	-0.13
I:3:+Y	-0.06	-0.08	0.13
II:1:+X	-0.62	-0.56	-0.54
II:1:+Y	0.51	0.57	0.53
II:2:+X	-1.00	0.78	-0.35
II:2:+Y	-0.26	-0.36	0.95
II:3:+X	-0.64	-0.57	-0.18
II:3:+Y	-0.34	-0.31	0.79
II:4:+X	-0.92	-0.78	-0.47
II:4:+Y	0.54	1.00	1.00

Tabella 4-11 – Riepilogo deformate modali individuate per i corpi di fabbrica dell'ospedale di Melfi

4.6.4 Modello SMAV

Tramite l'applicativo vascoSMAV è stato generato il modello numerico SMAV per la definizione delle curve di fragilità secondo il procedimento brevemente descritto al capitolo 1.2. In questa sezione alcuni aspetti della modellazione vengono riassunti tramite immagini e tabelle. In questo caso, a causa delle incertezze determinatesi sulle misure in situ, sono state processate le frequenze ottenute da campagna di identificazione dinamica e forme modali ottenute da modellazione tramite macro-elementi. Il modello a macroelementi è stato calibrato in base alle frequenze sperimentalmente identificate.

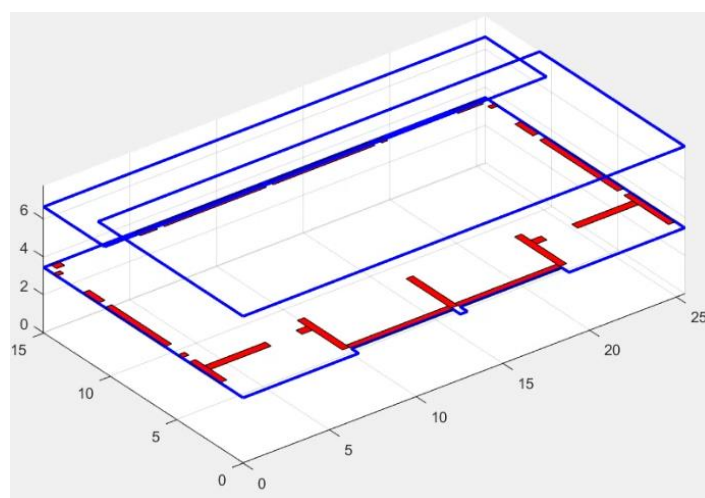


Figura 4-26 Rappresentazione semplificata della geometria della struttura.

Parametri modello SMAV									
Coefficienti di ortogonalità				Masse partecipanti		Ipotesi di poligono rigido			
	1	2	3	Mx	My		MAC		
1	1	0.3726	0.5278	0.62	0.01	1	0.9759		
2	0.3726	1	0.4670	0.01	0.10	2	0.8594		
3	0.5278	0.4670	1	0.16	0.48	3	0.9762		
				0.78	0.58				

Figura 4-27 Parametri modello SMAV

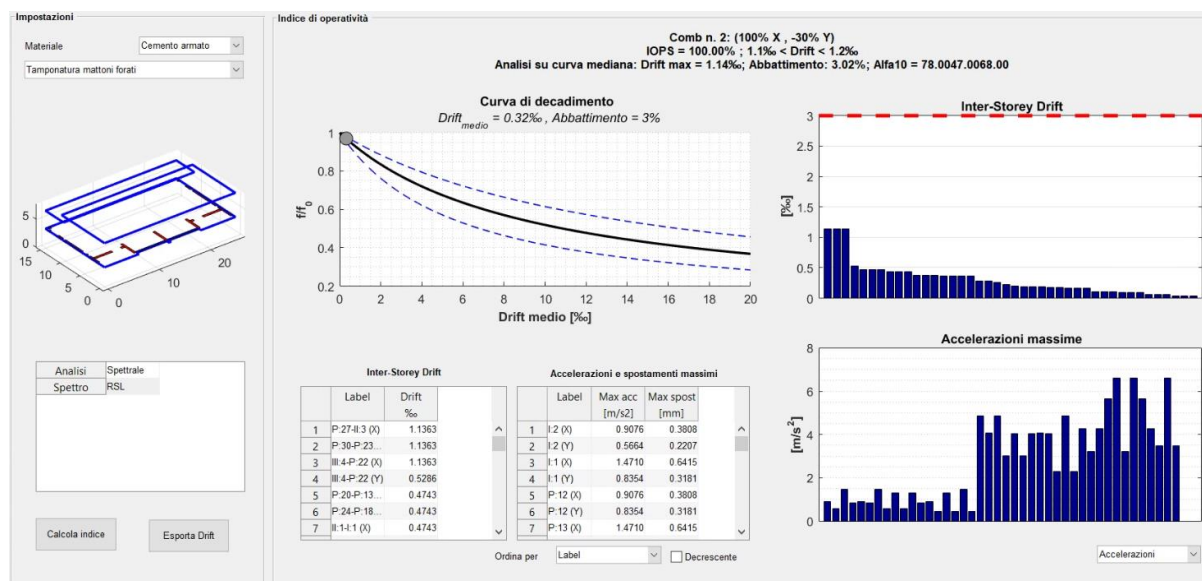


Figura 4-28 Scheda riassuntiva dei risultati SMAV

4.6.5 Modellazione a macro-elementi e model updating

Sono stati sviluppati due modelli:

MODELLO A: modello con interazione delle tamponature, in cui è stata valutata l'influenza delle pannellature in termini di massa e di interazione con le strutture in c.a., mantenendo le tamponature del modello;

MODELLO B: modello senza interazione delle tamponature, in cui è stato valutato il contributo delle pannellature solamente in termini di massa, rimuovendo le tamponature del modello e sostituendole con carichi lineari aventi peso equivalente.

Di seguito si riportano le due configurazioni.

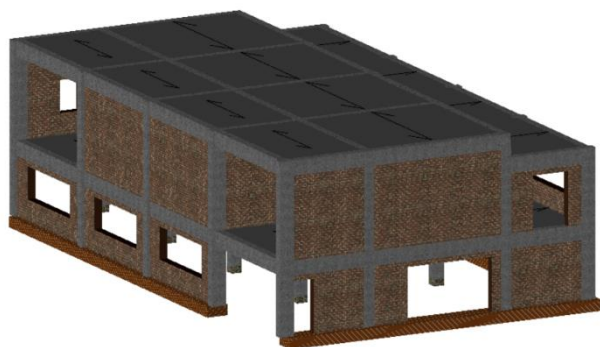


Figura 4-29 – MODELLO A ES2 Melfi - Modello 3DMacro - Vista assonometrica modello geometrico con interazione tamponature

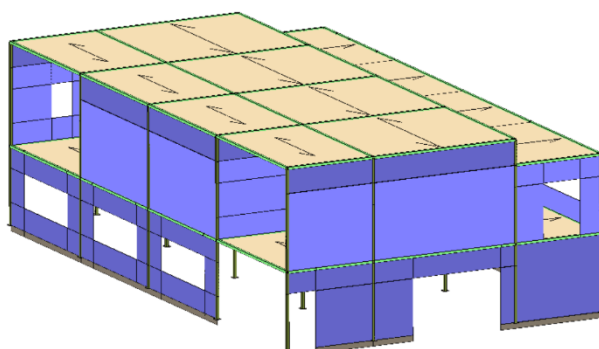


Figura 4-30 - MODELLO A ES2 Melfi - Modello 3DMacro - Vista assonometrica modello computazionale con interazione tamponature



Figura 4-31 – MODELLO B ES2 Melfi - Modello 3DMacro - Vista assonometrica modello geometrico senza interazione tamponature

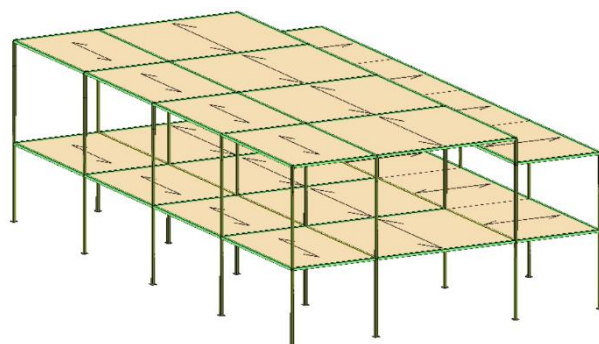
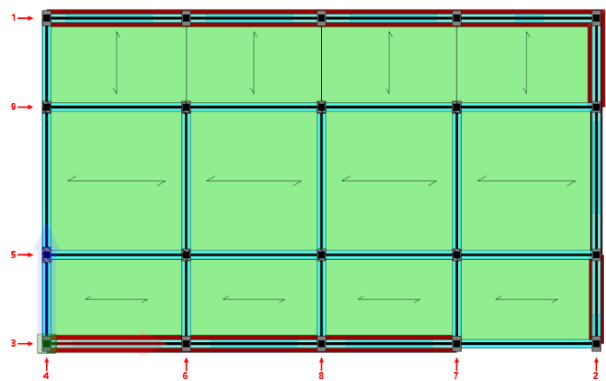
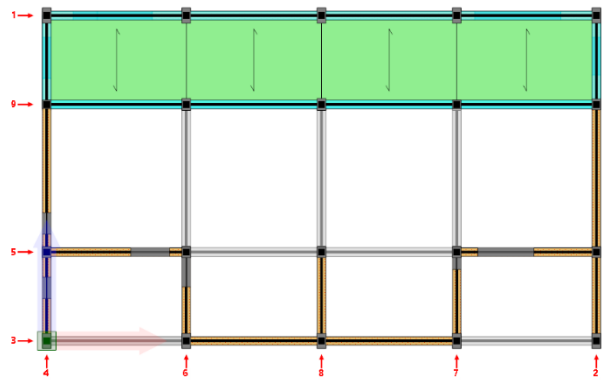


Figura 4-32 - MODELLO B ES2 Melfi - Modello 3DMacro - Vista assonometrica modello

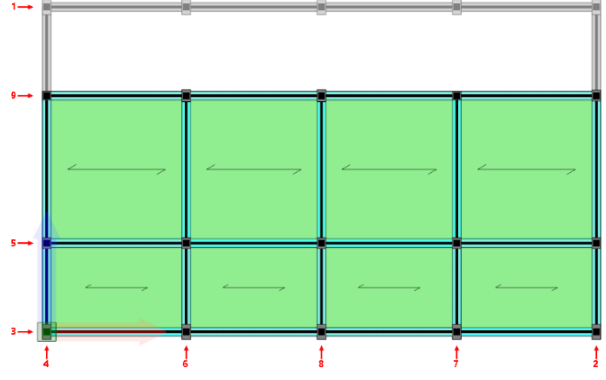
Si riportano di seguito le piante dell'edificio con l'indicazione e denominazione degli elementi resistenti (setti murari, telai).



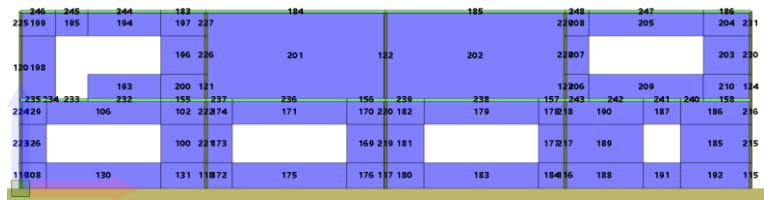
Pianta a quota 345 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti



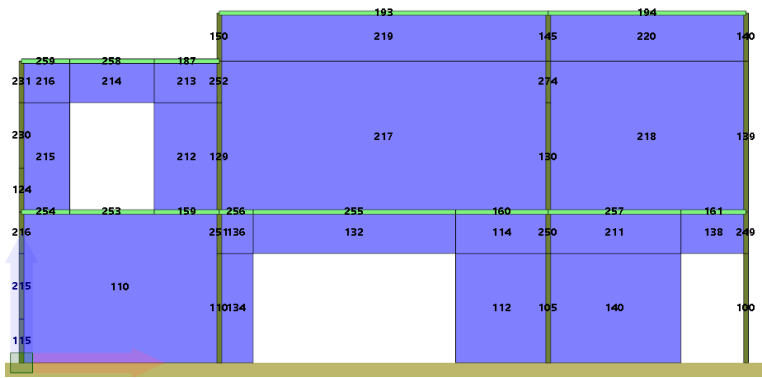
Pianta a quota 690 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti



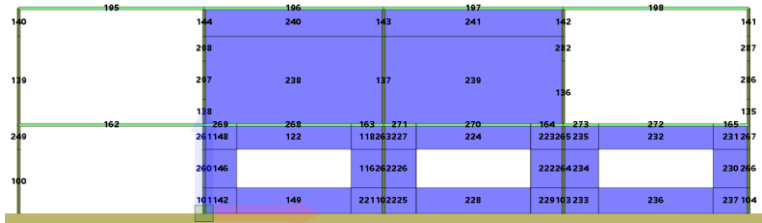
Pianta a quota 800 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti



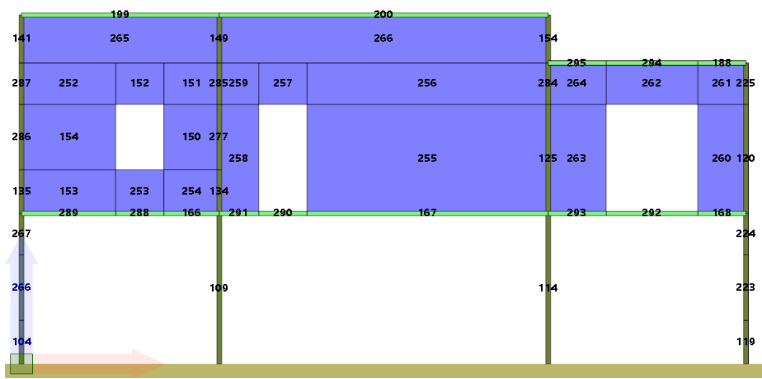
Parete 1



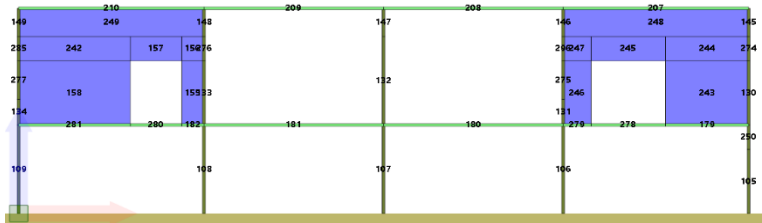
Parete 2



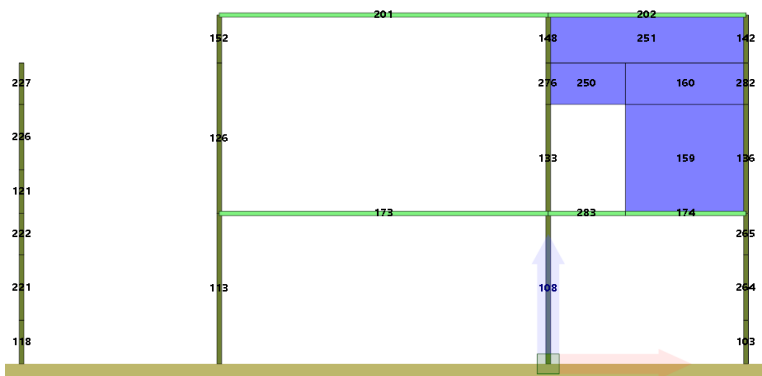
Parete 3



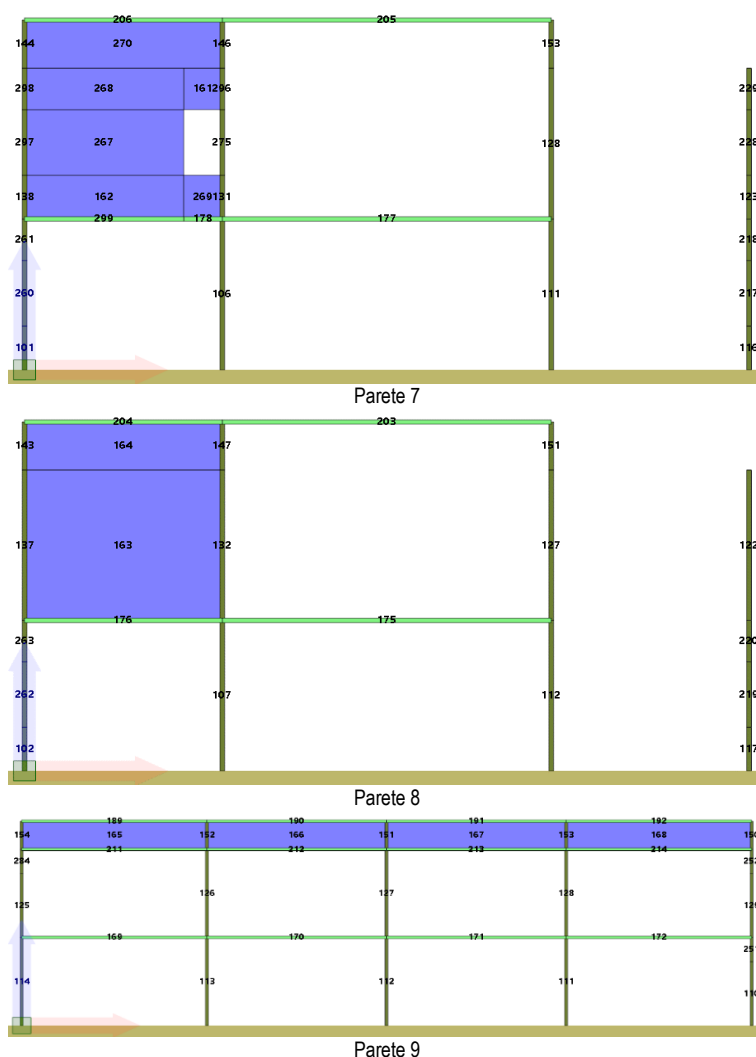
Parete 4



Parete 5



Parete 6

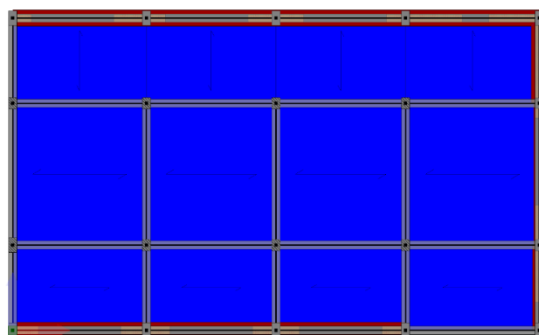


Di seguito si riporta l'analisi dei carichi gravitazionali considerati nel modello. Non vengono riportati i carichi derivanti dagli elementi strutturali, calcolati in automatico dal programma.

Ciascun carico può contenere molteplici voci di carico. Ciascuna voce di carico viene assegnata a una *condizione di carico* tra quelle definite.

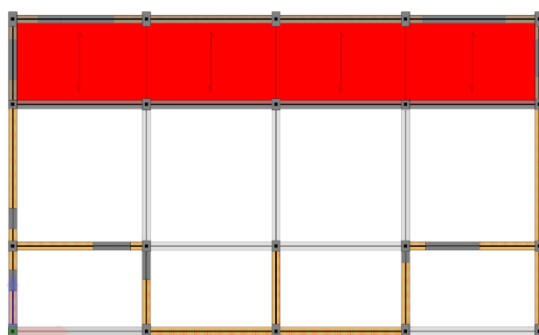
Carichi di area Nome	Voce di carico	Condizione di carico	Tipo	Valore kN/m²	Destinazione d'uso	Coefficienti di combinazione			
						ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{2sis}
Solaio	Permanenti	Permanenti Non Strutturali	Permanente non strutturale	1.2	-	1	1	1	1
Solaio	Accidentale	Variabili	C2. Ambienti suscettibili di affollamento	4	C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	0.6
Copertura	Permanenti	Permanenti Non Strutturali	Permanente non strutturale	1.2	-	1	1	1	1
Copertura	Accidentale	Variabili	H. Coperture	0.5	Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2	0.2

Negli schemi che seguono viene riportata la dislocazione dei carichi gravitazionali.



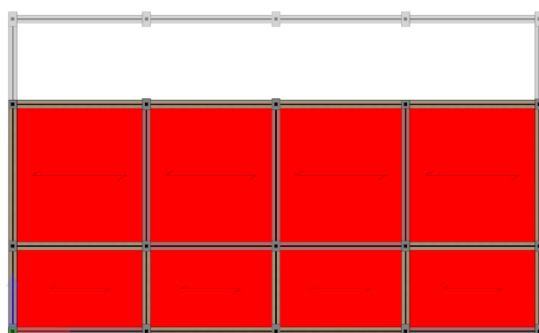
Carichi di Area	■ Solaio	Carichi di Linea	■ Nessuno	■ Linea1
	■ Copertura			

Pianta a quota 345 cm: carichi di area applicati ai solai



Carichi di Area	■ Solaio	Carichi di Linea	■ Nessuno	■ Linea1
	■ Copertura			

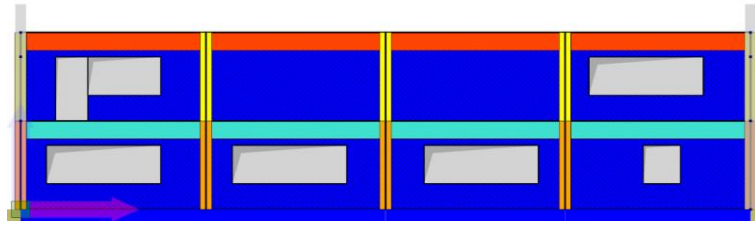
Pianta a quota 690 cm: carichi di area applicati ai solai



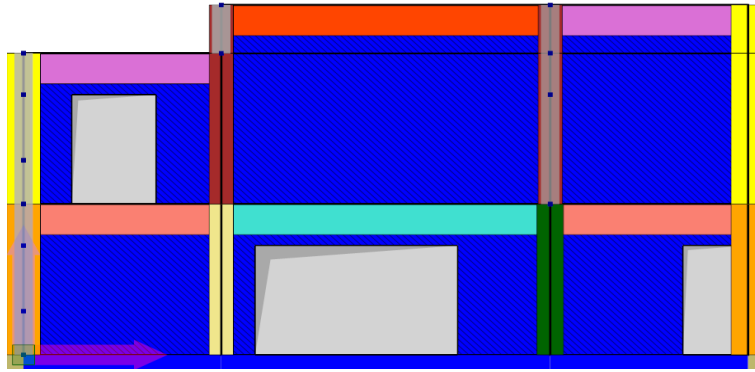
Carichi di Area	■ Solaio	Carichi di Linea	■ Nessuno	■ Linea1
	■ Copertura			

Pianta a quota 800 cm: carichi di area applicati ai solai

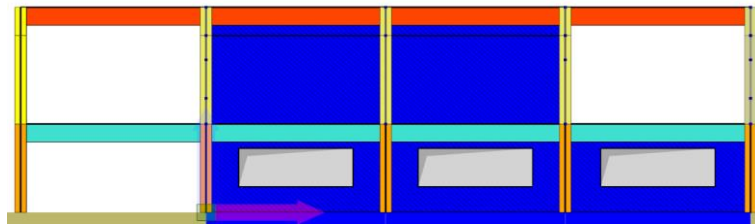
Le figure seguenti mostrano la distribuzione dei formati per le varie tipologie di murature adottate all'interno del modello.



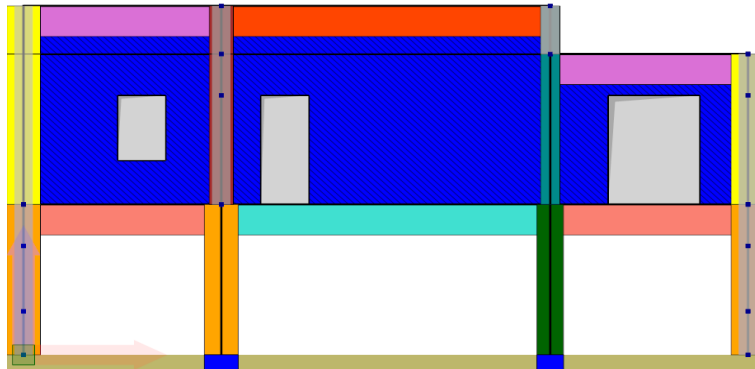
Parete 1



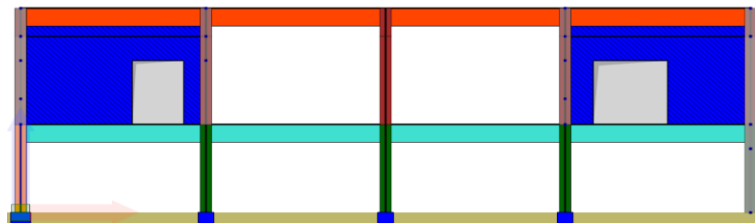
Parete 2



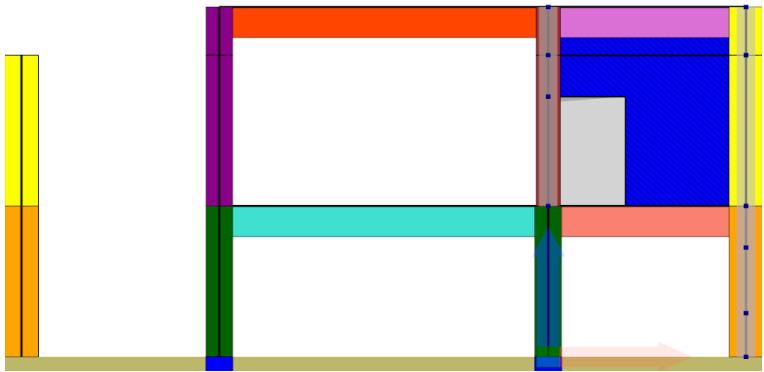
Parete 3



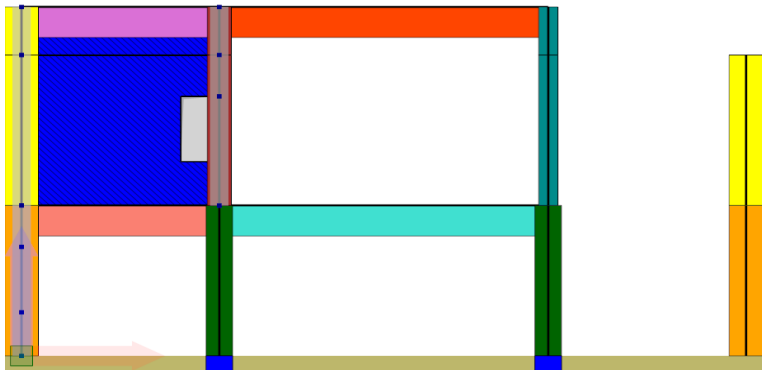
Parete 4



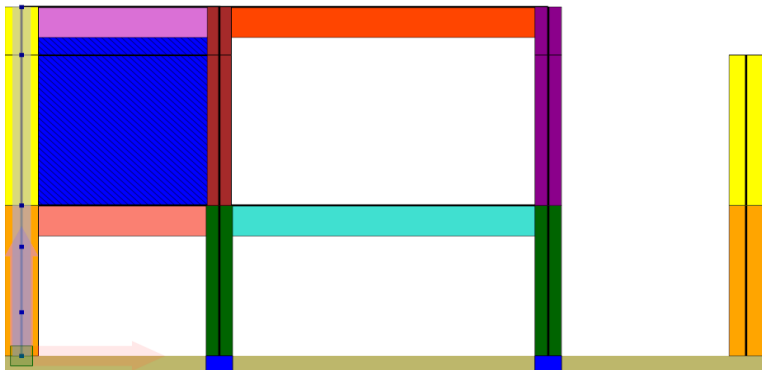
Parete 5



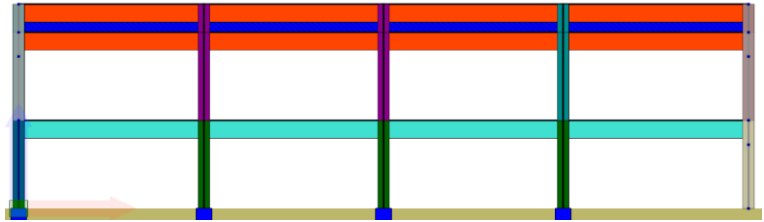
Parete 6
















Parete 7



Parete 8



Parete 9

	Muro1										
Legenda Formati Murature											
	Setto1										
Legenda Formati Setti in c.a.											
	Trave2D		Trave3D		PIL_40x50_1P		PIL_40x40_PT		TR40x70_71P		
			Pilastro3D		PIL_40x50_PT		TR_40x70_PT		TR40x70_41P		
Legenda Formati Aste											
	FondazioneLinea1										
	FondazionePunto1										

Legenda Formati Fondazioni

4.6.5.1 Model updating MODELLO A

Il Modello A prevede la modellazione esplicita delle tamponature. Dal model updating sono stati stimati i valori dei parametri elastici necessari ad ottenere la migliore simulazione delle frequenze e delle forme modali sperimentali.

In base ai dati a disposizione, con qualche dato incerto sulle forme modali, si è ritenuto opportuno limitare il procedimento di model updating con riferimento alle sole frequenze.

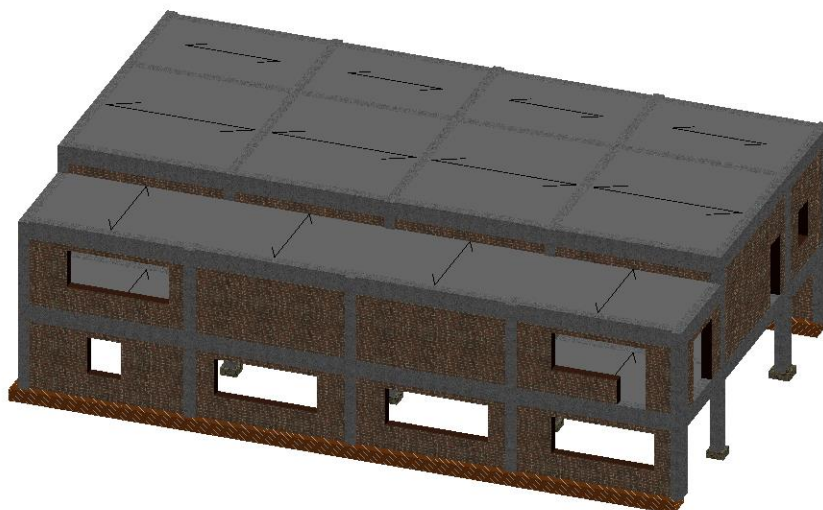


Figura 4-33 Modello A

Le Tabella 4-12 riporta i valori elastici delle murature determinati con il procedimento di model updating. Relativamente agli elementi in ca (Tabella 4-13) sono state fatte variare le rigidezze dei soli pilastri di sezione 40x70 posti al piano terra. I pilastri sono orientati con lato maggiore nella direzione minore dell'edificio. La rigidezza variata è quella rispetto la lunghezza maggiore della sezione. L'uso di parametri correttivi applicati sia alle murature che agli elementi in ca è coerente con la configurazione strutturale. È infatti opportuno osservare come le murature sono prettamente presenti al primo livello e quasi completamente assenti al piano terra. Questa configurazione, determina la necessità di intervenire sulle rigidezze dei pilastri del primo livello, considerando in queste gli effetti irrigidenti delle tramezzature e dei nodi trave-colonna.

Tabella 4-12 Parametri elastici identificati - muratura

Parametro	Modulo E	Modulo G
	MPa	MPa
Muratura direzione x	5000	1666
Muratura direzione y	10000	3333

Tabella 4-13 Valori rigidezza correttivi dei pilastri

Parametro	Valore del Parametro di base	Valore del Parametro dopo l'updating
	kN cm ²	kN cm ²
EI _{2 40x70}	2.68625E+09	10745000000

In Tabella 4-14 si riportano le frequenze ottenute sul modello in assenza di variazione dei parametri, le frequenze identificate alla fine del processo di model updating e quelle identificate sperimentalmente.

Tabella 4-14 Frequenze

Frequenze di partenza	Frequenze ottenute con model updating	Frequenze sperimentali
[Hz]	[Hz]	[Hz]
4.35	7.58	7.6
4.39	7.85	8
9.06	13.47	10

Il parametro della funzione obiettivo relativo alle frequenze è riportato nella condizione pre- e post-updating nella Tabella 4-15.

Tabella 4-15 Valori della funzione obiettivo

	Prima del model updating	Dopo il model updating
Valore legato alle frequenze	0.6288	0.3535

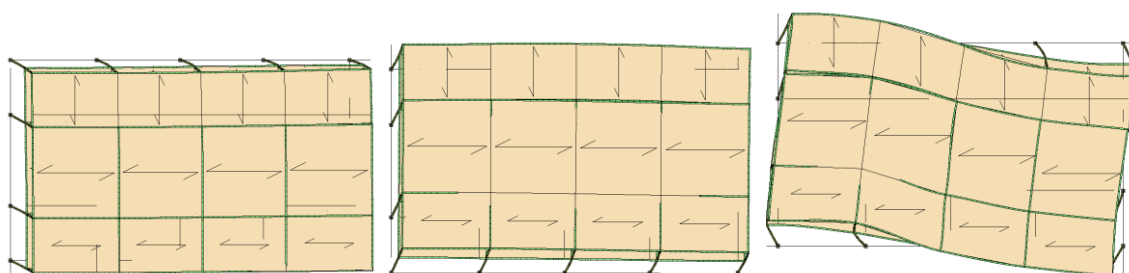


Figura 4-34 Prime forme modali Modello A

4.6.5.2 Model updating MODELLO B

Il Modello B non prevede la presenza di tamponature se non in termini di peso/massa. Al fine di effettuare il model updating sono state variate le sole rigidezze dei pilastri in maniera indipendente.

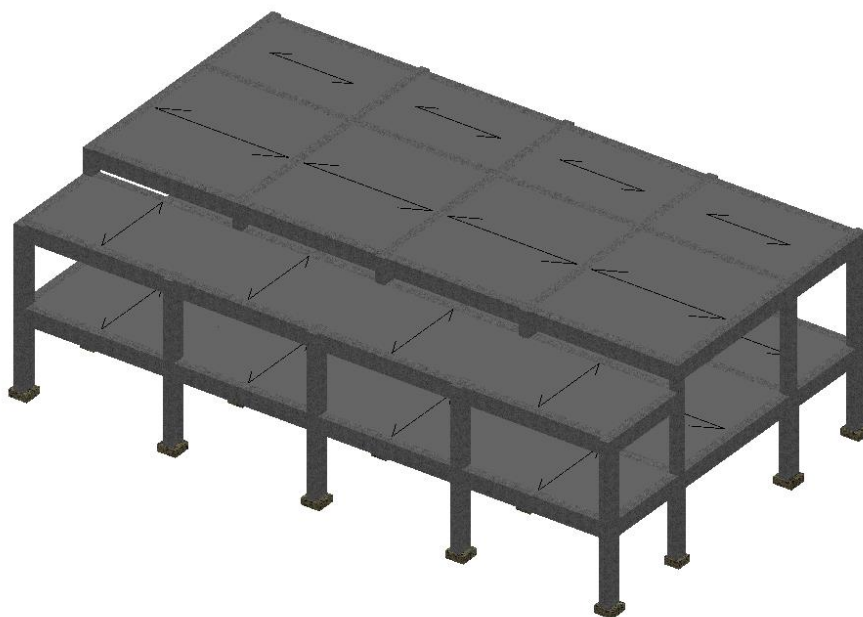


Figura 4-35 Modello B

La Tabella 4-16 riassume le rigidezze identificate degli elementi in ca per tenere conto dell'incertezza sul modulo elastico del cls, la rigidezza del nodo trave-pilastro e le altre eventuali incertezze determinate dal contributo di elementi non strutturali. Ciò

premessi si osservano coefficienti sensibilmente elevati e mai inferiori a 20. Questo valore, sebbene coerente con le ipotesi di modellazione (assenza di tamponature) evidenzia come il modello, in assenza del contributo delle tamponature necessiti di parametri correttivi eccessivamente elevati e con poco significato fisico. Come riscontrabile in altri modelli oggetto della presente relazione, si può concludere che l'ipotesi di non interazione tra le murature e le strutture in ca rende il modello fisicamente non rappresentativo del comportamento reale pur risultando sufficientemente vicino alla risposta modale identificata sperimentalmente.

Tabella 4-16 Parametri elastici identificati - ca

Parametro	Coefficiente correttivo	Valore del Parametro di base		Valore del Parametro dopo l'updating	
		kN cm ²		kN cm ²	
		Elx	Ely	Elx	Ely
El 40x70_PT	26.75	8.77E+08	2.69E+09	2.35E+10	7.20E+10
El 40x70_1P	39.00	8.77E+08	2.69E+09	3.42E+10	1.05E+11
El 40x50_1P	39.85	6.26E+08	9.79E+08	2.49E+10	3.90E+10
El 40x50_PT	20.35	6.26E+08	9.79E+08	1.27E+10	1.99E+10
El 40x55_PT	20.39	6.89E+08	1.30E+09	1.40E+10	2.65E+10
El 40x55_1P	38.05	6.89E+08	1.30E+09	2.62E+10	4.95E+10
El 40x40_1P	36.84	5.01E+08	5.01E+08	1.85E+10	1.85E+10

Tabella 4-17 Frequenze

Frequenze di partenza	Frequenze ottenute con model updating	Frequenze sperimentali
[Hz]	[Hz]	[Hz]
2.88	7.06	7.6
3.41	8.8	8
4.02	10	10

Tabella 4-18 Valori della funzione obiettivo

	Prima del model updating	Dopo il model updating
Valore legato alle frequenze	1.0362	0.1287

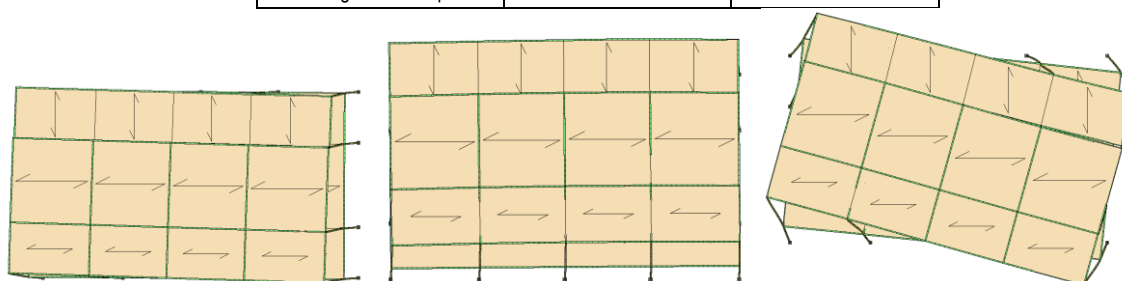


Figura 4-36 Prime forme modali Modello B

4.6.6 Curve di fragilità

Tramite la procedura descritta al capitolo 1.2, sono state determinate le curve di fragilità riportate in questa sezione. In questa sede, come mostrano i diagrammi successivi, sono stati analizzati due set di spettri di progetto. I due set, costruiti rispettivamente da accelerogrammi sintetici e naturali mostrano, in termini di curva di fragilità, una stabilità del risultato. Quest'ultimo è debolmente influenzato dalla scelta del set di spettri sebbene gli spettri artificiali appaiano determinare una maggiore richiesta di spostamento per la struttura. Questo può determinare una lieve sovrastima della probabilità di danneggiamento come mostra la curva rossa nella Figura 4-17. La curva adottata come parametro di intensità di misura il valore ASI nell'intervallo 0.1-0.5 secondi.

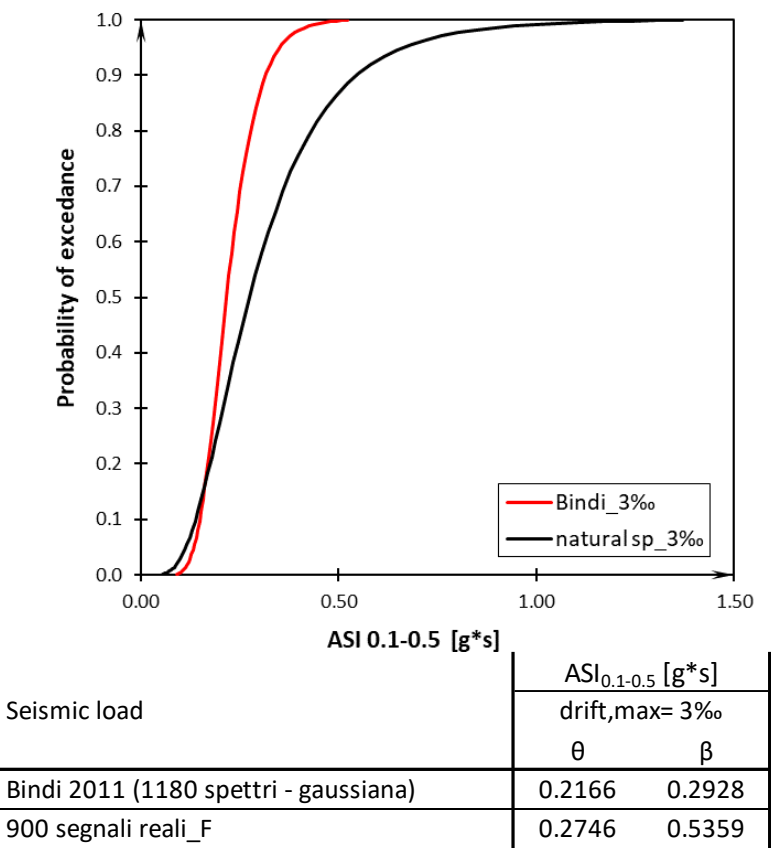


Figura 4-37 Risultati finali

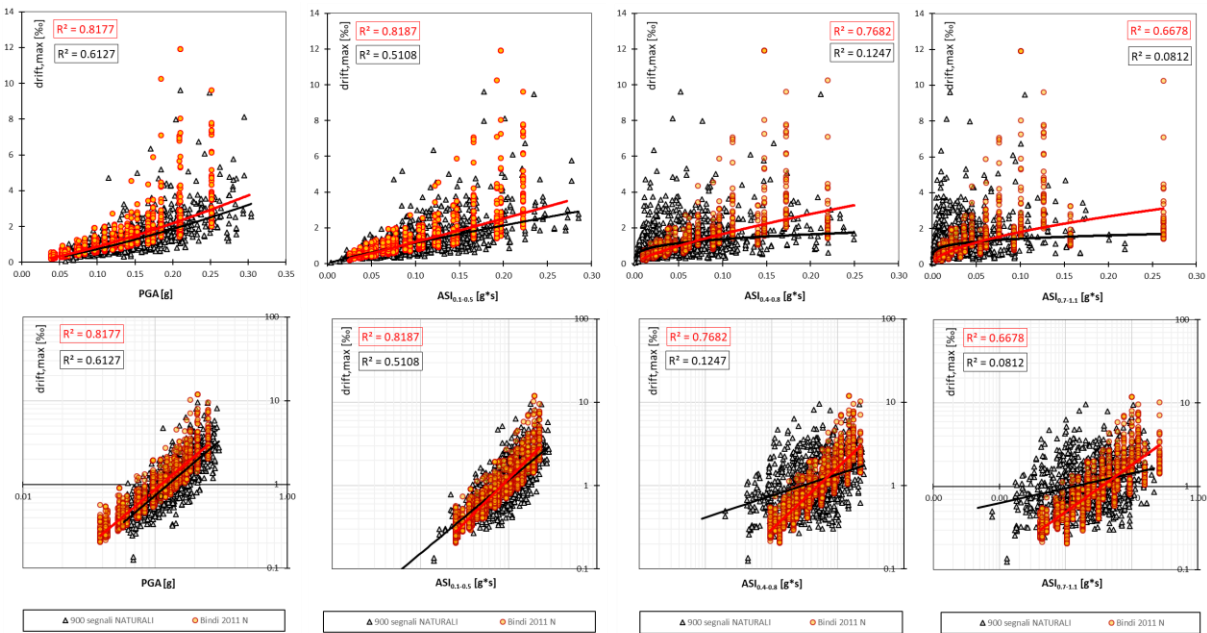


Figura 4-38 Confronto risultati con diversi input

4.7 ES3 – Caserma VVF del comune di Pescopagano

La caserma dei VVF del comune di Pescopagano (Figura 4-39) è stata individuata quale elemento di sperimentazione con funzione ES3. La struttura è di tipo a telaio in c.a. spaziale. Il complesso è costituito da diversi corpi strutturali che non sono di

interesse ai fini della sperimentazione (locali tecnici, castello di manovra e autorimessa). In Figura 4-40, si riporta la planimetria generale.



Figura 4-39 ES3

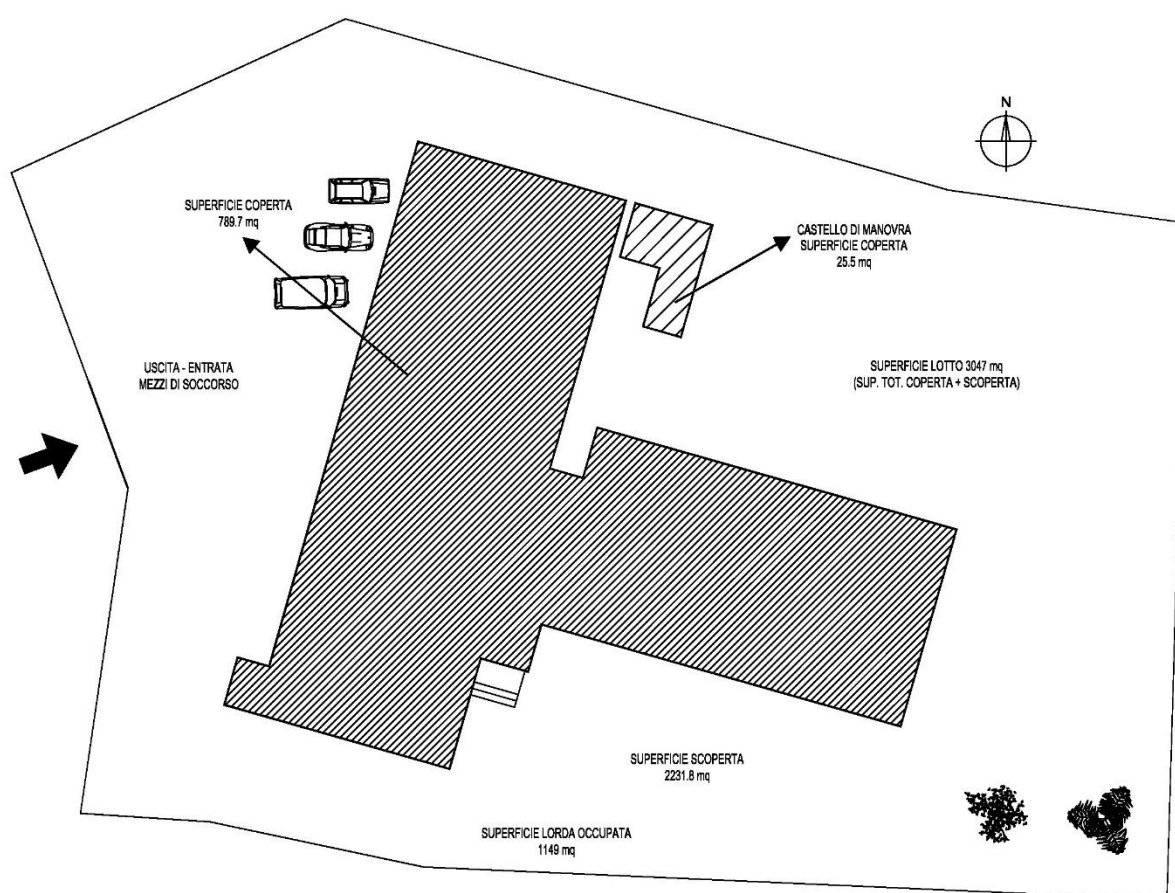


Figura 4-40 Stralcio planimetrico generale ES3

4.7.1 Campagna di misure di vibrazione

La struttura è stata oggetto di campagna di identificazione dinamica giorno **18/11/2019**. L'analisi ha previsto 1 configurazioni di strumentazione disposti opportunamente per poter descrivere il comportamento dinamico modale dell'edificio. Al fine di caratterizzare il comportamento dinamico dell'edificio e del terreno di fondazione sono state utilizzate due tipologie di strumenti di misura: tre stazioni accelerometriche triassiali e due stazioni accelerometriche biassiali tipo Poseidon, della LeaneNet, e una stazione velocimetrica tri-direzionale tipo SR04 GeoBox, della Sara Electronic Instruments.

Ogni set di acquisizione accelerometrico ha avuto una durata di circa 30 minuti ed una frequenza di campionamento di 250 Hz.

Il sistema Poseidon integra un sensore accelerometrico tri-assiale, un digitalizzatore a 24bit, una memoria di massa, un ricevitore GPS per la sincronizzazione, apparati di comunicazione e microprocessore per la gestione di tutto il sistema.

La campagna di identificazione ha interessato soli i locali ad uso ufficio (Figura 4-41). Gli schemi riportati in Figura 4-41 indicano il numero e la successione dei punti di misura.

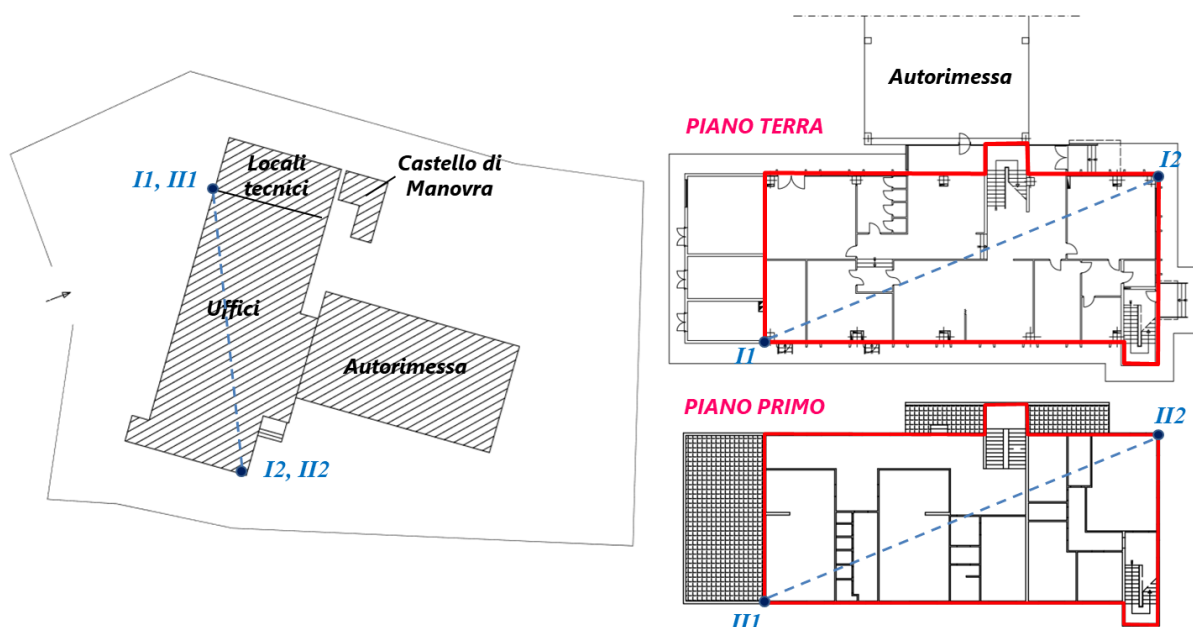


Figura 4-41 Disposizione punti di misura ES3 in fase di programmazione e durante le misurazioni

Il test ha previsto la disposizione degli strumenti in prestabiliti quanto più allineati lungo verticali. I test sono stati così organizzati come descritto in Tabella 4-1e la strumentazione posizionata secondo le coordinate del sistema relativo raffigurate in Figura 4-11 e Tabella 4-2.

Tabella 4-19 Descrizione dei 4 test di acquisizione

TEST 1 – VIGILI DEL FUOCO - 18/11/2019						
Punto di Misura	Denominazione Punto di Misura	Ubicazione Punto di Misura	Denominazione Accelerometro	Tipologia Accelerometro	Frequenza di Campionamento [Hz]	Durata Misura
1	PT-2	Piano Terra PT	S30	Triassiale	250	38 min.
2	P1-1	Piano Primo P1	S128	Biassiale	250	38 min.
3	P1-2	Piano Primo P1	S94	Triassiale	250	38 min.

4	P2-1	Piano Copertura P2	S130	Biassiale	250	38 min.
5	P2-2	Piano Copertura P2	S31	Triassiale	250	38 min.

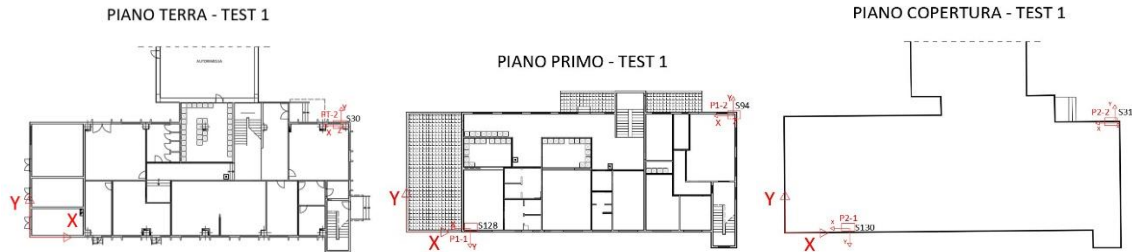


Figura 4-42 Disposizione punti di misura durante i 4 test

Tabella 4-20 Coordinate posizioni dei punti di misura

TEST 1			
STAZIONE	X [m]	Y [m]	Z [m]
S30	35.00	12.50	0
S128	7.00	0.40	3.55
S94	35.60	12.50	3.55
S31	35.60	12.50	7.10
S130	7.00	0.50	7.10

I dati accelerometrici registrati sotto le condizioni di rumore ambientale sono stati rielaborati in termini di spettri si Welch (Figura 4-12) e funzioni di trasferimento (Figura 4-13) al fine di ricostruire le grandezze dinamiche modali fondamentali dell'edificio.

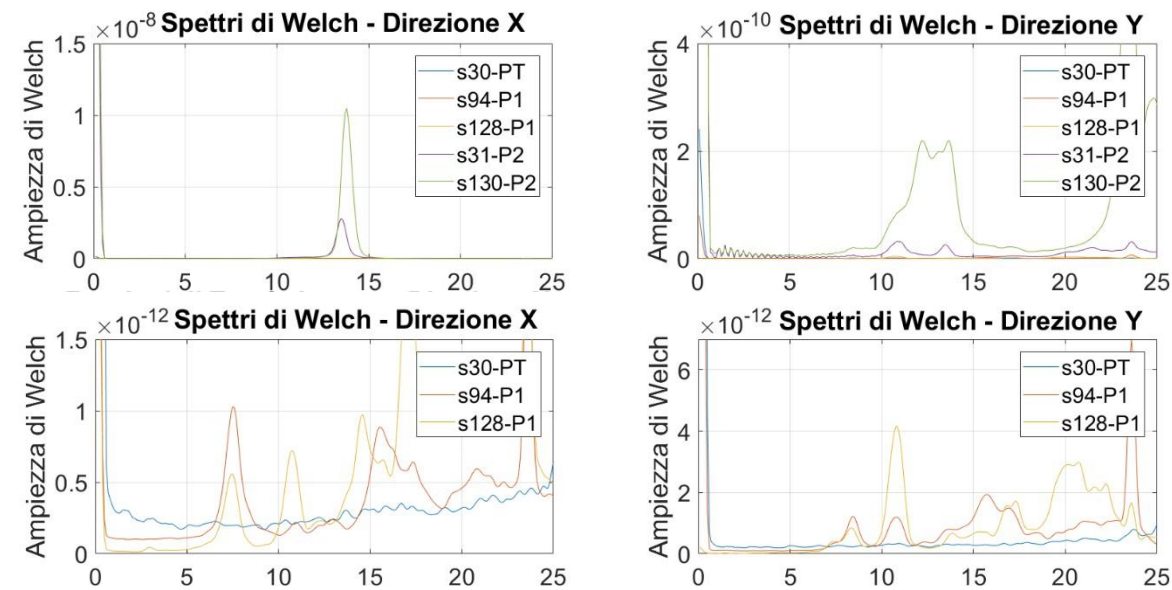


Figura 4-43 Trasformate di Welch

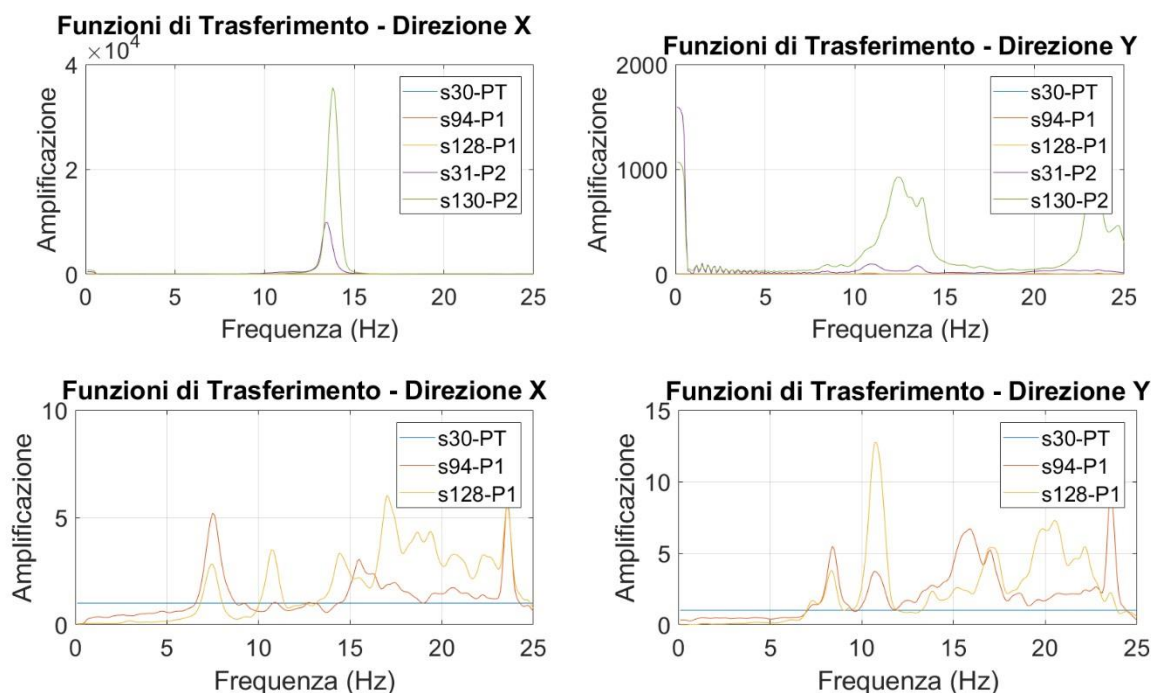


Figura 4-44 Funzioni di Trasferimento

Si evidenzia la presenza di un modo di vibrare a circa 7.5 Hz, un secondo modo di vibrare a circa 8.4 Hz e un terzo modo di vibrare a circa 10.7 Hz.

4.7.2 Risultati sperimentali

Nella Tabella 4-21 sono riepilogati i risultati del corpo strutturale selezionato. Nella prima colonna sono riportate le etichette dei punti di misura con la relativa direzione di misura, nelle successive colonne sono riportate i parametri relativi alle deformate modali individuate.

Response DOF	7.5 Hz	8.4 Hz	10.7 Hz
I:1:+X	0.27	0.08	-0.08
I:1:+Y	-0.18	0.31	0.35
I:2:+X	0.5	0.13	0.39
I:2:+Y	0.34	0.67	-1
II:1:+X	0.54	0.15	-0.02
II:1:+Y	-0.18	0.46	0.1
II:2:+X	1	0.27	0.13
II:2:+Y	0.34	1	-0.29

Tabella 4-21 – Riepilogo deformate modali individuate per i corpi di fabbrica della caserma VVF di Pescopagano

4.7.3 Modello SMAV

Tramite l'applicativo vascoSMAV è stato generato il modello numerico SMAV per la definizione delle curve di fragilità secondo il procedimento brevemente descritto al capitolo 1.2. In questa sezione alcuni aspetti della modellazione vengono riassunti

tramite immagini e tabelle. In questo caso, a causa delle incertezze determinatesi sulle misure in situ, sono state processate le frequenze ottenute da campagna di identificazione dinamica e forme modali ottenute da modellazione tramite macro-elementi. Il modello a macroelementi è stato calibrato in base alle frequenze sperimentalmente identificate.

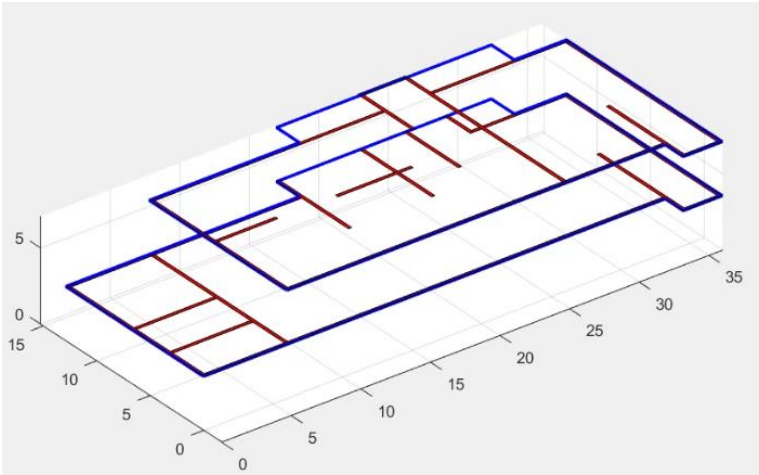


Figura 4-45 Rappresentazione semplificata della geometria della struttura.

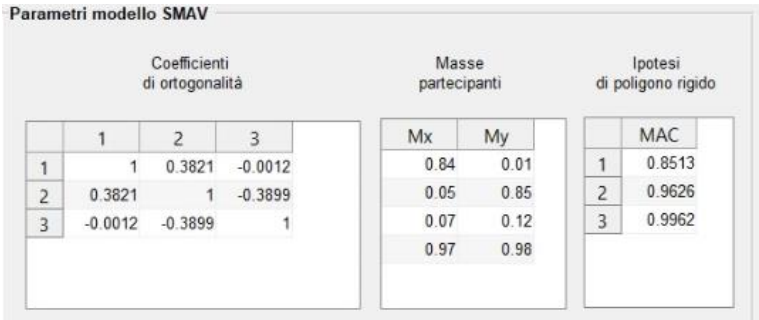


Figura 4-46 Parametri modello SMAV

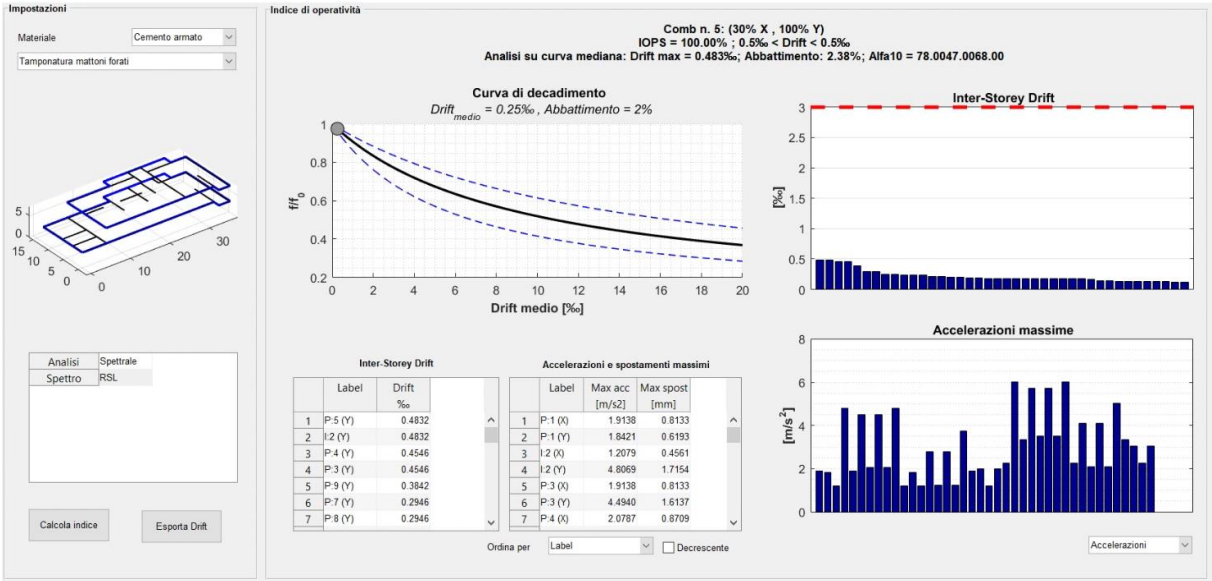
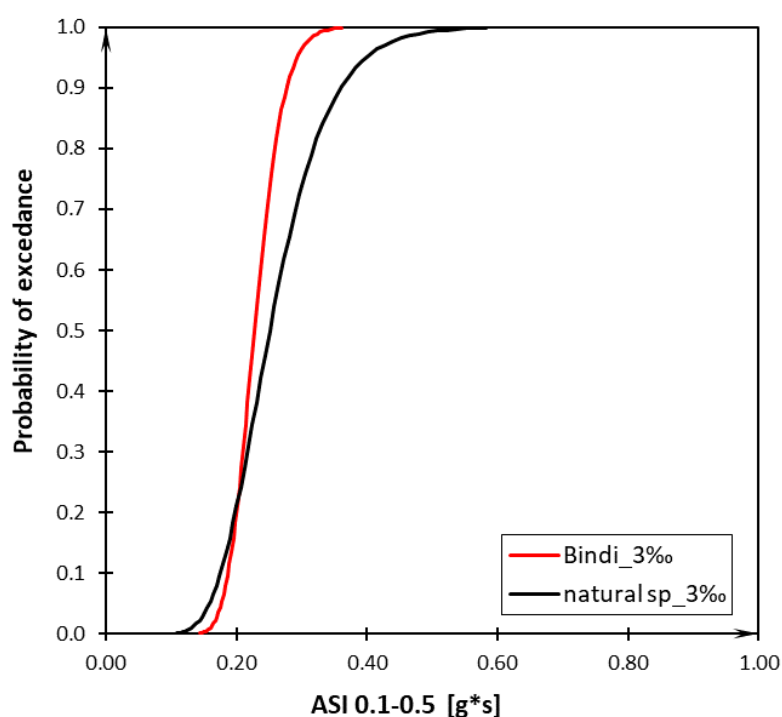


Figura 4-47 Scheda riassuntiva dei risultati SMAV

4.7.4 Curve di fragilità

Tramite la procedura descritta al capitolo 1.2, sono state determinate le curve di fragilità riportate in questa sezione. In questa sede, come mostrano i diagrammi successivi, sono stati analizzati due set di spettri di progetto. I due set, costruiti rispettivamente da accelerogrammi sintetici e naturali mostrano, in termini di curva di fragilità, una stabilità del risultato. Quest'ultimo è debolmente influenzato dalla scelta del set di spettri sebbene gli spettri artificiali appaiano determinare una maggiore richiesta di spostamento per la struttura. Questo può determinare una lieve sovrastima della probabilità di danneggiamento come mostra la curva rossa nella Figura 4-17. La curva adottata come parametro di intensità di misura il valore ASI nell'intervallo 0.1-0.5 secondi.



Seismic load	ASI _{0.1-0.5} [g*s]	
	drift,max= 3‰	
	θ	β
Bindi 2011 (1180 spettri - gaussiana)	0.2276	0.1533
900 segnali reali_F	0.2511	0.2806

Figura 4-48 Risultati finali

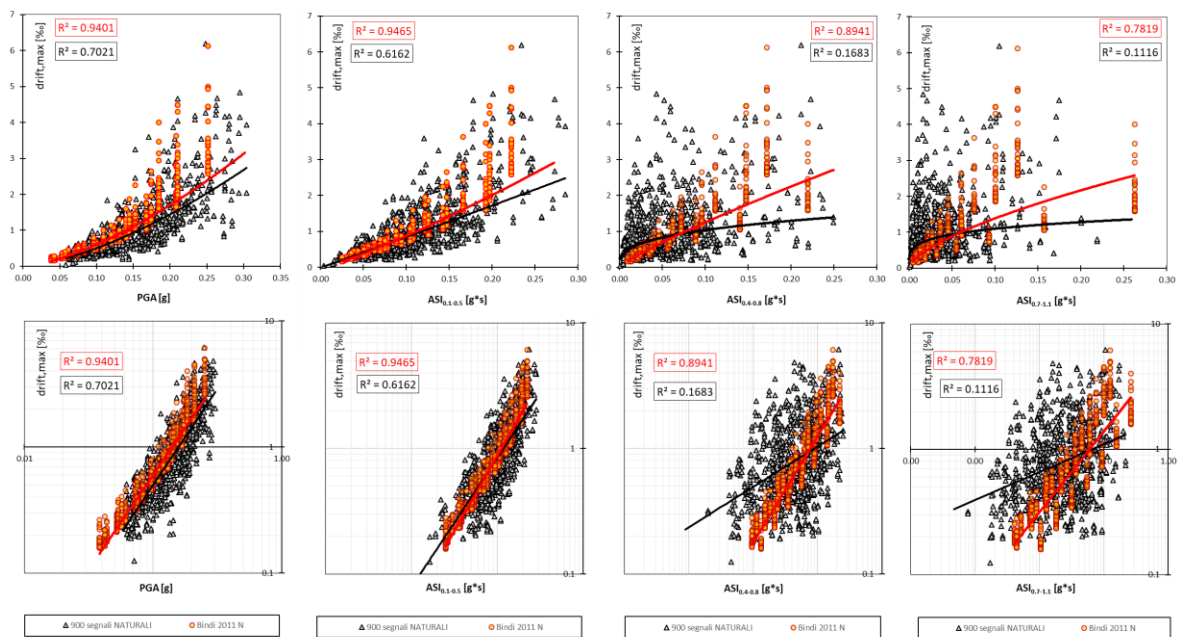


Figura 4-49 Confronto risultati con diversi input