

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BERGAMO

Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate



**VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI EDIFICI
INDUSTRIALI PREFABBRICATI ESISTENTI /
SEISMIC RISK ASSESSMENT OF EXISTING
PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS**

Ph.D Program in "Engineering and Applied Sciences"

XXXIII CYCLE

Relatore:

Prof. Andrea Belleri

Marco BOSIO

Matricola n. 1020673

ANNO ACCADEMICO 2019 / 2020

UNIVERSITY OF BERGAMO

PhD. Program in "Engineering and Applied Sciences"

XXXIII cycle

ICAR/09

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BERGAMO

Dottorato in Ingegneria e Scienze Applicate

XXXIII

ICAR/09

Prof. Valerio Re (Coordinator)

Author: Bosio Marco

*Title: Valutazione del Rischio Sismico di Edifici Industriali Prefabbricati Esistenti /
Seismic Risk Assessment of Existing Precast Industrial Buildings*

ABSTRACT

Nel corso degli ultimi anni, molti studi scientifici si sono focalizzati nella valutazione degli effetti che gli eventi sismici possono generare nei confronti del patrimonio edilizio esistente. In particolare, oltre alle classiche analisi di vulnerabilità sismica, si è cercato di quantificare il valore delle perdite economiche. Quest'aspetto assume un'importanza tale da causare pesanti ripercussioni non solo sul singolo edificio ma sull'intero assetto della regione colpita. Gli effetti di tali valutazioni si vedono moltiplicati quando, oltre ai danni relativi alla sola struttura, vengono considerate anche le perdite generate dall'interruzione di servizio e dalle perdite provocate negli elementi secondari (non strutturali). Questo vale in modo specifico per edifici industriali, dove il valore del contenuto e degli elementi secondari è di gran lunga maggiore rispetto al valore della struttura. Basti pensare alle ripercussioni generate dagli eventi sismici che hanno colpito il nord Italia (in particolare la regione Emilia-Romagna) nel maggio 2012.

È all'interno di questo filone di ricerca che si inserisce il presente lavoro con l'obiettivo di individuare e rivedere metodologie semplificate che siano in grado di quantificare le perdite economiche generate dai terremoti con particolare interesse nei confronti di strutture prefabbricate industriali.

All'interno di questa ricerca verrà dapprima analizzata la metodologia PEER PBEE, che attraverso l'analisi di pericolosità del sito, l'analisi della risposta strutturale,

l'analisi di danno e l'analisi di costo permettono di quantificare il valore di perdita in modo raffinato. L'applicazione di questa metodologia nelle strutture prefabbricate evidenzia come la natura stessa delle costruzioni influisce sul computo totale delle perdite. Si vuole ricordare che tali strutture non vengono realizzate in cantiere ma assemblate, generando numerosi vantaggi in termini di costi e tempi di realizzazione (che ne hanno contraddistinto l'importante sviluppo) Allo stesso tempo, queste caratteristiche, pongono limiti relativamente allo schema statico prossimo alle condizioni isostatiche, provocando nella struttura comportamenti (e collassi) di tipo locale. Tali aspetti assumono un'importanza fondamentale nell'applicazione della procedura di valutazione delle perdite e devono essere opportunamente considerati al fine di quantificare in modo coerente il valore di perdita Viene pertanto introdotto il concetto di gerarchia di collasso che prevede di individuare le relazioni tra i vari elementi evidenziando le conseguenze che il collasso di un elemento genera sugli altri.

Una parte consistente di questo lavoro è dedicata all'individuazione delle peculiarità che contraddistinguono questa categoria di edifici in modo da poterle opportunamente trattare sia in fase di definizione della procedura che nelle fasi di modellazione. Vengono analizzati una serie di casi studio relativi a questa tipologia di strutture realizzate secondo le normative vigenti negli anni '80 andando a approfondire l'influenza che la modellazione della copertura e degli elementi secondari porta nel computo finale delle perdite economiche. In modo particolare viene individuata una modalità di modellazione in grado di cogliere e trattare opportunamente la rimozione degli elementi al verificarsi del loro collasso.

Si osserva inoltre come il valore delle perdite può essere suddiviso in due categorie: la prima relativa alle perdite dirette legate al danneggiamento degli edifici (sia nelle parti strutturali che negli elementi secondari) e al suo contenuto; la seconda legata ai mancati profitti generati dall'inagibilità della struttura stessa (perdite indirette). Attraverso l'applicazione delle metodologie riadattate nell'ottica di strutture prefabbricate, risulta pertanto possibile quantificare il valore delle perdite dirette in modo accurato. Ad esse verranno affiancate procedure semplificate (modelli a singola colonna), dall'onere computazionale ridotto, che consentano di stimare in modo rapido il valore delle perdite attese. Questo aspetto può essere inoltre esteso ai tempi di inutilizzo della struttura andando a quantificare parte delle perdite associate ai mancati profitti. Tuttavia si evidenzia come risulti possibile quantificare

le sole tempistiche di cantiere, ovvero i tempi necessari per riportare l'edificio alle condizioni precedenti al sisma. Ciò nonostante si osserva come tale voce rappresenti solo una parte del tempo di inutilizzo della struttura, e come questa risulti spesso limitata rispetto alle operazioni necessarie per quantificare e valutare lo stato di salute dell'edificio.

All'interno di questa ricerca si è cercato inoltre di elaborare una procedura, basata sull'utilizzo di sensori MEMS, in grado di velocizzare il processo di valutazione dello stato di salute dell'edificio in seguito all'evento sismico e allo stesso tempo fornire delle prime indicazioni relative alle potenziali perdite da esso subite. L'implementazione di tale tecnologia negli edifici esistenti si pone come un importante strumento di aiuto e di programmazione nelle concitate fasi immediatamente successive all'evento sismico.

Over the last few years, many scientific studies have focused on investigations relating to the effects that seismic events can generate on existing buildings. In particular, in addition to the classic seismic vulnerability analyses, an attempt was made to quantify the value of economic losses generally capable of causing heavy repercussions, not only on the single damaged building but on the entire affected region. The effects of these assessments are multiplied when, in addition to the damage related to the structure alone, the losses generated by the interruption of services and the losses caused in the secondary (non-structural) elements are also considered. This is specifically true for precast industrial buildings where very often the value of the content and secondary elements is far greater than the value of the building itself. Just think on the repercussions generated by the seismic events that hit Northern Italy (in particular the Emilia-Romagna region) in May 2012.

This work starts from this research line and it is focused on identifying simplified methodologies able to quantify the economic losses generated by earthquakes considering reinforced concrete precast buildings typical of the industrial and commercial sector.

Within this research, the PEER PBEE is the starting point of the analyses; through a site hazard analysis, a structural response analysis, a damage analysis and a losses analysis allow to quantify losses in a refined way. The application of this methodology in precast structures shows how the very nature of this building

0. ABSTRACT

typology affects the total calculation of losses. We want to remember how the structural system is not built on site but rather assembled, generating numerous advantages in terms of costs and construction times (which have characterized its important development), but at the same time they place limits on the static scheme, close to isostatic conditions, which leads to local behaviours and local collapses. These aspects assume a fundamental importance in the application of the procedure and must be appropriately considered in order to consistently quantify losses. The concept of a collapse hierarchy is therefore introduced, which involves identifying the relationships between the various elements, highlighting the consequences that the collapse of one element generates on the others.

A substantial part of this work is in fact dedicated to identifying the peculiarities that distinguish these categories of buildings so that they can be appropriately treated both in the application phase of the procedure and, subsequently, in the modelling phases. A series of case studies relating to this type of structures according to the regulations in force in the 1980s are analysed, going into the influence that the modelling of the roof and secondary elements brings to the final calculation of losses. In particular, a modelling method is identified for treating the removal of the elements when their collapse occurs.

It is also noted that the value of losses can be divided into two categories: the first relating to direct losses, linked to damage to the building (both in the structural parts and in the secondary elements) and its contents; the second linked to the lost profits generated for instance by the building downtime. Through the application of the revised methodologies with a focus on precast structures, it is therefore possible to quantify the value of direct losses accurately. These will be accompanied by simplified procedures (single column models), with a reduced computational burden, which will make it possible to quickly estimate the value of expected losses. This aspect can also be extended according for the downtime of the structure by quantifying part of the losses associated with lost profits. However, it should be noted that it is possible to quantify only the time of the construction works, i.e., the time required to bring the building back to the conditions prior to the earthquake. It can be observed that this item represents only a part of the time of inactivity of the structure, and how this is often limited with respect to the operations necessary to quantify and evaluate the health of the building.

Within this research, therefore, an additional attempt was made to develop a procedure, based on the use of MEMS sensors, which was able to speed up the process of assessing the state of health of the building following seismic event and at the same time to provide initial indications regarding potential losses. The implementation of this technology in existing buildings is an important aid and programming tool in the hectic phases immediately following a seismic event.

SOMMARIO

ABSTRACT	5
SOMMARIO	11
INDICE DELLE FIGURE	17
INDICE DELLE TABELLE	27
1. INTRODUZIONE	29
1.1 Il caso specifico dell'Italia	34
1.2 Organizzazione del lavoro.....	40
1.3 Riferimenti	43
2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI	47
2.1 Evoluzione delle normative sismiche in Italia	48
2.2. Principali vulnerabilità degli edifici esistenti prefabbricati in calcestruzzo armato	53
2.2.1 Fondazioni.....	56
2.2.1 Pilastri	57
2.2.2 Elementi di copertura.....	61
2.2.3 Elementi di chiusura perimetrale.....	63
2.2.4 Contenuto e attrezzature	66
2.3. Valutazione economica del danno e principali soluzioni di retrofit.....	68
2.3.1 Costi generali.....	70
2.3.2 Elementi in calcestruzzo armato sollecitati a flessione.....	72
2.3.3 Elemento di collegamento trave-pilastro	75
2.3.4 Elementi di copertura	76
2.3.5 Pannelli di chiusura laterali	77
2.4. Riferimenti	79

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO....	85
3.1 Performance-based earthquake engineering	86
3.1.1 Procedura PEER PBEE.....	91
3.1.2 Analisi di pericolosità.....	95
3.1.3 Analisi strutturale.....	97
3.1.4 Analisi del danno	99
3.1.5 Analisi delle perdite.....	100
3.2 Metodologie per la determinazione del danno in seguito ad un evento sismico.....	100
3.2.1 Grandezze caratteristiche del moto sismico.....	101
3.2.2 Indicatori di danno	104
3.3 Caso specifico delle strutture prefabbricate industriali	120
3.3.1 Proposta di metodologia modificata per strutture governate da collassi locali	122
3.3.2 Definizione della metodologia per la quantificazione del tempi di esecuzione del ripristino.....	125
3.3.3 Proposta di metodologia basata sugli indicatori di danno per la determinazione delle perdite.....	128
3.4 Riferimenti	133
4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO	137
4.1 Descrizione del caso studio	138
4.2 Determinazione delle principali vulnerabilità e valori di perdita	143
4.2.1 Parametrizzazione delle curve di perdita e confronto	146
4.3 Applicazione della procedura al segnale FEM.....	150
4.3.1 Determinazione dello spostamento a partire dal segnale di accelerazione	156

4.4	Effetti causati dall'utilizzo di un sensore MEMS reale	159
4.4.1	Definizione procedura per la determinazione dello spostamento con segnale reale	161
4.4.2	Effetti dell'intensità del rumore sulla stima delle perdite.....	167
4.4.3	Influenza del numero di sensori installati	170
4.5	Considerazioni finali.....	174
4.6	Riferimenti	176
5.	VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI	179
5.1	Principali normative relative agli anni '80.....	180
5.1.1	Indicazioni specifiche per edifici prefabbricati in calcestruzzo armato	185
5.2	Descrizione dei casi studio e verifica/riprogettazione secondo le normative dell'epoca.....	189
5.2.1	Verifica dello stato di fatto dei principali elementi nei confronti dei carichi orizzontali – Sito Milano.....	193
5.2.2	Verifica dello stato di fatto dei principali elementi nei confronti dei carichi orizzontali ed eventuale riprogettazione – Sito Napoli.....	199
5.2.3	Verifica dello stato di fatto dei principali elementi nei confronti dei carichi orizzontali ed eventuale riprogettazione – Sito L'Aquila.....	202
5.2.4	Determinazione delle principali vulnerabilità e valori di perdita	205
5.3	Modellazione degli edifici considerati	208
5.3.1	Modellazione della copertura.....	212
5.3.2	Modellazione dei pannelli di chiusura laterale.....	217
5.4	Descrizione dell'input sismico	222
5.5	Risultati analisi push-over.....	225
5.6	Influenza della modellazione della copertura sui risultati ottenuti	231
5.6.1	Valutazione dei principali EDP e stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali pannelli perimetrali.....	232

SOMMARIO

5.6.2	Valutazione dei principali EDP e stato limite di collasso locale o globale della struttura	238
5.6.3	Valutazione delle perdite economiche	244
5.7	Influenza della modellazione delle chiusure perimetrali sui risultati ottenuti	248
5.7.1	Valutazione dei principali EDP e stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali pannelli perimetrali.....	249
5.7.2	Valutazione dei principali EDP e stato limite di collasso locale o globale della struttura	253
5.7.3	Valutazione delle perdite economiche	257
5.8	Considerazioni finali.....	259
5.9	Riferimenti	262
6.	METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT	265
6.1	Descrizione del caso studio	266
6.1.1	Valutazione delle principali vulnerabilità della struttura	268
6.1.2	Modellazione ad elementi finiti della struttura	272
6.2	Metodi semplificati per la valutazione dell'analisi strutturale	274
6.2.1	Metodo SPO2IDA	275
6.2.2	Metodo DBLA.....	276
6.3	Valutazione dello stato di fatto della struttura.....	279
6.4	Retrofit della struttura	287
6.4.1	Valutazioni sulle perdite indirette e tempi di ritorno dell'intervento.	292
6.5	Considerazioni finali.....	297
6.6	Riferimenti	300
7.	CONCLUSIONI.....	303
7.1.1	Sviluppi futuri.....	307

APPENDICE 1 – ANALISI DEI COSTI.....	309
APPENDICE 2 – CURVE DI PERDITA ED INDICI DI DANNO	315
APPENDICE 3 – RIMOZIONE ELEMENTI.....	331
APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ.....	341
APPENDICE 5- CRONOPROGRAMMA LAVORI CONNESSIONE TP MEDIANTE FORCELLA.....	369
APPENDICE 6- CRONOPROGRAMMA LAVORI CONNESSIONE TP MEDIANTE SPINOTTI	371

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Eventi sismici e vittime dal 1990 nel mondo [U.S. Geological Survey].....	31
Figura 2 Mappa di pericolosità sismica dell'Italia	36
Figura 3 Effetti del sisma in Emilia-Romagna su alcune strutture prefabbricate [Belleri et al. 2015].....	54
Figura 4 Rotazione residua del pilastro a seguito di un evento sismico [G.L.A.S.C. 2012; A.; Belleri et al. 2015]	57
Figura 5 Schema relativo al vincolo d'incastro nelle differenti condizioni di pilastro centrale e pilastro d'angolo.....	58
Figura 6 Esempi di fessurazione ed espulsione di copriferro in seguito alla formazione di una cerniera plastica alla base del pilastro [G.L.A.S.C. 2012]	59
Figura 7 Esempi di danneggiamento dovuti all'irregolarità in altezza della struttura [G.L.A.S.C. 2012].....	60
Figura 8 Esempi di danneggiamento e collasso delle forcelle in calcestruzzo armato aventi il compito di garantire stabilità alla trave [G.L.A.S.C. 2012]	61
Figura 9 Alcuni esempi di collasso della copertura per perdita d'appoggio degli elementi costituenti [G.L.A.S.C. 2012]	63
Figura 10 Esempi di fessurazione diagonale nel tamponamento ed interazione tamponamento – struttura [G.L.A.S.C. 2012]	65
Figura 11 Collasso del pannello di chiusura orizzontale e della relativa connessione [G.L.A.S.C. 2012].....	66
Figura 12 Esempi di danneggiamento del contenuto a seguito del collasso della copertura o delle scaffalature disposte all'interno di magazzini [G.L.A.S.C. 2012]..	68
Figura 13 Obbiettivi prestazionali raccomandati dal documento Vision2000	89
Figura 14 Diagramma di flusso della procedura PEER PBEE [Günay e Mosalam, 2012]	92
Figura 15 Definizione della curva di pericolo a partire dalla frequenza di superamento totale annua [Günay e Mosalam, 2012].....	96

Figura 16 Esempi di risultati dall'analisi IDA [Günay e Mosalam, 2012].....	98
Figura 17 Metodo per la determinazione della probabilità di collasso della struttura [Günay e Mosalam, 2012].....	98
Figura 18 Esempio di calcolo attraverso le curve di fragilità [Günay e Mosalam, 2012]	99
Figura 19 Esempio di curva di perdita [Günay e Mosalam, 2012].....	100
Figura 20 Rappresentazione qualitativa del bracketed duration (Db) [Cosenza et. Al 1997].....	103
Figura 21 Rappresentazione qualitativa dell'uniform durations (Du) [Cosenza et. Al 1997].....	103
Figura 22 Rappresentazione qualitativa del significant duration (Ds) [Cosenza et. Al 1997].....	104
Figura 23 Curva teorica di sollecitazione per l'elemento utilizzata al fine di determinare la risposta degli indici di danno	111
Figura 24 Risposta dell'indice di danno Lybas and Sozen alla storia di carico riportata in, nella versione originale e successiva ridefinizione.....	112
Figura 25 Risposta dell'indice di danno FDR Banon alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione.	113
Figura 26 Suddivisione in cicli o semi-cicli della risposta non monotona di un elemento strutturale	114
Figura 27 Risposta dell'indice di danno Banon e Veneziano alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione	115
Figura 28 Risposta dell'indice di danno Hwang and Scribner alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione	116
Figura 29 Risposta dell'indice di danno Park and Ang alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione	117
Figura 30 Risposta dell'indice di danno Wang and Shah alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione	118
Figura 31 Andamento del coefficiente beta in funzione della storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione	119

Figura 32 Risposta dell'indice di danno Powell and All Ahabadi alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione	120
Figura 33 Esempio di gerarchia di collasso per edifici prefabbricati	123
Figura 34 Probabilità di collasso dei vari elementi strutturali applicando la procedura PEER PBEE classica (a) e la metodologia proposta (b)	124
Figura 35 Andamento dei costi e del tempo di riparazione in funzione dell'indice di danno calcolate rispetto alle caratteristiche medie dell'elemento strutturale	130
Figura 36 Schema a blocchi per la determinazione dei parametri necessari alla determinazione dei profili di perdita	131
Figura 37 Elementi principali costituenti la struttura del caso studio considerato	139
Figura 38 Parametrizzazione curve perdite dei pilastri	147
Figura 39 Parametrizzazione curve perdite della connessione TP	148
Figura 40 Parametrizzazione curve perdite dei tegoli	148
Figura 41 Parametrizzazione curve perdite dei pannelli orizzontali.....	149
Figura 42 Parametrizzazione curve perdite dei pannelli verticali.....	149
Figura 43 Esempio di posizionamento dei sensori sulla campata di testa.	152
Figura 44 Indice di danno globale della struttura in seguito all'evento sismico (ingrandimento in APPENDICE 2)	154
Figura 45 Valore di perdita calcolato attraverso la procedura PEER PBEE e stimato attraverso la procedura proposta (ingrandimento in APPENDICE 2).....	155
Figura 46 Valutazione del danno globale della struttura utilizzando come input della procedura l'accelerazione integrata due volte per determinare il valore di spostamento (ingrandimento in APPENDICE 2).....	157
Figura 47 Errore assoluto commesso nella determinazione dell'indice di danno globale medio (ingrandimento in APPENDICE 2).....	158
Figura 48 Determinazione delle perdite totali e confronto tra procedure proposta avente come input il valore di accelerazione e metodologia PBEE (ingrandimento in APPENDICE 2)	159

Figura 49 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale, in funzione della soglia scelta per la partenza dell'integrazione dal segnale di velocità al segnale di spostamento per rumore del sensore pari a 0.1 mg (a), 1 mg (b) e 10 mg (c), vengono rappresentati da sinistra valori di soglia crescenti da 10 std fino a 4 std ed infine l'integrazione dell'intero segnale.....	164
Figura 50 Zoom nell'intervallo d'errore [-0.5:0.5] commesso nella determinazione dell'indice di danno globale, in funzione della soglia scelta per la partenza dell'integrazione dal segnale di velocità al segnale di spostamento per rumore del sensore pari a 0.1 mg (a), 1 mg (b) e 10 mg (c) vengono rappresentati da sinistra valori di soglia crescenti da 10 std fino a 4 std ed infine l'integrazione dell'intero segnale.....	165
Figura 51 Esempio di integrazione del segnale per differenti valori di soglia di attivazione dell'integrazione.....	166
Figura 52 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale (a) e zoom nell'intervallo d'errore [-0.5 : 0.5] (b) all'aumento dell'intensità di rumore strumentale per le 6 bande di interesse (da sinistra pari a 0.1mg) fino a destra pari a 10mg.....	168
Figura 53 Perdite valutate attraverso la procedura proposta per differenti intensità di rumore e confronto con la metodologia PEER PBEE (ingrandimento in APPENDICE 2).....	169
Figura 54 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale andando a ridurre il numero di sensori.....	171
Figura 55 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale andando a ridurre il numero di sensori, approfondimento dell'intervallo [-0.1 : 0.1] (ingrandimento in APPENDICE 2).....	172
Figura 56 Confronto del valore di perdite tra la configurazione completa e ridotta della rete di sensori caratterizzati da un rumore strumentale di 0.1 mg (ingrandimento in APPENDICE 2).....	172
Figura 57 Confronto del valore di perdite tra la configurazione completa e ridotta della rete di sensori caratterizzati da un rumore strumentale di 1 mg (ingrandimento in APPENDICE 2).....	173

Figura 58 Stralcio del progetto originale contenete prospetto e sezione dei pilastri	191
Figura 59 Particolare costruttivo della realizzazione delle forcelle in testa al pilastro	192
Figura 60 Particolare costruttivo del sistema di copertura, trave a doppia pendenza (a) e tegolo pi-greco (b)	193
Figura 61 Determinazione del coefficiente di esposizione per la determinazione della pressione del vento.....	194
Figura 62 Quantificazione della pressione cinetica del vento in funzione della zonizzazione dell'Italia.....	195
Figura 63 Modellazione della colonna e del sistema di connessione TP	211
Figura 64 Schematizzazione della modellazione degli elementi di copertura	213
Figura 65 Descrizione schematica della distribuzione della profondità d'appoggio dei vari tegoli.....	214
Figura 66 Particolare costruttivo della gronda posizionata in testa alla trave e relativo sistema di collegamento.....	215
Figura 67 Particolare costruttivo di progetto e in fase di realizzazione dei cordoli di completamento posizionati al di sopra delle travi tra gli elementi tegolo	216
Figura 68 Esempio di connessioni superiori per pannelli verticali (a) [Zubek et al. 2016] e pannelli orizzontali (b) [Belleri et al. 2019].....	218
Figura 69 Schema di calcolo della connessione.....	219
Figura 70 Rappresentazione schematica delle principali dimensioni delle connessioni analizzate: a) canalina di collegamento tra la struttura portante e la vite a testa d'ancora; b) vite a testa d'ancora utilizzata per i pannelli orizzontali; c) ancora utilizzata per la connessione dei pannelli verticali.....	221
Figura 71 Rappresentazione schematica della modalità di modellazione dei pannelli di chiusura. In particolare si osserva a sinistra il comportamento della connessione superiore (uguale per entrambi i pannelli) con comportamento a trazione dell'ancora (in direzione negativa) e contatto pannello supporto (nella direzione opposta) mentre si osserva nel piano il comportamento taglio spostamento dell'ancora. A	

destra viene rappresentato il comportamento ad attrito della connessione inferiore ad esclusione della direzione nel fuori piano del pannello di avvicinamento al supporto dove viene modellato il contatto tra i vari elementi. La modellazione della connessione inferiore avviene solo per i pannelli orizzontali.	222
Figura 72 Spettro di risposta medio per le 10 intensità sismiche utilizzate nelle analisi ad elementi finiti per tutti i siti analizzati.....	225
Figura 73 Risultato analisi push-over per il modello M1, in entrambe le direzioni principali.....	227
Figura 74 Risultato analisi push-over per il modello M2 e MP2, in entrambe le direzioni principali.....	228
Figura 75 Risultato analisi push-over per il modello M3 e MP3, in entrambe le direzioni principali.....	229
Figura 76 Risultato analisi push-over per il modello M4 e MP4, in entrambe le direzioni principali.....	230
Figura 77 Risultato analisi push-over per il modello N1 e NP1, in entrambe le direzioni principali.....	231
Figura 78 Risultato analisi push-over per il modello A1 e AP1, in entrambe le direzioni principali.....	231
Figura 79 Rapporto domanda-capacità per i pannelli di chiusura perimetrali valutati nei modelli M1 (a), M2 (b), M3 (c), M4(d).....	234
Figura 80 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di operatività della struttura per collasso dei pannelli orizzontali (PO a sinistra) e verticali (PV a destra), per il caso di Milano	235
Figura 81 Rapporto domanda-capacità per i pannelli di chiusura perimetrali valutati nei modelli N1 (a), A1 (b)	237
Figura 82 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di operatività della struttura per il caso studio di Napoli (a destra) e de L'Aquila (a sinistra).....	237
Figura 83 Rapporto domanda-capacità degli elementi della struttura principale valutati nei modelli M1 (a), M2 (b), M3 (c), M4(d).....	240

Figura 84 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di salvaguardia di collasso per il caso studio di Milano.....	241
Figura 85 Rapporto domanda-capacità degli elementi della struttura principale valutati nei modelli relativi ai siti di Napoli (a) e de L'Aquila (b).....	243
Figura 86 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di collasso della struttura per il caso studio di Napoli (a destra) e de L'Aquila (a sinistra)	244
Figura 87 Perdite economiche e tempi necessari al ripristino per i casi studio situati a Milano.....	245
Figura 88 Perdite economiche e tempi necessari al ripristino per i casi studi situati a Napoli e L'Aquila	246
Figura 89 Confronto nel rapporto domanda-capacità tra assenza (in grigio) e presenza della modellazione esplicita (in nero) dei pannelli di chiusura perimetrale valutati nei modelli MP2 (a), MP3 (b), MP4 (c),.....	251
Figura 90 Confronto nel rapporto domanda-capacità tra assenza (in grigio) e presenza della modellazione esplicita (in nero) dei pannelli di chiusura perimetrale valutati nei modelli NP1 (a), AP1 (b)	252
Figura 91 Edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di danno della struttura	253
Figura 92 Confronto nel rapporto domanda-capacità tra assenza (in grigio) e presenza della modellazione esplicita (in nero) dei pannelli di chiusura orizzontali e verticali nei modelli MP2 (a), MP3 (b), MP4 (c), NP1(d) e AP1(e)	256
Figura 93 Edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di collasso della struttura	256
Figura 94 Confronto in termini di perdite economiche e tempo di inutilizzo tra modelli contenenti l'implementazione esplicita dei pannelli (in nero) e la modellazione tipicamente utilizzata dai professionisti (in grigio) per i casi studio MP2, MP3, MP4, NP1, AP1.....	259
Figura 95 Principali caratteristiche dimensionali degli elementi costituenti il caso studio considerato	267

Figura 96 Spettro di risposta degli accelerogrammi utilizzati per l'analisi con relativo valore medio e riferimento normativo [NTC 2018].....	268
Figura 97 Schema illustrativo della modellazione dell'edificio (a) con particolare riferimento alla modellazione di copertura (b).....	273
Figura 98 Esempio di applicazione del tool SPO2IDA, a destra si può osservare il risultato di una generica curva di push-over mentre a sinistra si osserva il risultato del metodo SPO2IDA	276
Figura 99 Schematizzazione della procedura DBLA, con passaggio da un sistema MDOF ad un sistema SDOF, curva di push-over e spettro di spostamenti elastici	278
Figura 100 Idealizzazione del modello semplificato per l'applicazione della metodologia DBLA (a) e risultati della curva di push-over in termini di spostamento in sommità e taglio alla base (b).....	281
Figura 101 Confronto delle curva di perdita dello stato di fatto dell'edificio considerato come caso studio	284
Figura 102 Andamento delle curve di perdita, in riferimento al tempo di inutilizzo della struttura	286
Figura 103 Ripartizione delle perdite e relativa probabilità di collasso dei vari elementi costituenti la struttura	287
Figura 104 Curve di perdita in seguito al retrofit delle connessioni trave tegolo ..	288
Figura 105 Schematizzazione degli interventi di retrofit eseguibili sulla struttura	289
Figura 106 Probabilità di collasso della copertura in seguito ai vari interventi di retrofit.....	290
Figura 107 Curve di perdita relative alle perdite economiche ed i tempi di inutilizzo in seguito al retrofit delle pannellature laterali	292
Figura 108 Variazione del valore di EAL in funzione del valore del contenuto all'interno del edificio	293
Figura 109 Tempi di ritorno dell'intervento in funzione della differente tipologia di retrofit.....	294
Figura 110 Variazione di EAL, in seguito alla demolizione e ricostruzione dell'edificio con danneggiamento maggiore del 40% del costo di ricostruzioni; con valutazione	

esatta si intende la completa riparazione dell'immobile per qualsiasi entità di danneggiamento mentre con valore di mercato si intende la demolizione e ricostruzione con danneggiamento superiore al 40% del totale 295

Figura 111 Variazione dei tempi di ritorno, in seguito alla demolizione e ricostruzione dell'edificio con danneggiamento maggiore del 40% del costo di ricostruzione; con valutazione esatta si intende la completa riparazione dell'immobile per qualsiasi entità di danneggiamento mentre con valore di mercato si intende la demolizione e ricostruzione con danneggiamento superiore al 40% del totale 295

Figura 112 Andamento del tempo di ritorno dell'intervento in funzione del valore del contenuto e dell'utile d'impresa generato dall'attività..... 296

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Conseguenze causate da alcuni tra i più violenti terremoti.....	33
Tabella 2 Popolazione colpita dai tre sismi esaminati.....	37
Tabella 3 Normative sismiche antecedenti al 1900	49
Tabella 4 Costi generali per il ripristino dello stato di fatto.....	71
Tabella 5 Classificazione degli indici di danno esaminati.....	110
Tabella 6 Indici di danno combinati.....	110
Tabella 7 Classificazione degli indici in funzione delle modalità con cui è possibile ricavare i parametri di calcolo	111
Tabella 8 Principali caratteristiche utili alla modellazione non lineare degli elementi	140
Tabella 9 Riferimenti principali ai terremoti utilizzati per le simulazioni nel software ad elementi finiti.....	141
Tabella 10 Definizione dei principali parametri di perdita per le vulnerabilità riscontrate	144
Tabella 11 Parametri caratteristici delle curve di perdite.....	150
Tabella 12 Classificazione sismica dei siti oggetto di studio secondo la normativa degli anni '80.....	181
Tabella 13 Coefficiente di combinazione sismica per i carichi accidentali	183
Tabella 14 Determinazione del coefficiente q_0 in funzione della ragione	195
Tabella 15 Quantificazione del coefficiente cinetico in funzione delle caratteristiche in altezza dell'edificio	196
Tabella 16 Momento sollecitante, momento resistente e tassi di lavoro dei pilastri maggiormente sollecitati dai carichi orizzontali per entrambe le sezioni disponibili	197
Tabella 17 Momento sollecitante, resistente e tasso di lavoro dei principali elementi sollecitati a flessione	200

Tabella 18 Momento sollecitante, resistente e tasso di lavoro dei principali elementi sollecitati a flessione	203
Tabella 19 Momento sollecitante, resistente e tasso di lavoro dei principali elementi sollecitati a flessione, in seguito alla riprogettazione	204
Tabella 20 Stati limite di danno individuati per le differenti tipologie di pilastro presenti nei modelli.....	207
Tabella 21 Stati limite di danno individuati per le differenti tipologie di forcelle presenti nei modelli.....	208
Tabella 22 Principali parametri per la modellazione delle non linearità degli elementi inflessi.....	209
Tabella 23 Valori di resistenza delle connessioni pannello-struttura.....	221
Tabella 24 Parametri significativi dei terremoti individuati	223
Tabella 25 Definizione dei principali parametri di perdita per le vulnerabilità riscontrate	269
Tabella 26 Principali parametri di modellazione del comportamento Modified Ibarra-Medina-Krawlinkler	274
Tabella 27 Principali parametri utilizzati per l'applicazione della procedura DBLA, al fine di quantificare le perdite economiche.....	283
Tabella 28 Parametri utilizzati pe la quantificazione della curva di perdita, tenendo in considerazione sia la dispersione del moto sismico che la dispersione sui risultati ottenuti.....	285
Tabella 29 Perdite economiche e tempi di ripristino medi annui per le differenti soluzioni di retrofit.....	291

1. INTRODUZIONE

Recenti studi hanno evidenziato come il verificarsi di catastrofi naturali abbia un impatto significativo per la società. Analizzando i dati relativi al secolo scorso si osserva come le perdite causate da questi eventi sono paragonabili, se non superiori, a quelle generate dai conflitti militari. A testimonianza di ciò possiamo portare gli esempi relativi al terremoto di Tian Shan in Cina del 1976 che ha causato un numero di vittime stimato tra i 240'000 e 650'000 [Rodkin et al. 2000], oppure le inondazioni in Cina e Bangladesh che hanno causato rispettivamente 1.3 milioni e 500'000 vittime.

Queste catastrofi sono generalmente in grado di sprigionare un'enorme quantità di energia. Considerando la più potente bomba all'idrogeno detonata nella storia dell'umanità, nel 1961, che portava con sé un'energia pari a $2.4 \cdot 10^{24}$ erg, abbiamo che ad un uragano classificato come forte, uno di quelli che statisticamente si verifica due volte l'anno, viene attribuita un'energia di un ordine di grandezza superiore ($3.0 \cdot 10^{25}$ erg). Allo stesso modo la sola energia elastica di un terremoto di media intensità, con probabilità di verificarsi una volta l'anno, comporta la liberazione di $6.5 \cdot 10^{23}$ erg. Se consideriamo invece l'energia totale associata a tale evento avremmo un ordine di grandezza superiore, superando di circa 2.5 volte l'energia presa a riferimento (Osipov, 2002; Pisarenko et al. 2006).

1. INTRODUZIONE

Questi dati vogliono evidenziare come il rischio associato alle calamità naturali non possa non essere considerato in ogni fase decisionale relativa alla sicurezza della vita umana e alle attività ad essa collegate. È per questo motivo che nella fase di progettazione degli edifici, risulta necessario considerare azioni straordinarie agenti sulle strutture aventi entità che possano andare a comprometterne la sicurezza. Focalizzando l'attenzione sui soli eventi sismici, notiamo che statisticamente nel mondo si verificano ogni anno un numero elevato di eventi (in media 1'666 eventi registrano una magnitudo maggiore di 5.0) potenzialmente in grado di recare danni gravi a persone e beni materiali. In Figura 1 vengono riportati il numero di eventi sismici e di vittime da essi generati a partire dal 1990. I dati possono essere riassunti come:

- 1 evento in media all'anno avente magnitudo maggiore di 8;
- 14 eventi in media all'anno aventi magnitudo compreso tra 7.0 e 7.9;
- 137 eventi in media all'anno aventi magnitudo compreso tra 6.0 e 6.9;
- 1514 eventi in media all'anno aventi magnitudo compreso tra 5.0 e 5.9;
- 35241 vittime in media per ogni anno.

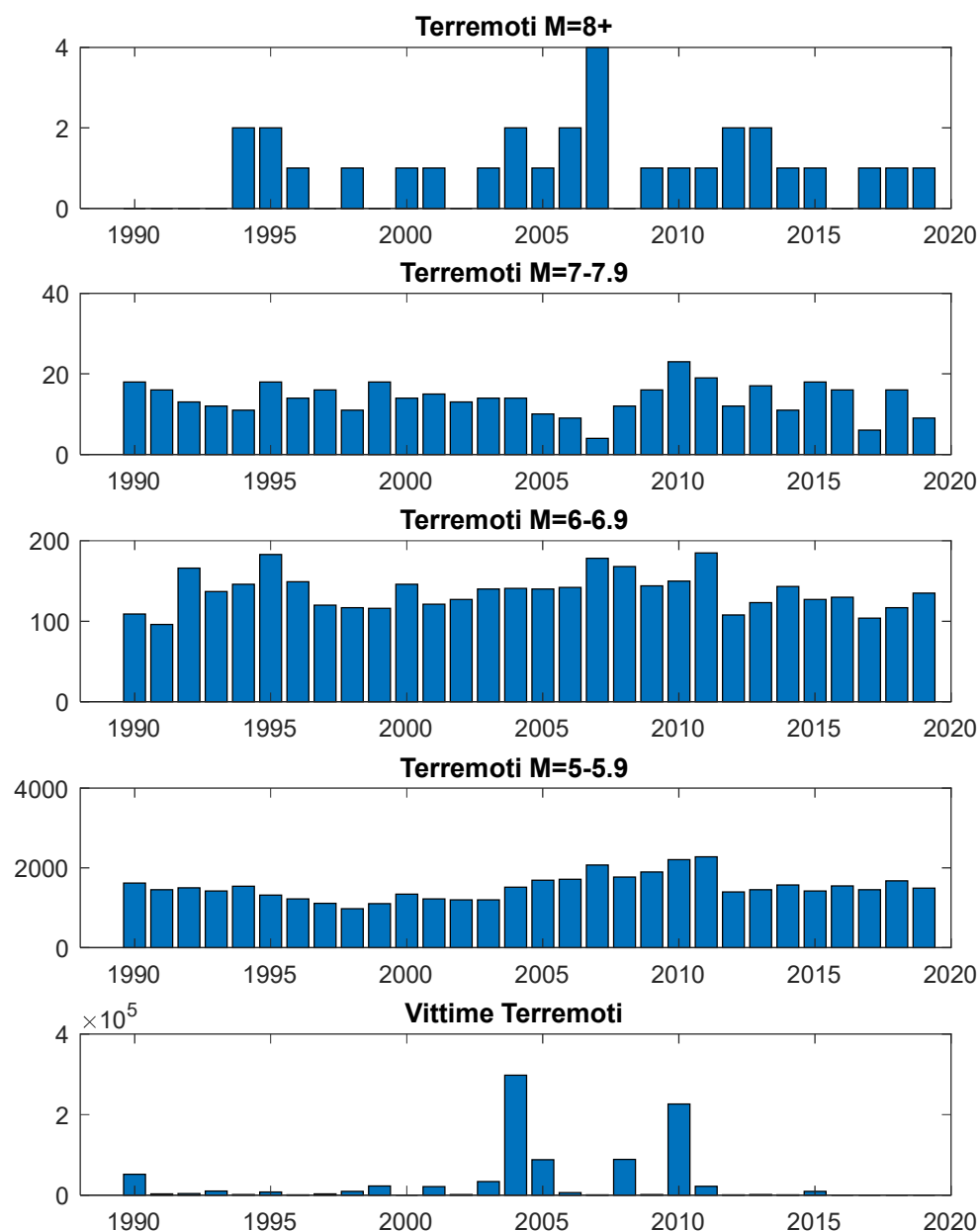


Figura 1 Eventi sismici e vittime dal 1990 nel mondo [U.S. Geological Survey]

È interessante osservare inoltre come solo tre terremoti verificatisi in questo secolo (dal 2000 ad oggi) possano essere classificati tra i più grandi registrati, in particolare si sono registrati tre eventi aventi magnitudo maggiore o uguale a 9 (Sumatra nel 2004, Sichuan, Cina 2008 e Giappone 2011).

La classificazione dell'evento sismico attraverso il valore di magnitudo, strettamente legata all'energia rilasciata dal sisma, risulta sicuramente uno strumento valido per la valutazione dei terremoti potenzialmente dannosi. Tuttavia è noto che, un terremoto con elevata magnitudo non comporta sempre un elevato valore di perdite:

1. INTRODUZIONE

ad esempio, il terremoto di Haiti del 2010, nonostante una magnitudo pari a 7 ha causato oltre 300'000 vittime [Hou et al. 2011] mentre il terremoto del Cile avente un'energia liberata maggiore di 3 ordini di grandezza ($M_w=8.8$) ha causato 500 vittime [Wyss, 2010]. Pare evidente che limitarsi a classificare un evento sismico in funzione della magnitudo risulta limitante poiché sono vari i parametri che vanno ad influenzare la capacità distruttiva di un evento. In particolare possiamo evidenziare:

- Il fenomeno naturale, come il tipo di rottura della crosta ed i relativi parametri (posizione dell'epicentro, profondità, meccanismo focale, geometria di faglia, ecc.);
- Le caratteristiche locali del sito che possono influire sulle caratteristiche di scuotimento e favorire effetti cosismici, come fratture, liquefazioni e frane;
- Altri due parametri che rientrano nell'equazione del rischio ovvero l'esposizione e la vulnerabilità delle costruzioni.

Un ulteriore aspetto, non secondario, da considerare nella valutazione degli effetti che un evento sismico genera su un territorio è relativo all'impatto economico che viene generato.

In Tabella 1 vengono riportate alcune stime di danno causate da alcuni dei terremoti verificatisi negli ultimi 25 anni [Parker et al. 2012].

Tabella 1 Conseguenze causate da alcuni tra i più violenti terremoti

Terremoto	Canterbury - Nuova Zelanda (2010-2011)	Tohoku - Giappone (2011)	Centro sud Cile (2010)	Kobe Giappone (1995)	Northridge (U.S.A.) (1994)
Stima del danno	185 morti 150'000 edifici danneggiati 30'000 edifici distrutti	15'000 morti 600'000 edifici danneggiati 300'000 edifici distrutti	500 morti 450'000 edifici distrutti o danneggiati, danno alle infrastrutture	6'000 morti 300'000 edifici danneggiati 100'000 edifici distrutti	60 morti 100'000 edifici danneggiati o distrutti
Danno economico	8% PIL	4-6% PIL	10% PIL	4% PIL	Quota molto piccola PIL
Settori Economici	Turismo e istruzione	Nucleare, agricolo, ittico	Agricolo, ittico, industriale	Portuale, import, export	Produzione e servizi
Perdite	30 miliardi \$	200 miliardi \$	30 miliardi \$	100 miliardi \$	40 miliardi \$

In particolare vorremmo soffermarci sul caso della sequenza sismica di Canterbury (Nuova Zelanda). Nonostante le due scosse sismiche principali avessero magnitudo relativamente limitate ($M_w=7.0$ la prima scossa del 4 settembre 2010 e $M_w=6.3$ la scossa successiva del 22 febbraio 2011), i danni generati sull'economia del paese risultano essere estremamente rilevanti, pari a circa il 10% del prodotto interno lordo dell'intero paese (PIL). Se alcuni settori come l'esportazione dei beni prodotti e l'attività manifatturiera hanno ben resistito alle conseguenze del sisma, altri strettamente legati al turismo e alle attività ricettive hanno subito ingenti danni dovuti ad un calo dei visitatori internazionali e ad una diminuzione della popolazione.

Si stima infatti che la popolazione in età lavorativa di Canterbury si sia ridotta di circa 28.000 unità nell'anno 2011. Più in generale sembra probabile che la popolazione sia diminuita di almeno il 2% (un dato significativo della perdita è legato alla riduzione a livello internazionale del numero di studenti), ma alcuni indicatori suggeriscono che

il calo avrebbe potuto raggiungere il 6% [Parker et al. 2012]. In questo specifico caso va inoltre evidenziato come il processo di ricostruzione sia stato fortemente influenzato dalla seconda scossa sismica verificatasi nel mezzo delle attività.

Questi dati vogliono evidenziare come i danni recati da un evento sismico possano essere distinti in danni diretti (cioè la perdita di vite, infortuni e i danni diretti ai beni) e indiretti. Tuttavia, dal punto di vista economico risultano essere molto più significativi i danni indiretti legati all'impossibilità di aziende e settori produttivi di proseguire con le proprie attività. Nel caso sopra citato pare evidente come il danno associato all'impossibilità da parte di strutture ricettive di ospitare turisti risulti molto più impattante sull'economia dell'area rispetto ai danni verificatosi alle strutture stesse.

Continuando a trattare i danni indiretti è inoltre importante osservare come non sia solo l'evento sismico in sé da essere considerato come scenario di rischio ma, vanno tratte anche alcune considerazioni in merito ai fenomeni naturali indotti come tsunami o incidenti tecnologici che possono portare a perdite impreviste. In questo caso si parla di incidenti a rischio multiplo, come possono essere quelli causati da centrali nucleari o impianti soggetti a gravi rischi in caso di incidente come dighe e frane. Un chiaro esempio di conseguenze di incidente a rischio multiplo è quello causato dal terremoto di Tohoku del 2011 con seri danni alla centrale nucleare di Fukushima.

1.1 Il caso specifico dell'Italia

Nella sezione precedente abbiamo esaminato come le catastrofi naturali, ed in particolare i terremoti, possano incidere pesantemente sulla sicurezza e sull'economia mondiale. In questa sezione approfondiremo il caso specifico dell'Italia, con le sue peculiarità.

Studi recenti hanno evidenziato come il costo economico associato a catastrofi naturali viene stimato in media tra i 3.3 e 4 miliardi di euro all'anno. In coerenza ai dati mondiali, anche per l'Italia si osserva una tendenza crescente a partire dalla metà del secolo scorso [Dolce et al. 2017; Paleari 2018].

Il dipartimento di protezione civile, in seguito all'aggiornamento della classificazione sismica del territorio italiano, ha evidenziato come:

- Il 44% del territorio ed in particolare il 36% dei comuni italiani si trovano in zona ad alta sismicità (zone sismiche 1 e 2);

- Il 16% del territorio si trova in zone con elevato rischio nei confronti di frane e alluvioni.

Concentrandoci sui dati relativi al sisma, che contribuiscono per il 75% delle perdite annue all'economia italiana causate da eventi naturali, si osserva come oltre il 90% dei comuni di cinque regioni (Marche, Molise, Basilicata, Calabria e Sicilia) si trovino in aree ad elevata pericolosità sismica e, all'interno di essi si trovino inoltre ben 19'000 beni culturali, pari al 10% dell'intero patrimonio culturale italiano.

Al rischio intrinseco, strettamente legato alla pericolosità sismica del luogo (rappresentato in Figura 2), vanno aggiunti altri elementi che amplificano il pericolo tra cui:

- La fragilità del patrimonio edilizio esistente: oltre il 60% degli edifici è stato realizzato prima del 1974, ovvero antecedente all'entrata in vigore della prima normativa sismica nazionale;
- Il continuo consumo di suolo: la percentuale di copertura artificiale del suolo in Italia è pari al 7% contro la media europea pari al 4.5%;
- Lo sviluppo urbano spesso incontrollato con la costruzione di immobili in zone ad alto rischio.

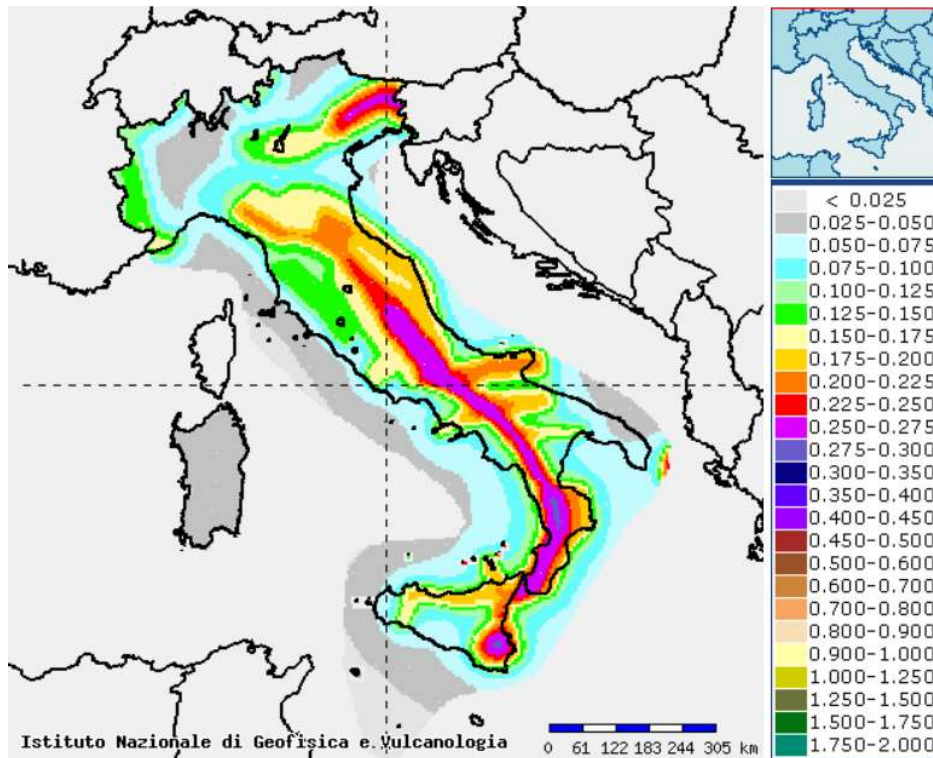


Figura 2 Mappa di pericolosità sismica dell'Italia

Questi dati, vengono confermati dalle ricerche effettuate da parte del dipartimento della Protezione Civile pubblicate nel 2017 [Dolce et al. 2017], dove vengono confrontati tra loro gli effetti generati da tre grandi terremoti verificatisi in Italia: Umbria e Marche, nel 1997, Abruzzo, nel 2009, Emilia-Romagna nel 2012. Nello studio non sono presenti considerazioni in merito all'ultimo evento sismico verificatosi nel centro Italia nel 2016 ma le conclusioni che possiamo trarre sono comuni. I tre eventi individuati, nonostante abbiano pari magnitudo e profondità epicentrale, sono molto diversi l'uno dall'altro in termini di energia rilasciata, caratteristiche sismo tettoniche, densità di popolazione, condizioni socio-economiche delle aree colpite. Nonostante ciò, presentano valore di perdite economiche totali molto simili: ovviamente la ripartizione delle stesse risulterà differente in funzione delle aree colpite.

Per capire meglio, risulta utile riportare brevemente come l'evento si sia verificato nei tre casi citati. Iniziando dall'evento meno recente è importante sottolineare come all'interno della sequenza sismica si possano individuare tre scosse principali, la prima il 26 settembre 1997, alle 00:33 avente magnitudo pari a 5.7, che colpì la zona di Colfiorito nella regione dell'Umbria settentrionale, vicino al confine con la regione Marche. Nove ore dopo, si verificò uno shock più forte, M_w 6.01. Per questi due eventi

sono state registrate 11 vittime, principalmente a causa del secondo shock. Infine, un terzo shock importante seppur di magnitudo inferiore (M_w 5.65), si è verificato verso sud dopo 18 giorni. Il secondo evento analizzato avvenne il 6 aprile 2009, un terremoto di M_w 6.3, ha colpito la città de L'Aquila e le aree circostanti dell'Italia centrale, causando 308 morti. La scossa principale è stata percepita da migliaia di persone. Successivamente si verificarono una serie di scosse di assestamento, sette delle quali con magnitudo maggiore di 5.0. Infine nel maggio 2012, la parte centrale della Pianura Padana è stata colpita da una grave sequenza di terremoti. Lo shock principale ($M_w=5.9$) si è verificato il 20 maggio alle 4:03 del mattino e ha causato la morte di sette persone. Il suo epicentro fu localizzato in Emilia, 30 km circa ad ovest rispetto la città di Ferrara. Pochi giorni dopo, il 29 maggio, una seconda scossa (M_w 5.66) si è verificato circa 12 km a sud-ovest e ha causato la morte di altre 19 persone. Caratteristica molto particolare di questo sisma è relativa alla componente verticale prossima agli 0.9 g, valore molto elevato se confrontato con il picco orizzontale pari a 0.29g nei siti di Mirandola e San Felice sul Panaro.

La principale differenza che possiamo evidenziare tra gli eventi elencati è relativa alle zone colpite. Infatti, se il sisma in Umbria ha interessato piccoli villaggi con intensità distruttiva e qualche piccola città con intensità minore, il sisma del 2009 ha colpito con intensità maggiore la città de L'Aquila con i suoi 75'000 abitanti circa, infine il terremoto in Emilia-Romagna ha invece colpito una delle aree con maggior densità dell'intero paese, interessando pertanto un numero elevato di piccole città (10-30'000 abitanti). A sostegno di quanto scritto è utile far riferimento ai dati ricavati dal resoconto della Protezione Civile, riportati in Tabella 2, che evidenziano la popolazione entro 10, 20 e 30 km dall'epicentro dello shock principale.

Tabella 2 Popolazione colpita dai tre sismi esaminati

	Umbria-Marche 1997	Abruzzo 2009	Emilia 2012
Popolazione entro 10 km	7567	74'697	37'680
Popolazione entro 20 km	92'181	93'684	200'778
Popolazione entro 30 km	221'900	128'109	468'922

1. INTRODUZIONE

Nonostante le differenze sopra descritte, se consideriamo le perdite dirette complessive, in tutti e tre i casi raggiungiamo gli stessi valori pari a circa 12-15 miliardi di euro. La sequenza sismica in Umbria-Marche del 1997 ha fortemente influenzato gli edifici delle abitazioni e il patrimonio culturale, e le relative attività turistiche. Nel terremoto del 2009 in Abruzzo, con il capoluogo di Regione situato proprio nella zona epicentrale, l'impatto principale è stato sulle abitazioni e edifici storici della città e, sebbene piuttosto limitati, sul settore terziario. Nel caso dell'Emilia (2012) il terremoto ha colpito una zona tra le più industrializzate d'Italia generando perdite dirette nella produzione (agricoltura e industrie). Nell'area epicentrale del terremoto del 2012 sono stati colpiti più di 47.000 imprese e 187.000 lavoratori. Sono state stimate perdite dirette totali dell'ordine di 5,4 miliardi di € per la sola produzione.

In generale i terremoti italiani rientrano in una gamma piuttosto limitata di magnitudo e profondità. Il catalogo dei terremoti storici [Guidoboni et al. 2007; Rovida et al. 2011] mostrano solo alcuni casi con magnitudo prossima al 7. Analizzando il catalogo si osserva la massima M_w pari a 7.4 (1693, terremoto della Sicilia orientale). Inoltre, alcune delle più grandi magnitudo storicamente registrate potrebbero essere il risultato di un danno cumulativo causato da più di un evento sismico verificati in un lasso di tempo molto breve [Burrato et al. 2008]. Infatti magnitudo sopra 8 non sono realistiche per la dimensione, la lunghezza e le profondità delle faglie presenti sul territorio nazionale. Nonostante ciò, come abbiamo visto nei casi precedentemente descritti, il rischio che tali eventi comportano è estremamente alto. Nel solo periodo 1980-2013 il costo economico generato dai terremoti ammonta a 84 miliardi di euro, con una media di 2.55 miliardi di euro all'anno.

A seguito del terremoto in Abruzzo, il governo ha lanciato un piano nazionale per la prevenzione del rischio sismico, con un budget totale di 965 milioni di euro nel periodo 2010-2016. Tali fondi sono stati principalmente utilizzati per ridurre la vulnerabilità sismica di edifici pubblici e privati (87% delle risorse assegnate). Con la legge 90/2013 [Legge 90 del 03.08.2013], si è introdotto un'imposta di detrazione specifica (Sisma bonus) del 65% per i lavori eseguiti per la realizzazione di edifici antisismici situati in zone sismiche 1 e 2, con un massimale di spesa di 96.000 euro. L'incentivo fiscale, esteso fino alla fine del 2016, con effetto dal 2017 al 2021 attraverso la legge 232/201 [Legge 232 del 11.12.2016] ha ridotto la detrazione fiscale

al 50%, aumentandola al 70% e all'80% per un miglioramento funzionale della proprietà, rispettivamente, di una e due classi di rischio.

È all'interno di questo ambito che verrà sviluppata la seguente tesi con lo scopo di identificare metodologie per la determinazione del rischio sismico relativo al patrimonio edilizio esistente. In particolar modo, grazie all'esperienza acquisita con il terremoto che ha colpito l'Emilia-Romagna, dove è stata ulteriormente rimarcata l'incapacità da parte degli edifici prefabbricati di resistere alle forze orizzontali, il presente lavoro si propone di valutare il rischio sismico di questa tipologia di edifici largamente diffusi nelle attività produttive italiane. Per far ciò si ritiene utile riprendere le principali indicazioni ricavate dal corpo della protezione civile in seguito al sisma dell'Emilia in merito agli edifici prefabbricati che hanno subito la maggior parte del danno. Quest'ultimo è da attribuirsi principalmente a:

- Caratteristiche specifiche del movimento del suolo, in termini di contenuto a bassa frequenza e grandi spostamenti spettrali;
- Elevata accelerazione verticale;
- Elevata vulnerabilità degli edifici prefabbricati, progettati senza alcuna disposizione nei confronti del sisma, a causa della tardiva classificazione sismica dell'area (2005).

Da un punto di vista ingegneristico [Magliulo et al. 2012 ; Savoia et al. 2012], i numerosi crolli e danni gravi registrati devono essere principalmente attribuiti a:

- Mancanza di collegamenti strutturali tra elementi orizzontali prefabbricati (travi, tegoli, ecc.) e tra travi e colonne;
- Uso di pesanti pannelli prefabbricati a parete, inadeguatamente ancorati alla struttura principale ed interagenti in modo sfavorevole con la stessa;
- Scaffali da magazzino particolarmente pesanti, scarsamente o per nulla rinforzati, il cui crollo o i grandi spostamenti hanno causato sollecitazioni orizzontali improprie sulla struttura principale, favorendone a sua volta il crollo.

Nel periodo immediatamente successivo al sisma, il lavoro da parte del legislatore si è focalizzato nella ricerca di una soluzione al problema relativo alla rapida riattivazione delle attività produttive all'interno degli edifici industriali, principalmente realizzati con strutture prefabbricate in calcestruzzo armato. Sono

1. INTRODUZIONE

state pertanto individuate delle linee guida contenenti interventi al fine di ridurre le vulnerabilità locali rimarcate durante i due eventi principali. Al fine di ridurre immediatamente il rischio di crollo degli edifici prefabbricati nell'area interessata, il decreto legge n. 74 [legge 6 giugno 2012] ha istituito i seguenti interventi da realizzare obbligatoriamente prima di concedere l'agibilità degli edifici [Belleri et al. 2012; Dolce et al. 2014]:

- Realizzazioni di connessioni strutturali, se mancanti o inadeguate (pilastri e travi);
- Adeguate connessioni tra pannelli murali e struttura;
- Rinforzo/adeguato per gli scaffali da magazzino;
- Altri interventi in caso di evidenti esigenze strutturali.

Questi interventi, considerati come interventi locali, secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni vigenti all'epoca di emanazione della legge [NTC 2008], richiedono quindi solo la verifica locale della forza e non le verifiche globali della sicurezza strutturale, accelerando così la progettazione e l'esecuzione delle opere.

1.2 Organizzazione del lavoro

Come abbiamo potuto analizzare in questo capitolo introduttivo, i danni generati dagli eventi sismici hanno un forte impatto sulle regioni colpite. In particolare, quando l'evento si verifica in zone ricche di insediamenti produttivi si evidenzia come il danneggiamento di questi ultimi porta a gravi conseguenze sull'economia nazionale riducendo di vari punti percentuali il prodotto interno lordo della regione colpita. Tali difficoltà vanno poi a ripercuotersi sugli abitanti delle zone colpite che, oltre a dover fronteggiare l'emergenza al sisma, si trovano in difficoltà economiche per l'interruzione forzata delle attività lavorative.

Per tutti questi motivi, il seguente lavoro si pone l'obiettivo di individuare metodologie che possano essere utilizzate per la valutazione del rischio sismico di queste strutture. Purtroppo, nella maggior parte dei casi il terremoto non viene percepito come un pericolo reale, ma un evento straordinario per cui non debbano essere presi accorgimenti particolari, andando ad intervenire solo in seguito all'evento quando vengono evidenziate tutte le carenze strutturali degli edifici.

Per questo motivo risulta molto importante individuare una metodologia che sia in grado di evidenziare il reale rischio di queste strutture e che sia in grado di comunicarlo in modo chiaro ai vari stakeholders.

Capitolo 2

Nella prima parte di questa tesi verranno pertanto analizzate le principali vulnerabilità connesse ad edifici prefabbricati andando a valutare in termini tecnici ed in termini economici l'impatto che il collasso di questi elementi genera sull'intero edificio. Ovviamente il punto di partenza di quest'operazione prescinde da una profonda conoscenza delle normative storiche che ci consentono di apprendere come l'edificio è stato progettato e realizzato. Tale aspetto assume valore fondamentale in una nazione come l'Italia, dove la grande ricostruzione avvenuta in seguito alla seconda guerra mondiale ha portato ad un grande sviluppo in modo "caotico" e con tempi ridotti.

Capitolo 3

Note le principali vulnerabilità di questi edifici, nel capitolo 3 vengono analizzate le modalità d'analisi più diffuse presenti in letteratura e già ampiamente utilizzate per quanto riguarda i settori inerenti all'edilizia residenziale mentre presentano un utilizzo più limitato nei confronti di strutture prefabbricate industriali. Proprio per questo motivo al termine del capitolo verranno mostrate le principali peculiarità di questa tipologia di strutture e le modifiche delle metodologie precedentemente descritte al fine di poterle applicare anche a queste strutture.

Capitolo 4

Il proseguo del lavoro consiste nella valutazione di differenti casi studio al fine di applicare le metodologie proposte nei primi capitoli della tesi. In particolare nel capitolo 4, si riporta l'applicazione ad un caso studio di una procedura basata su sensori MEMS che sia in grado di affiancarsi al lavoro svolto dai tecnici in seguito all'evento sismico per stimare lo stato di salute dell'edificio. Tali operazioni vengono infatti svolte attraverso analisi di tipo visivo senza conoscere il reale stato di sollecitazioni degli elementi. L'introduzione di un'adeguata strumentazione fornirebbe dati certi che, consentirebbero di conoscere la storia di carico dei vari elementi, mettendo così a disposizione un maggior numero di informazioni per valutare la sicurezza dell'edificio. Un tale strumento consentirebbe di accelerare i

processi che si innestano in seguito ad un evento sismico oltre che a stimare il valore delle perdite economiche attese in tempi brevi (qualche minuto), il che è un'informazione di interesse sia per il proprietario degli immobili che per gli enti governativi.

Capitolo 5

I casi studio successivi, descritti al capitolo 5, si pongono l'obbiettivo di studiare l'influenza della modellazione di un edificio prefabbricato sui risultati finali. In particolare dopo aver richiamato le principali normative relative agli anni '80, si analizza l'influenza della modellazione della copertura per differenti siti ad intensità sismica crescente (Milano, Napoli e L'Aquila) andando a valutare sia il superamento dello stato limite di danno (collasso delle chiusure perimetrali) che lo stato limite ultimo (collasso di un elemento della struttura principale) nonché il valore delle perdite economiche attese e le tempistiche necessarie al ripristino delle condizioni precedenti al sisma. Un ulteriore aspetto d'analisi associato alla modellazione è relativo al confronto tra i modelli generalmente realizzati dai professionisti con modelli più completi che prevedano la modellazione esplicita delle chiusure perimetrali. Anche in questo caso verranno effettuati i confronti negli stessi termini visti per l'analisi della copertura.

Capitolo 6

Nell'ultimo capitolo, viene dapprima analizzata una procedura semplificata in grado di stimare il valore delle perdite economiche attraverso metodologie d'analisi legate alla valutazione dello spostamento degli elementi, per poi verificarne l'affidabilità attraverso il confronto con procedure più raffinate. In particolare in questo capitolo, vogliamo immedesimarci in un professionista a cui viene attribuito il compito di valutare lo stato di salute dell'edificio e individuare successivamente una strategia di retrofit che possa innalzare lo stato di sicurezza e allo stesso tempo ridurre il valore delle perdite economiche attese.

1.3 Riferimenti

Belleri A, Riva P, Nascimbene R (2012) Comportamento sismico e attività di messa in sicurezza di edifici industriali/Seismic behaviour and retrofit of precast industrial buildings. Progett Sismica 3:131–139—special issue: Emilia, 20–29 maggio 2012.

Burrato P, Valensise G (2008) Rise and fall of a hypothesized seismic gap: source complexity in the Mw 7.0 16 December 1857 Southern Italy earthquake. Bull Seismol Soc Am 98:139–148. doi:10.1785/0120070094.

Decreto legge 6 giugno 2012, n. 74: 'interventi urgenti per le popolazioni colpite dagli eventi sismici nelle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo il 20 e il 29 maggio 2012', G.U. n. 131 del 7 giugno 2012.

Decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, 'Norme tecniche per le costruzioni', G.U. n. 29 del 04 febbraio 2008 e successiva circolare applicativa del 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP., G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009.

Dolce M, Di Bucci D (2014) National Civil Protection Organization and technical activities in the 2012 Emilia earthquakes (Italy). Bull Earthq Eng 12(5):2231–2253. doi:10.1007/s10518-014-9597-x.

Dolce M, Di Bucci D (2017), "Comparing recent Italian earthquakes", Bull Earthquake Eng (2017) 15:497–533 DOI 10.1007/s10518-015-9773-7.

Guidoboni E, Ferrari G, Mariotti D, Comastri A, Tarabusi G, Valensise G (2007) CFTI4Med, catalogue of strong earthquakes in Italy (461 B.C.-1997) and Mediterranean area (760 B.C.-1500). INGV-SGA. <http://storing.ingv.it/cfti4med/>.

1. INTRODUZIONE

Hou L. and Shi P. (2011), "Haiti 2010 Earthquake—How to Explain Such Huge Losses?";, 2 (1): 25–33, Disaster Risk Sci. DOI:10.1007/s13753-011-0003-x.

Legge 90 del 03.08.2013, Conversione, con modificazioni, del DL 4 giugno 2013, n. 63 'Disposizioni urgenti per il recepimento della Direttiva 2010/31/UE del Parlamento europeo e del Consiglio del 19 maggio 2010, sulla prestazione energetica nell'edilizia per la definizione delle procedure d'infrazione avviate dalla Commissione europea, nonché altre disposizioni in materia di coesione sociale', GU n. 181 del 03.08. 2013.

Legge 232 del 11.12.2016, 'Bilancio di previsione dello Stato per l'anno finanziario 2017 e bilancio pluriennale per il triennio 2017-2019', GU n. 297 del 21.12.2016 (SO n. 57).

Magliulo G, Ercolino M, Petrone C, Coppola O, Manfredi G (2012) Il ruolo dei collegamenti nella risposta sismica esibita dalle strutture prefabbricate durante il terremoto dell'Emilia/The influence of connections on the seismic response exhibited by precast structures during Emilia earthquake. Progett Sismica 3:121–130—special issue: Emilia, 20–29 maggio 2012 (in Italian).

Osipov V. I., (2002) "Natural Risk Management," Vestn. Ross. Akad. Nauk, No. 8 Herald of the RAS 72, 343–345 (2002).

Paleari S. (2018), "Natural disasters in Italy: do we invest enough in risk prevention and mitigation?", International Journal of Environmental Studies, 75:4, 673–687, DOI: 10.1080/00207233.2017.1418995.

Parker M. and Steenkamp D. (2012), "The economic impact of the Canterbury earthquakes", Volume 75 No. 3, September 2012, Reserve Bank of New Zealand Bulletin.

Pisarenko V. F., and Rodkin., M. V. (2006), "Natural Disasters: Statistics and Forecasts", Vol. 76, No. 6, pp. 542–548. Herald of the Russian Academy of Sciences, DOI:10.1134/S1019331606060049.

Rodkin., M. V. and Pisarenko V. F. (2000), "The Economic Damage and Victims from Earthquakes: Statistical Analysis," Vychisl. Seismol., No. 31, 42–72.

Rovida A., Camassi R., Gasperini P., Stocchi M. (2011) "Catalogo parametrico dei terremoti Italiani", Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Savoia M, Mazzotti C, Buratti N, Ferracuti B, Bovo M, Ligabue V, Vincenzi L (2012) Terremoto Emilia–danni ad edifici produttivi a struttura prefabbricata/Emilia earthquake–damage to buildings in manufacturing prefabricated structure. Progett Sismica 3:109–119–special issue: Emilia, 20–29 maggio 2012.

U.S. Geological Survey - Web page <https://www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/lists-maps-and-statistics>

Wyss M. (2010), "Predicting the Human Losses Implied by Predictions of Earthquakes: Southern Sumatra and Central Chile", 167, 959–965, Springer Basel AG DOI 10.1007/s00024-010-0090-4.

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Come abbiamo già indicato nel capitolo introduttivo, si rimarca come nella definizione di rischio sismico, siano molteplici i fattori che rientrano nell'equazione di calcolo. Tra i più importanti troviamo sicuramente la voce relativa alle vulnerabilità intrinseche degli stessi edifici.

Le ragioni di tali vulnerabilità possono essere assoggettate a molteplici cause. Innanzitutto vorremmo ricordare come la maggior parte degli edifici esistenti sia legata alla ricostruzione edilizia del secondo dopoguerra. Questo dato vuole rimarcare come, la maggior parte delle strutture abbia superato la vita nominale dell'opera pari a 50 anni. Inoltre, la mancata e/o ridotta manutenzione delle stesse e dei materiali che le costituiscono hanno portato ad un lento e costante declino delle prestazioni strutturali. È importante evidenziare come il degrado dei materiali abbia un andamento esponenziale; infatti, in seguito all'instaurarsi di un primo decadimento prestazionale, il successivo avviene con tempi estremamente ridotti.

Inoltre, va ricordato che, solo nel 1974 venne emanata la prima legge antisismica nazionale. Risulta pertanto che la maggior parte del patrimonio esistente è stato realizzato in assenza di adeguate normative sismiche. Solo nei casi più virtuosi, o dove il carico del vento è tale da compromettere la sicurezza dell'edificio, vi è all'interno delle strutture un'adeguata organizzazione degli elementi strutturali con il compito di trasferire queste sollecitazioni portandole in fondazione.

Pertanto possiamo dire che la maggior parte delle strutture, non solo risulta sottodimensionata ai carichi sismici, ma non presenta nemmeno un'organizzazione

in grado di trasferire forze orizzontali, anche se di lieve intensità. Diventa pertanto fondamentale, per chiunque voglia interessarsi al calcolo del rischio sismico di edifici esistenti, comprendere come l'evolversi della normativa abbia influenzato la progettazione nelle varie epoche storiche.

2.1 Evoluzione delle normative sismiche in Italia

Quando trattiamo edifici esistenti, uno dei punti fondamentali dell'analisi consiste nella determinazione dello stato di conoscenza dell'edificio. La stessa normativa [N.T.C 2018 e circolare applicativa] prevede diversi livelli di conoscenza che ci consentono di abbattere le resistenze dei materiali in funzione di come e cosa conosciamo dell'edificio che stiamo studiando. Se per alcuni aspetti un buon rilievo ci consente di reperire informazioni utili, come stimare i carichi gravitazionali, le masse agenti ed individuare i principali elementi della struttura, per altre informazioni risulta quasi impossibile reperirle (un esempio è rappresentato dall'individuazione dell'armatura e/o dei dettagli costruttivi contenuti in elementi in calcestruzzo armato).

Per questo motivo, sono state studiate tipologie specifiche di analisi che consentono di stimare tali informazioni: uno dei metodi più efficienti è quello relativo al progetto simulato, dove avvalendoci anche di progetti originali di edifici simili all'edificio da analizzare, si procede al dimensionamento della struttura con gli stessi metodi e normative dell'epoca di costruzione.

Risulta quindi fondamentale comprendere e conoscere l'evoluzione delle normative sismiche che ha via via portato all'attuale codice [N.T.C. 2018]. Inoltre, il confronto tra i carichi previsti dalle normative storiche e quelle attuali ci consente di determinare quanto sia il potenziale deficit in termini di prestazioni che la struttura presenta.

Nonostante si fosse precedentemente evidenziato come il primo provvedimento nazionale, che considerasse il sisma tra i carichi da prevedere nella determinazione delle sollecitazioni, risalisse al 1974, sappiamo che il primo atto ufficiale che prevede degli accorgimenti da seguire nella realizzazione di edifici per la sicurezza sismica è ben più antico, risale infatti al 1627. In seguito al gravissimo terremoto che colpì la Campania, fu studiato un metodo costruttivo definito "baraccato alla beneventana" basato su una struttura intelaiata in legno, in grado di sfruttare strutture leggere, cementate con malta e successivamente intonacate. Si susseguiranno negli anni

una serie di emendamenti (riportati in Tabella 3) il cui scopo era quello di prevedere degli interventi da eseguire per migliorare la sicurezza delle strutture. Tuttavia tali prescrizioni possono essere considerate al pari di linee guida da seguire nella realizzazione di interventi per le sole aree colpite da eventi sismici. Non viene mai richiesta la quantificazione delle azioni orizzontali.

Tabella 3 Normative sismiche antecedenti al 1900

ANNO		Provvedimenti
1627	In seguito al sisma in Campania	Introduzione del "sistema baraccato alla beneventana"
1784	In seguito al sisma di Messina e Calabria	Conferma il "sistema baraccato alla beneventana" introducendo delle dimensioni minime per i vari elementi costituenti
1859	In seguito agli eventi di Napoli e Norcia	Fissa l'altezza massima delle strutture a 8.5m, spessore minimo delle murature a 60cm, impone una scarpata delle murature ad almeno 1/20 dell'altezza, prescrive il collegamento di muri interni ed esterni
1884	In seguito al sisma di Ischia	Fissa l'altezza massima per nuovi edifici a 10m, vieta strutture spingenti, limita la luce dei balconi a 60cm.

Il primo emendamento che richiede di quantificare l'intensità delle azioni risale al 1909 [Regio Decreto n. 193 del 18 Aprile 1909] come risposta agli eventi verificatisi in Calabria e Messina quattro anni prima. Tale norma, oltre ad escludere le strutture spingenti ed imporre il collegamento tra i vari elementi strutturali, limita l'altezza degli elementi in muratura a 5 m obbligando ad utilizzare "ossature in ferro, legno cemento o muratura armata per altezze superiori". All'interno di questo decreto vi sono anche aspetti di tipo urbanistico, che escludono infatti la possibilità di edificare in siti inadatti, ovvero terreni di tipo paludoso o soggetti al rischio di frana. Tra gli altri aspetti più importanti, e di assoluta novità per l'epoca, troviamo la prescrizione che obbliga il progettista a considerare forze statiche orizzontali e verticali proporzionali al peso della struttura stessa. Tuttavia tale norma non quantifica l'entità delle azioni, prescrivendo solo come le azioni generate dai carichi verticali debbano essere aumentate per considerare l'effetto sussultorio del sisma, mentre le azioni

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

dinamiche orizzontali debbano essere rappresentate attraverso una serie di accelerazioni applicate alle masse del fabbricato, agenti in entrambe le direzioni. Con l'estensione degli effetti di tale provvedimento a tutti i comuni della Calabria ed i circondari di Messina e Casalreale, si assiste alla prima zonizzazione sismica dell'Italia.

Bisognerà attendere altri 7 anni, fino al Decreto Legge n. 1526 del 05 novembre 1916, per quantificare le forze sismiche. In particolare si prescrive di incrementare del 50% le forze agenti lungo la verticale mentre quantifica le azioni sismiche orizzontali attraverso un coefficiente C (da moltiplicare per il peso di ogni elemento) pari a 0.125 per il piano terreno e 0.167 per i piani in elevazione. Successivamente, nel 1924, una nuova norma suggerisce come le due componenti orizzontali non agiscano contemporaneamente sulla struttura.

Con i terremoti verificatisi nella seconda metà degli anni '20, prima ad Ancona e Perugia e successivamente a Siena e Grosseto, viene emanata un'ulteriore legge [Regio Decreto n. 705 del 3 Aprile 1926] che ingloba anche questi territori nelle zone sismiche. Per la prima volta in Italia vengono introdotte le categorie sismiche distinguendo le aree già precedentemente indicate (aree sismiche in categoria 1) da queste nuove aree classificate in seconda categoria. La classificazione del territorio, o per meglio dire una porzione di esso, consente di modificare le prescrizioni in funzione della categoria in cui si ricade. È proprio con questa legge e la successiva del 1927 [Regio Decreto Legge 13 marzo 1927 n.431] che viene introdotta la seconda categoria, vengono inoltre inserite prescrizioni al fine di differenziare le sollecitazioni in funzione delle caratteristiche locali del sito. Sempre con questi provvedimenti vengono definite le dimensioni minime di pilastri in 30x30cm e definiti i coefficienti sismici per la seconda categoria pari ad un incremento del carico verticale del 33% ed i coefficienti C pari a 0.100 e 0.125 rispettivamente per il piano terra ed i superiori. L'effettiva zonizzazione delle aree interessate avvenne solo nel 1930 [Regio Decreto n. 682 del 3 Aprile 1930].

La successiva modifica rilevante nella valutazione sismica avviene nel 1937 [Regio Decreto 22 novembre 1937, n. 2105] con la riduzione dei coefficienti per le forze verticali dal 50% al 40% in categoria 1 e dal 33% al 25% in categoria 2. Allo stesso modo vengono ridotti i coefficienti per la determinazione della componente orizzontale a 0.100 per le zone in cat.1 e 0.07 per le zone in cat.2 uniformandole per

tutta l'altezza dell'edificio. Infine viene quantificato a $1/3$ la riduzione dei carichi accidentali nominali introdotti solo due anni prima. Tale norma viene tuttavia ricordata in quanto per la prima volta viene presa la visione della natura dinamica del sisma. Questo concetto non verrà più ripreso fino al 1975.

Tornando all'evolversi della normativa, notiamo che la successiva prescrizione in ambito sismico avviene ben 25 anni dopo, nel 1962 [legge n. 1684 del 25 Novembre 1962], anno nel quale si introducono alcune novità come: la riduzione dell'azione sismica per condizioni geologiche favorevoli; nuovi limiti per le altezze massime ed il numero di piani; l'obbligo di introdurre le norme del buon costruire nei piani regolatori comunali; la ridefinizione dei coefficienti di proporzionalità, di distribuzione delle forze sismiche e per la riduzione dei sovraccarichi. Tale norma consente inoltre la realizzazione di strutture in muratura, in c.a., in acciaio ed in legno; vieta le strutture spingenti; elimina gli effetti sismici verticali tranne che per le strutture a sbalzo nelle quali viene quantificato un incremento costante del 40% per tutte le categorie. Da qui si susseguiranno una serie di circolari tra cui vogliamo ricordare la n. 6090 dell'11 Agosto 1969 "Norme per la progettazione, il calcolo, l'esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche", emanata a seguito del terremoto del Belice del 1968. Tale circolare fu il riferimento per le costruzioni in muratura armata e a pannelli prefabbricati degli anni Ottanta.

Il 1974 è da ritenersi l'anno della nascita delle norme tecniche per le costruzioni; infatti la legge n. 64 del 2 Febbraio 1974 ha delegato il Ministro dei lavori pubblici all'emanazione di norme tecniche per le costruzioni sia pubbliche che private, da effettuarsi con decreto ministeriale, di concerto con il Ministro dell'Interno, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, e con la collaborazione del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR). Inoltre prevede l'aggiornamento della classificazione sismica attraverso appositi decreti ministeriali e dà la possibilità di aggiornare le norme sismiche ogni qualvolta lo si ritenesse giustificato dalle conoscenze scientifiche. Lo stesso vale per la classificazione sismica, dove tuttavia si decide di operare come nel passato procedendo all'inserimento di nuovi comuni nella zonizzazione solo se colpiti da terremoti.

Nelle prime norme tecniche per le costruzioni in zona sismica, che vengono emanate l'anno successivo [Decreto Ministeriale del 3 Marzo 1975], troviamo tra i principali provvedimenti le definizioni dei nuovi criteri geotecnici per le opere di fondazione;

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

la definizione di nuovi limiti per le altezze ed il numero di piani per edifici in muratura, edifici a pannelli portanti o edifici in legno; la rimozione di ogni tipo di limite per costruzioni in c.a. o in acciaio; la possibilità di eseguire analisi di tipo statico o dinamico e la ridefinizione di nuovi coefficienti di proporzionalità, di distribuzione per le forze sismiche e di riduzione dei sovraccarichi.

La successiva modifica della regolazione sismica avviene ad inizi anni '80 con l'inserimento di una nuova categoria sismica [Decreto Ministeriale 7 Marzo e 21 luglio 1981] a cui viene attribuito un coefficiente C pari a 0.04 e successivamente nel 1984 [Decreto Ministeriale del 29 Febbraio, 5 marzo e 19 giugno 1984] vengono introdotti i coefficienti di amplificazione pari a 1.4 per le opere di importanza strategica e 1.2 per le opere a particolare rischio d'uso. Con questa serie di norme vengono classificate sismicamente le regioni della Basilicata, Puglia, Molise e successivamente alcune aree della Lombardia.

L'anno 1996 [Decreto Ministeriale del 9 gennaio 1996] vede l'introduzione di importanti novità nella determinazione delle azioni sismiche tali da renderle abbastanza simili a come le conosciamo oggi. Infatti per la prima volta vengono introdotti i concetti che oggi leghiamo alla duttilità delle strutture inserendo il coefficiente di risposta R, dipendente dal periodo fondamentale della struttura. Inoltre non si fa più riferimento al numero di piani negli edifici ma ad altezze massime, viene consentito l'utilizzo del metodo alle tensioni ammissibili per le verifiche sismiche e vengono limitati i danni alle parti non strutturali ed agli impianti imponendo un controllo degli spostamenti.

La classificazione sismica di tutto il territorio italiano avverrà tuttavia solamente nel 2003 [Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri. n. 3685 del 21 Ottobre 2003], dove l'intero territorio viene classificato in 4 zone. Vengono pertanto mantenute le zonizzazioni già presenti, introducendo la quarta categoria.

Nel 2008 entrano in vigore le "Norme tecniche per le costruzioni" [N.T.C. 2008] all'interno delle quali vengono regolamentati tutti gli aspetti relativi alla progettazione e verifica di strutture. Tali norme vengono abrogate e sostituite nel 2018 [N.T.C. 2018].

2.2. Principali vulnerabilità degli edifici esistenti prefabbricati in calcestruzzo armato

L'utilizzo di strutture prefabbricate, soprattutto in ambito industriale, è largamente diffuso in Italia. Questo perché sono innumerevoli i vantaggi che porta con sé la loro realizzazione rispetto alle tradizionali costruzioni gettate in opera.

Attraverso l'utilizzo della prefabbricazione è infatti possibile offrire tempi di esecuzione dell'opera più rapidi (vengono meno le fasi di preparazione, realizzazione dei casseri, getto e maturazione del calcestruzzo). Questa rapidità viene spesso convertita in prezzi di investimento e costi di progetto più bassi. Inoltre, standardizzando il processo produttivo in stabilimento, è possibile avere un maggior controllo della qualità, maggior sicurezza e maggior sostenibilità nella produzione.

Tuttavia, se questi aspetti rappresentano il punto di forza di questa tipologia costruttiva, possono anche rappresentare la principale critica nei confronti dell'opera realizzata per quanto concerne la resistenza ad azioni orizzontali dinamiche. L'assemblaggio dei vari componenti al fine di edificare la struttura, non consente di realizzare collegamenti equiparabili alla caratteristica monolitica di un getto continuo in calcestruzzo-armato.

È proprio negli elementi di collegamento che troviamo le principali vulnerabilità di questa particolare tipologia di costruzioni. Infatti, se la riduzione dei costi di cantiere e il controllo della produzione ci consentono di avere elementi caratterizzati da ottime prestazioni meccaniche, talvolta anche sovradimensionati per le azioni richieste, la realizzazione dei collegamenti deve essere garantita dalle operazioni di cantiere, dove il controllo risulta più difficoltoso.

Lo stesso schema statico viene influenzato da queste valutazioni, pertanto è in esso che riscontriamo il principale svantaggio di queste costruzioni. La resistenza ai carichi orizzontali è generalmente garantita da colonne monolitiche collegate alle travi di copertura. In alcuni casi tali collegamenti vengono realizzati mediante connessioni spinottate o attraverso la realizzazione di forcelle aventi il compito di mantenere in posizione la trave, mentre in altri casi tali collegamenti risultano del tutto assenti e la trasmissione delle forze orizzontali è garantita dal solo attrito. Il risultato di tali assemblaggi porta ad uno schema statico caratterizzato da elevata flessibilità. La ridotta rigidità porta il periodo naturale della struttura ad innalzarsi,

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

in questo modo si sposta la risposta strutturale nella porzione di spettro tipicamente caratterizzata da ridotte sollecitazioni ma da grandi spostamenti. La combinazione tra la tipica risposta al sisma di queste strutture e la sottostima dei carichi sismici per via di normative inadeguate porta questa tipologia di costruzione ad essere tra le più vulnerabili in caso di azioni dinamiche orizzontali. In Figura 3 è possibile osservare alcuni effetti del terremoto verificatosi nel 2012, in seguito al sisma in pianura Padana, dove gli edifici prefabbricati industriali sono risultati essere tra quelli maggiormente colpiti.



Figura 3 Effetti del sisma in Emilia-Romagna su alcune strutture prefabbricate [Belleri et al. 2015]

Possiamo quindi osservare come la realizzazione di un corretto schema statico, in particolare focalizzando l'attenzione sugli elementi di collegamento, risulta fondamentale nella realizzazione di una struttura adeguata a resistere a eventi

sismici. Da anni la comunità scientifica ha focalizzato l'attenzione su questi aspetti, e numerose sono le pubblicazioni relative a studi e prove sperimentali col fine di diffondere le conoscenze acquisite [Rodriguez et al. 2005; Fishinger et al. 2008; Metelli et al. 2011; Belleri et al. 2012; Psycharis et al. 2012; Bournas et al. 2013; Psycharis et al. 2012b; Belleri et al. 2015; Bressanelli et al. 2019]. Esistono poi una serie di studi che vanno ad individuare una famiglia di sistemi, che attraverso l'impiego di setti prefabbricati post-tesi sono in grado di fornire proprietà ricentranti alla struttura, andando a ridurre i danni relativi a spostamenti residui permanenti [Priestley et al. 1999; Kurama 2000; Holden et al. 2003; Schoettler et al. 2009; Belleri et al. 2013; Fleischman et al. 2014; Mpampatsikos et al. 2020] o sistemi prefabbricati in grado fornire un comportamento monolitico alla struttura [Pampanin et al. 2005; Restrepo et al. 1995]. Nonostante tali tecnologie siano conosciute da più di un ventennio, non hanno trovato campo di applicazione sul suolo italiano, probabilmente perché la realizzazione di tali sistemi va in parte a compromettere i vantaggi relativi ai tempi e costi di esecuzione e anche perché in Italia la prefabbricazione ha trovato applicazione principalmente in ambito industriale e commerciale mentre tali sistemi sono stati sviluppati per edifici multi piano.

In sintesi possiamo rimarcare come le principali vulnerabilità associate ad edifici prefabbricati in calcestruzzo armato siano da imputare alla presenza di uno schema statico estremamente semplice, da considerarsi prossimo alla definizione di isostatico, dove per garantire l'equilibrio sono necessari tutti gli elementi strutturali. Possiamo dire che viene meno il concetto di robustezza strutturale e di ridistribuzione plastica dell'intera struttura. Se in edifici gettati in opera il danneggiamento e/o il collasso di un elemento potrebbe non compromettere la statica dell'intera struttura, poiché la struttura di natura iperstatica potrebbe trovare altri percorsi dei carichi per portare in fondazione le sollecitazioni, negli edifici prefabbricati il collasso di un solo elemento della struttura principale può portare al collasso di tutto ciò che si appoggia ad esso. Al fine di chiarire questo aspetto, che poniamo alla base dello studio delle vulnerabilità di questa categoria di edifici, vogliamo proporre l'esempio di un capannone prefabbricato dove il collegamento tra i vari elementi è garantito dal solo attrito; il collasso di un pilastro centrale porta al sicuro collasso di tutto quello che esso supporta (travi, tegoli, pannelli di chiusura laterale ecc.). Questo potrebbe non accadere invece, se lo stesso edificio fosse gettato in opera poiché gli effetti del collasso dello stesso pilastro potrebbero essere

assorbiti dagli elementi adiacenti, modificando lo schema statico della struttura. Quanto appena descritto vuole far capire come nello studio della vulnerabilità di questi edifici vadano analizzati approfonditamente ogni elemento strutturale che si collochi tra il carico e il punto a terra in cui quest'ultimo va scaricato. In questo percorso troviamo sicuramente, partendo dall'elemento che sta alla base, il sistema di fondazione ed in seguito pilastri, travi e tegoli.

Connessi a queste porzioni di edificio troviamo poi una serie di elementi accessori che non partecipano direttamente alla statica della struttura, o comunque essa non rappresenta il compito primario della loro realizzazione. Tuttavia vanno a modificare lo schema statico, differenziandolo da quello previsto originariamente dal progettista, portando ad una risposta strutturale imprevista. Tutti questi elementi, dai pannelli prefabbricati di chiusura (sia verticali che orizzontali) ai tamponamenti in laterizio passando per vie di corsa del carroponete ed il carroponete stesso, hanno inoltre anche un forte impatto nelle perdite economiche causate dal loro danneggiamento.

Nella restante parte di questo capitolo, vogliamo proporre le principali vulnerabilità riscontrate a seguito del terremoto in Emilia-Romagna (2012) che ha causato enormi danni a questa categoria di strutture.

2.2.1 Fondazioni

Quando si parla di fondazioni all'interno di strutture prefabbricate, la modalità di realizzazione più diffusa consiste nella realizzazione di plinti isolati. Tipicamente, vengono utilizzati plinti a bicchiere, anch'essi prefabbricati, entro i quali sono inseriti i pilastri e successivamente sigillati attraverso un getto integrativo con malte ad alte prestazioni in modo tale da eliminare i giochi residui tra il pilastro e la fondazione stessa.

Tale metodo rappresenta sicuramente un modo rapido ed economico per la realizzazione del sistema di fondazioni ed è in grado di distribuire sul terreno le forze verticali agenti sulla struttura, oltre ad essere in grado di trasferire forze orizzontali di lieve entità, causate tipicamente dal vento o dalla movimentazione del carroponete.

La ridotta rigidità rotazionale associata a fondazioni progettate principalmente per soli carichi verticali può portare, in seguito a un evento sismico, ad una rotazione permanente della base perdendo pertanto la verticalità del pilastro stesso, come

mostrano le immagini in Figura 4. Tale vulnerabilità, oltre a causare un danno difficilmente riparabile, può risultare molto pericolosa soprattutto nel caso in cui due elementi adiacenti abbiano rotazioni discordanti. Va ricordato come, per gli edifici industriali, spesso siano necessarie altezze elevate, pertanto anche piccole rotazioni alla base possono trasformarsi in spostamenti in sommità di diversi centimetri, talvolta maggiori della lunghezza d'appoggio, causando il collasso dell'intero sistema di copertura.



Figura 4 Rotazione residua del pilastro a seguito di un evento sismico [G.L.A.S.C. 2012; A.; Belleri et al. 2015]

2.2.1 Pilastri

Come detto precedentemente, i pilastri in strutture prefabbricate vengono collocati all'interno di plinti a bicchiere successivamente riempiti attraverso getti integrativi. Questo rende lo schema statico del singolo pilastro pari a quello di una mensola incastrata a terra, dove il vincolo d'incastro al piede deve essere garantito dall'intera fondazione. Un aiuto alla realizzazione di tale vincolo viene garantito dalla presenza della pavimentazione industriale che, se progettata per carichi elevati riesce a realizzare un ritegno alle rotazioni generate in fondazione. Tale aspetto può essere considerato valido nel caso di pilastri centrali, ovvero pilastri completamente circondati dalla pavimentazione ma, perde di efficacia nel caso di pilastri perimetrali e d'angolo, come mostrato dallo schema riportato in Figura 5.

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

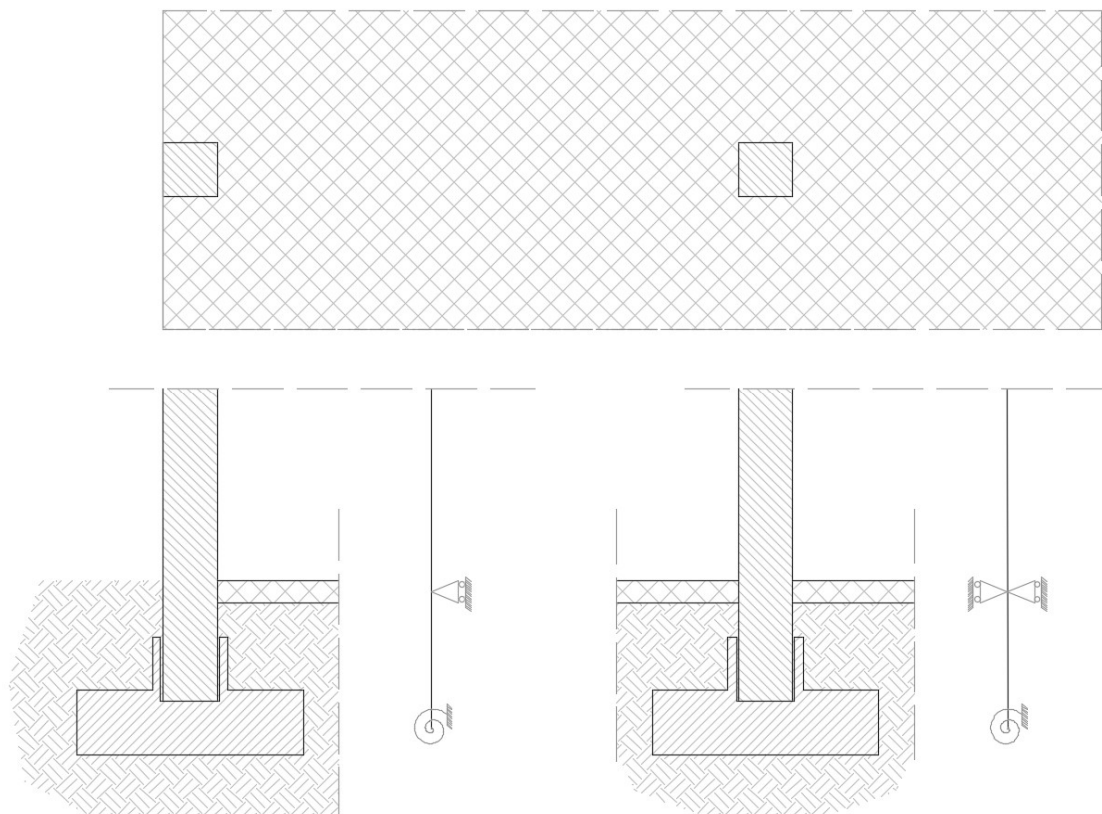


Figura 5 Schema relativo al vincolo d'incastro nelle differenti condizioni di pilastro centrale e pilastro d'angolo

Un ulteriore scopo dei pilastri perimetrali è quello di sorreggere i pannelli orizzontali di chiusura, le eventuali vie di corsa per il carroponete e la trave attraverso appositi sistemi di collegamento. I sistemi più diffusi di collegamento trave pilastro (TP) sono rappresentati da forcelle e/o spinotti ai quale viene attribuito il compito di evitare il ribaltamento e/o lo scivolamento nel fuori piano della trave. Capita spesso, soprattutto nelle aree classificate solo recentemente a rischio sismico, che non vi fosse alcun elemento di collegamento, ed il trasferimento delle forze orizzontali avvenisse solo per attrito calcestruzzo- calcestruzzo o calcestruzzo -neoprene.

Dal punto di vista del dimensionamento dell'elemento strutturale, va considerato come la presenza di mensole per le vie di corsa del carroponete rende necessario al pilastro un'armatura aggiuntiva per poter resistere al momento causato dall'eccentricità di carico derivata dal carroponete. Pertanto possiamo affermare che, anche in assenza di un'adeguata valutazione del carico orizzontale, la presenza di questo elemento fornisce un aiuto in termini di momento resistente alla base del pilastro. Tuttavia, l'assenza di dettagli sismici (infittimento delle staffe, legature tra

le barre longitudinali, ecc.) fa sì che fenomeni quali espulsione di copriferro o instabilità delle barre di armatura, come mostrato in Figura 6, risultino tipici anche per queste strutture.



Figura 6 Esempi di fessurazione ed espulsione di copriferro in seguito alla formazione di una cerniera plastica alla base del pilastro [G.L.A.S.C. 2012]

Inoltre va evidenziato come non sempre si assiste alla formazione di una cerniera plastica alla base del pilastro, poiché la presenza di strutture interne, come ad esempio impalcati intermedi in una sola porzione dell'edificio, l'irregolarità lungo l'altezza del pilastro per la presenza di finestre a nastro (o l'adiacenza a edifici con altezze differenti) genera il fenomeno del cosiddetto pilastro corto, provocando la rottura a taglio dello stesso o spostando la formazione della cerniera plastica, come mostrato in Figura 7.

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI



Figura 7 Esempi di danneggiamento dovuti all'irregolarità in altezza della struttura [G.L.A.S.C. 2012]

Spostando ora l'attenzione all'elemento di collegamento tra la trave ed il pilastro, è importante sottolineare come questo rappresenti un elemento cruciale per la definizione della sicurezza strutturale, infatti ad esso va assegnato il compito di garantire una continuità tra gli elementi.

Purtroppo, in passato, l'inadeguatezza delle normative per la determinazione delle azioni ha fatto sì che tali elementi risultino ora sottodimensionati per le sollecitazioni reali. Proprio per questo motivo, il terremoto in Emilia-Romagna ha evidenziato numerosi crolli riconducibili alla rottura di tali elementi, come mostrato in Figura 8. Il collasso della forcella o della connessione spinottata non coincide con l'immediata

perdita d'appoggio della trave. Tuttavia viene meno il ritegno allo scorrimento e al ribaltamento della stessa.



Figura 8 Esempi di danneggiamento e collasso delle forcelle in calcestruzzo armato aventi il compito di garantire stabilità alla trave [G.L.A.S.C. 2012]

2.2.2 Elementi di copertura

Una delle vulnerabilità maggiormente riscontrate a seguito del sisma Emiliano è relativa agli elementi di copertura. Era infatti prassi comune la realizzazione di coperture semplicemente appoggiate, senza la realizzazione di opportuni collegamenti meccanici con lo scopo di trasferire le forze orizzontali. La trasmissione delle sollecitazioni orizzontali veniva garantita dal solo attrito senza tuttavia quantificarne il contributo. Quest'ultimo, come ben sappiamo, risulta direttamente legato alla forza di contatto tra gli elementi; tuttavia, la riduzione di tali forze in presenza della componente sussultoria del sisma non è stata quantificata nelle normative storiche. Tra le varie norme analizzate, alcune provano a quantificare gli effetti di tale sollecitazione attraverso l'incremento dell'azione verticale. Purtroppo questo modo di operare si pone a sfavore della sicurezza poiché va ad incrementare il valore limite per cui inizia lo scorrimento tra le superfici.

Il risultato, dal punto di vista strutturale, di questo modo di procedere nella realizzazione delle coperture porta ad un'elevata flessibilità delle stesse, quest'ultima viene incrementata nel caso siano presenti in copertura aperture, lucernari o cupoloni utili all'illuminazione degli ambienti interni. Vengono pertanto meno tutti i concetti relativi all'impalcato rigido e alla distribuzione delle forze sismiche tra i vari elementi sismo resistenti. L'assenza di un adeguato collegamento

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

tra gli elementi va ulteriormente ad influenzare alcune delle vulnerabilità già analizzate; come il rischio di spostamenti differenziali tra i vari elementi che portano ad un allontanamento degli stessi.

Questi problemi legati all'eccessiva flessibilità risultano inoltre accentuati dalla presenza di tamponamenti e/o pannelli di chiusura prefabbricati che realizzano un blocco rigido al di sotto della copertura, generando quindi un'irregolarità lungo l'altezza dell'edificio. Gli effetti di questa irregolarità portano ad una sovrassollecitazione degli elementi sovrastanti incrementando il rischio della perdita d'appoggio e la sollecitazione nel fuori piano della trave che può portare al ribaltamento della stessa, come mostrato in Figura 9.

Questo tipo di collasso è tra i più diffusi a cui si è assistito nella sequenza sismica del 2012, dove in molti casi il collasso dell'edificio si è manifestato solo negli elementi di copertura lasciando quasi inalterata la restante parte della struttura senza registrare gravi danni a pilastri ed elementi di chiusura.



*Figura 9 Alcuni esempi di collasso della copertura per perdita d'appoggio degli elementi costituenti
[G.L.A.S.C. 2012]*

2.2.3 Elementi di chiusura perimetrale

Analizzati tutti gli elementi appartenenti alla struttura principale restano da analizzare alcuni elementi, il cui compito principale non consiste nel partecipare alla statica dell'edificio, ma essendo tipicamente caratterizzati da un'elevata rigidezza vanno ad interagire con la struttura principale, danneggiandosi e danneggiandola. Le tipologie più diffuse per le chiusure perimetrali possono essere raggruppate in due categorie: da un lato abbiamo i classici tamponamenti in mattoni (laterizio, o bocchi in calcestruzzo alleggerito) e dall'altro abbiamo pannelli prefabbricati in C.A., talvolta alleggeriti o con intercapedini riempite con materiali isolanti.

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

In generale, per entrambe le categorie possiamo evidenziare come la maggior vulnerabilità è da individuare nell'interazione tra la struttura ed il tamponamento stesso, in quanto non esistono o risultano sottodimensionati i sistemi che dovrebbero rendere indipendente la risposta di questi elementi secondari rispetto alla struttura.

Per quanto riguarda la prima categoria di chiusure, ovvero tamponamenti in laterizio e/o altro materiale, si osserva come il principale problema è relativo alla resistenza nel fuori piano degli stessi. Infatti, nonostante la resistenza ed il danneggiamento nel piano possano influenzare la resistenza nel fuori-piano ed il computo totale dei danni, tipicamente il collasso avviene per cinematismi sviluppati nel fuori piano. In genere, questi elementi rientrano nella definizione di elementi snelli, la cui tipica configurazione, all'interno della struttura, prevede la realizzazione di finestre a nastro nella parte superiore, in assenza di una trave di collegamento tra la muratura e la struttura portante dell'edificio. Per l'assenza di tale elemento non risulta possibile la realizzazione di un meccanismo resistente a piastra. L'unico meccanismo resistente nel fuori piano consiste nella formazione di un sistema ad arco nello spessore della muratura ancorandosi ai pilastri adiacenti. Tuttavia dato il ridotto spessore del muro e l'elevato passo tra le campate, anche la formazione dell'arco risulta un meccanismo poco affidabile. Le principali modalità di collasso risultano quindi essere il ribaltamento fuori piano dell'intera tamponatura, o la fessurazione diagonale per quanto riguarda il comportamento nel piano, come mostrato in Figura 10. Va inoltre evidenziato come l'incremento della rigidezza dovuta all'interazione chiusura struttura principale può portare ad una distribuzione differente dei carichi in copertura portando a possibili collassi di tipo locale.



Figura 10 Esempi di fessurazione diagonale nel tamponamento ed interazione tamponamento – struttura [G.L.A.S.C. 2012]

Per quanto riguarda la seconda categoria analizzata (pannelli prefabbricati orizzontali o verticali), va considerato come questi pannelli, seppur talvolta realizzati con calcestruzzi alleggeriti o contenenti strati di materiale isolante, sono caratterizzati da un'elevata massa.

La prassi comune del passato portava i progettisti a dimensionare le connessioni, aventi il compito di legare pannelli e struttura principale, attraverso criteri legati a concetti di forza. Pertanto queste connessioni erano sì in grado di trasferire il carico verticale, tuttavia la capacità nei confronti delle sollecitazioni orizzontali era assai ridotta; il dimensionamento veniva effettuato nella maggior parte dei casi per il solo carico del vento che tuttavia generalmente sottostima l'intensità delle azioni sismiche. Inoltre come già descritto precedentemente, le strutture prefabbricate sono spesso caratterizzate da una ridotta rigidità e, di conseguenza un periodo strutturale elevato, Questi aspetti, che possono essere esasperati dalla presenza di una copertura flessibile, generano durante l'evento sismico una richiesta di grandi spostamenti, che si riflette in un'eccessiva domanda di spostamento su queste connessioni portandole al collasso come si evidenzia in Figura 11.



Figura 11 Collasso del pannello di chiusura orizzontale e della relativa connessione [G.L.A.S.C. 2012]

2.2.4 Contenuto e attrezzature

Oltre alla struttura esistono poi una serie di elementi, facenti parte dell'edificio, che possono avere un ruolo fondamentale nella definizione delle vulnerabilità e dei danni economici causati dal sisma.

All'interno di questa categoria troviamo sicuramente le vie di corsa ed il carroponete che possono influenzare la risposta sismica dell'edificio [Belleri et al. 2017]. Se da un lato troviamo effetti che possiamo considerare benefici, abbiamo infatti che le vie di corsa contribuiscono all'accoppiamento delle colonne e irrigidiscono l'intero sistema resistente, dal lato opposto abbiamo che il carroponete genera una variazione di rigidità in una porzione ridotta del capannone, andando ad accentuare problemi relativi all'irregolarità in pianta della struttura. Inoltre vogliamo sottolineare come l'intero sistema carroponete ha un valore economico non trascurabile e, per il corretto funzionamento, necessita di allineamenti precisi tra le vie di corsa. Tra i danni più comuni troviamo infatti il disassamento di quest'ultime, o la deformazione delle travi del carroponete stesso per le forze di accoppiamento che trasmettono. Alla luce di tutte le vulnerabilità risulta pertanto chiaro come, anche se non direttamente connessi alla struttura, questi elementi possano incidere notevolmente nella definizione del danno, e sui relativi costi di riparazione.

Un ulteriore aspetto molto importante e allo stesso tempo molto vulnerabile all'interno di capannoni industriali è relativo al contenuto. Quasi sempre il valore

economico del contenuto è di gran lunga maggiore rispetto al valore dell'intera struttura, tuttavia data la vasta categoria di utenze che utilizzano questi edifici risulta difficile quantificare in modo univoco il danno. Abbiamo infatti capannoni dedicati alle linee produttive [Hofer et al. 2018], all'interno dei quali possiamo trovare macchinari e attrezzature di varie tipologie; le vulnerabilità connesse sono difficilmente raggruppabili in macro categorie ma vanno di volta in volta valutate a seconda della specificità del macchinario. Esistono tuttavia alcune valutazioni che possiamo considerare comuni a ogni apparecchiatura, ad esempio è facilmente ipotizzabile che il collasso della porzione di copertura sovrastante al macchinario possa determinarne la perdita economica completa. Anche per edifici adibiti a magazzino si necessiterebbe di valutazioni specifiche di volta in volta, tuttavia possiamo considerare come, nonostante i beni immagazzinati possano essere di diverso tipo, e pertanto di diverso valore, il loro stoccaggio avviene su scaffalature. In passato accadeva che spesso il collegamento di quest'ultime alla struttura risultasse sottodimensionato o addirittura assente. Vanno inoltre specificati due aspetti importanti relativi a tali scaffalature: innanzitutto si può osservare come spesso siano realizzate per tutta l'altezza del capannone mediante profili metallici commerciali dimensionati per resistere ai carichi verticali, dando poca considerazione alla tenuta nei confronti dei carichi orizzontali; inoltre le merci collocate su di esse portano spesso con sé una notevole massa che, in caso di sisma, genera elevate sollecitazioni. L'effetto di questi due aspetti si tramuta in un'importante vulnerabilità di questi sistemi. Nel recente terremoto in Emilia-Romagna, come si può osservare in Figura 12, spesso si è assistito al completo collasso di queste strutture generando un ingente danno sia per la produzione che per l'assetto economico-sociale dell'intero territorio.



Figura 12 Esempi di danneggiamento del contenuto a seguito del collasso della copertura o delle scaffalature disposte all'interno di magazzini [G.L.A.S.C. 2012]

2.3. Valutazione economica del danno e principali soluzioni di retrofit

Se nella sezione precedente abbiamo analizzato le principali vulnerabilità associate ad edifici prefabbricati in calcestruzzo armato, soffermandoci sulle tipologie di danno che si possono verificare, in questa sezione vogliamo analizzare le conseguenze legate al verificarsi di questi ultimi.

Innanzitutto vogliamo rimarcare come spesso il danneggiamento, anche di entità medio-bassa, porta alla dichiarazione di inagibilità dell'edificio, che consiste nel porre il divieto di utilizzo dello stesso. L'impossibilità di fruizione della struttura comporta enormi disagi non solo in edifici prefabbricati adibiti all'industria ma, in generale, a qualsiasi tipo di struttura. Se in campo industriale l'inagibilità porta all'impossibilità di eseguire lavorazioni e procedere con le attività, abbiamo che in campo residenziale si obbligano le varie utenze ad individuare un alloggio in cui soggiornare temporaneamente durante le operazioni di ripristino della sicurezza degli edifici danneggiati. Questi aspetti, oltre che a creare disagi nella popolazione, si tramutano in enormi perdite indirette, costi da sostenere per riprendere le attività produttive o per trovare una soluzione abitativa temporanea.

Per questo motivo, quando vogliamo analizzare le perdite economiche generate da un evento sismico dobbiamo considerare, oltre che ai costi di riparazione della struttura (costi diretti) anche tutti i costi che l'inagibilità della stessa comportano.

Risulta logico pensare come vi possa essere una correlazione tra costi diretti ed indiretti, infatti più un edificio risulta danneggiato maggiori saranno le operazioni necessarie per il ripristino e pertanto maggiori i tempi di inutilizzo dello stesso. Tuttavia risulta difficile individuare questa correlazione, poiché spesso legata a valutazioni non tecniche. Un tipico esempio interessa i vari operatori coinvolti nella fase di ricostruzione: non tutti hanno disponibilità economiche per la riparazione dei danni e devono accedere a finanziamenti statali, i quali richiedono pratiche burocratiche che spesso ritardano il meccanismo di ricostruzione, andando ad incrementare i tempi di riparazione e le perdite. Va inoltre considerato che, se le perdite dirette possono essere uniformate e individuate in funzione della tipologia di edificio, le perdite indirette sono soggette ad un numero di variabili più elevate. Considerando il solo caso dell'industria abbiamo che tali perdite risultino in funzione del tipo di attività che si svolge all'interno; per alcune produzioni potrebbe incidere addirittura la stagionalità, ovvero il periodo dell'anno in cui si manifesta il blocco della produzione. In generale esistono poi una serie di parametri strettamente legati ai bilanci d'impresa, contratti con fornitori o clienti che possono incidere in modo non trascurabile nella loro definizione. Basti pensare agli effetti sul blocco della produzione in un'azienda emergente con continue crescite di richieste dei beni prodotti comparata al blocco di un'azienda in crisi di produzione, oppure la presenza di eventuali penali all'interno dei contratti verso fornitori o clienti in caso di ritardi sugli ordini. Tutti questi aspetti hanno effetti differenti e possono innalzare o limitare le perdite causate dal blocco forzato della produzione. A causa di questa specificità, non risulta possibile individuare delle direttive generali che possano essere ritenute valide per ogni azienda, ma devono essere valutati con analisi specifiche e dettagliate per ogni singola unità produttiva.

Per questo motivo, non andremo a trarre delle conclusioni in merito a questa tipologia di perdite, ma risulterà possibile stabilire i tempi di inutilizzo legati ai processi di riparazione dei danni subiti dalla struttura, anche se possono non rispecchiare a pieno il tempo totale necessario per la ripresa delle attività produttive. Nel proseguo del capitolo andremo ad analizzare in modo dettagliato i costi economici, i vari stati limite di danno individuati per ogni elemento strutturale e le tempistiche ipotizzate per effettuare le operazioni di ripristino.

2.3.1 Costi generali

Prima di entrare nel dettaglio nella determinazione degli stati limite di danno e i relativi costi di riparazione di ogni elemento strutturale, è utile indicare alcuni costi generali che verranno poi utilizzati nella definizione dei costi totali necessari per riportare la struttura allo stato di fatto. È importante sottolineare che, attraverso questi interventi non viene effettuato alcun miglioramento e/o adeguamento sismico della struttura, ma si vuole riportare l'edificio nelle stesse condizioni che si aveva precedentemente all'evento sismico. Per la definizione dei costi viene preso a riferimento il prezzario delle opere pubbliche della regione Lombardia [Prezzario regione Lombardia 2020], all'interno del quale troviamo una serie di lavorazioni per le quali sono indicati:

- Descrizione della lavorazione;
- Prezzo unitario della lavorazione;
- Incidenza della manodopera sul valore del prezzo unitario;
- Incidenza dei noleggi sul prezzo valore del prezzo unitario.

Attraverso questi dati, risulta pertanto possibile ricavare informazioni utili non solo per quanto riguarda il costo dell'operazione ma anche per quanto riguarda il tempo necessario per la sua realizzazione. Infatti, dato un prezzo unitario P , ed un'incidenza della manodopera M (espressa in percentuale sul costo totale), abbiamo che il costo associato alla manodopera per effettuare la lavorazione è pari al prodotto dei due. Conoscendo il costo orario di un operaio L , risulta pertanto possibile ricavare il tempo necessario per effettuare l'operazione attraverso la seguente formulazione:

$$Tempo(ore) = \frac{P(\text{€}) \cdot M(1)}{L(\text{€}/\text{ora})}$$

Eq. 1

In Tabella 4, vengono riportati i principali costi generali che verranno utilizzati in seguito per la determinazione delle tempistiche necessarie per l'esecuzione delle lavorazioni.

Tabella 4 Costi generali per il ripristino dello stato di fatto

Descrizione	Costo unitario	Riferimento
Operaio edile 4° livello	39.00 [€/ora]	MA.00.005.0002
Operaio specializzato edile 3° livello	37.08 [€/ora]	MA.00.005.0005
Operaio qualificato edile 2° livello	34.51 [€/ora]	MA.00.005.0010
Operaio comune edile 1° livello	31.23 [€/ora]	MA.00.005.0015
Puntellatura di solai, archi, volte, di qualsiasi luce, realizzata con puntelli metallici o in legno, travi in legno, compreso il montaggio, lo sfrido, il nolo per tutta la durata dei lavori, la manutenzione, lo smontaggio. Valutazione in proiezione orizzontale della zona puntellata.	28.02 [€/m ²]	NC.10.500.0020
Nolo di trabattello metallico, completo in opera di tutti gli accessori, secondo la norma UNI EN 1004, altezza da 4 a 8 m, per uso interno ed esterno, compreso montaggio e smontaggio:		NC.10.400.0030
- Per il primo giorno	88.97 [€/giorno]	NC.10.400.0030.a
- Per i giorni successivi	11.40 [€/giorno]	NC.10.400.0030.b
- Per ogni smontaggio e montaggio previsto dal D.L.	77.53 [€]	NC.10.400.0030.c
Nolo autogrù telescopica, compreso l'addetto alla manovra, carburante e lubrificante (durata minima del nolo 4 ore): - portata 25 t, braccio telescopico 22 m	93.81 [€/ora]	NC.10.200.0040.b
Demolizione totale o parziale di edificio, anche pericolante, di tipo industriale, con mezzi meccanici adeguati alla mole delle strutture da demolire, compreso il carico ed il trasporto alle discariche autorizzate.	10.20 [€/m ³]	1C.01.020.0020
Oneri per conferimento in impianti autorizzati dei seguenti rifiuti urbani e speciali non pericolosi:		1C.27.050.0100 1C.27.050.0100.d

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

- rifiuti misti dell'attività di costruzione e demolizione (CER 170904) presso impianto di smaltimento autorizzato per rifiuti inerti, secondo il giudizio di ammissibilità in discarica rilasciato dal laboratorio di analisi ai sensi del D.M. 27/09/2010	1.90 [€/100kg]	1C.27.050.0100.e
- rifiuti misti dell'attività di costruzione e demolizione (CER 170904) presso impianto di smaltimento autorizzato per rifiuti non pericolosi, secondo il giudizio di ammissibilità in discarica rilasciato dal laboratorio di analisi ai sensi del D.M. 27/09/2010	7.99 [€/100kg]	

2.3.2 Elementi in calcestruzzo armato sollecitati a flessione

In questo capitolo, verranno trattati tutti i componenti realizzati in calcestruzzo armato sollecitati a flessione durante l'evento sismico. Come detto precedentemente, tra le principali vulnerabilità associate a questa particolare tipologia di struttura troviamo l'inefficienza dei collegamenti tra i vari elementi strutturali. Per questo motivo si ha che i vincoli relativi che si formano tra i vari elementi possono essere considerati prossimi alla condizione di cerniera, non risultano pertanto possibile trasferire momenti flettenti o torcenti tra i vari elementi. È proprio per questo motivo che elementi come trave e tegoli, anche se collegati alla struttura attraverso dispositivi meccanici, non rientrano in questa categoria e verranno trattati in seguito.

Abbiamo quindi che gli elementi soggetti a sforzi di tipo flessionale risultano essere i pilastri ed eventualmente, se presenti, le forcelle. Per questi elementi sono stati individuati tre differenti livelli di danno (Damage State DS):

- DS1: fessurazione nella posizione in prossimità della cerniera plastica;
- DS2: espulsione di copriferro in prossimità della base dell'elemento;
- DS3: collasso dell'elemento strutturale.

Per ognuno di questi livelli di danno sono state successivamente individuate le operazioni necessarie per la riparazione del danno verificatosi. Per quanto riguarda la fessurazione degli elementi in calcestruzzo, l'operazione necessaria per il ripristino

consiste nell'iniezione di resine a base epossidica al fine di sigillare le fessure stesse. Nel caso del secondo livello di danno, pare logico aspettarsi un elemento fortemente danneggiato nelle porzioni esterne della sezione lungo tutta l'altezza di sviluppo della cerniera plastica, combinata ad una fessurazione nella parte interna della sezione. Per questo motivo, all'operazione di iniezione di resine per sigillare le fessure si uniscono le operazioni di demolizione del coprifermo danneggiato e ripristino dello stesso, con successiva maturazione della malta utilizzata. Per quanto riguarda infine l'ultimo livello di danno, è importante evidenziare come in questo capitolo si voglia far riferimento alle operazioni necessarie per il ripristino del solo elemento analizzato senza considerare gli effetti che il collasso dello stesso potrebbero causare. A seguito del collasso, successivamente alla demolizione, ma antecedente al ripristino definitivo del nuovo elemento strutturale, saranno necessarie una serie di operazioni preliminari differenti in funzione dell'elemento da ricostruire.

Per quanto riguarda il pilastro, le operazioni preliminari prevedono la realizzazione di una nuova fondazione, compresi di scavo, getto del sottofondo, maturazione e rinterro, prima di poter posizionare il nuovo elemento prefabbricato. Successivamente all'operazione di posa si renderà necessaria la realizzazione di getto di completamento mediante malte ad alte prestazioni per consolidare il pilastro alla fondazione.

Per quanto riguarda la forcina sarà necessario l'inghisaggio di nuove barre d'armatura, la preparazione della testa del pilastro per il getto, la predisposizione di un adeguato cassero, il getto con relativa maturazione e lo scasso dello stesso. Come già detto, tutte queste operazioni hanno il compito di riportare la struttura nelle stesse identiche condizioni che si avevano prima dell'evento sismico, senza effettuare alcun miglioramento della stessa. Esistono tuttavia una serie di operazioni che possono andare ad incrementare la sicurezza di questi elementi.

Per quanto riguarda il pilastro, possiamo individuare due aspetti critici, il primo legato alla capacità dello stesso, da confrontare con la sollecitazione imposta dal terremoto di progetto, il secondo relativo alla duttilità.

Risulta abbastanza tipico che, elementi prefabbricati in calcestruzzo armato esistenti, realizzati prima dell'introduzione delle nuove norme tecniche per le costruzioni, presentino deficit sia in termini di capacità che di duttilità. Per questo

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

motivo, tra gli interventi di miglioramento sismico più efficienti troviamo il ringrosso di sezione, che consente, attraverso l'aumento dell'armatura resistente a trazione combinata con un aumento dell'altezza utile della sezione e delle staffe di contenimento, di incrementare entrambi gli aspetti carenti. Tale intervento può tuttavia risultare di non facile realizzazione per pilastri laterali o pilastri d'angolo, in quanto la presenza di pannelli di chiusura laterali o i tamponamenti potrebbero rendere l'intervento impraticabile. Una seconda famiglia di interventi consiste invece nell'aumentare la duttilità alla base del pilastro; questo risulta possibile realizzando attraverso appositi materiali un confinamento della stessa. Tra gli interventi più comuni troviamo la realizzazione di una "gabbia di contenimento" con angolari metallici e calastrelli, o l'utilizzo di fibre ad alte prestazioni per fasciare la struttura.

Per quanto riguarda invece l'elemento forcella, questi interventi non risultano particolarmente adatti. È importante evidenziare come spesso il compito affidato alle forcelle sia quello di facilitarne e rendere sicure le operazioni di posa. Per questo motivo il deficit riscontrato nel confronto delle sollecitazioni da sisma risulta molto elevato. Ecco che tra gli interventi necessari per il miglioramento del comportamento flessionale potrebbe esserci quello di accoppiare ad esse un profilo metallico adeguatamente collegato alla parte superiore del pilastro. Un ulteriore aspetto interessante è relativo alle modalità con cui questi elementi vengono sollecitati. In genere abbiamo che il principale cinematismo associato al danneggiamento delle forcelle viene causato dal ribaltamento della trave che, andando in contatto con la forcella generando la massima richiesta di taglio e momento alla base della forcella stessa. Per questo motivo un'ulteriore modalità per inibire la vulnerabilità delle forcelle può essere individuata nella rimozione delle stesse dal sistema resistente ovvero, la realizzazione attraverso dispositivi meccanici o l'accoppiamento di travi tra di loro consecutive, sfruttando elementi prefabbricati già esistenti come ad esempio la trave di gronda.

2.3.3 Elemento di collegamento trave-pilastro

Le principali vulnerabilità dei sistemi prefabbricati risiedono tra gli elementi di collegamento delle varie parti strutturali; soffermandoci sulla connessione trave pilastro, abbiamo che le modalità tipiche di collegamento utilizzate nel passato sono sostanzialmente tre: la realizzazione di forcelle, già discussa nel paragrafo precedente, il semplice appoggio, garantendo la trasmissione di sforzi per attrito, e infine la realizzazione di una connessione spinottata. Se nel caso di semplice appoggio ci troviamo dinnanzi alla massima vulnerabilità, dove l'unico sistema di miglioramento consiste nella realizzazione di una connessione adeguata; nel caso di connessione spinottata potremmo trovarci nella condizione migliore poiché, a differenza dei casi precedenti è stata prevista una connessione appositamente pensata per collegare tra loro i due elementi. Va tuttavia specificato come spesso le normative storiche sottostimassero il vero carico sismico e di conseguenza ci troviamo dinnanzi ad elementi sottodimensionati per le sollecitazioni a cui devono resistere. Anche in questo caso sono stati definiti diversi livelli di danno:

- DS1: leggero scorrimento della connessione con relativa fessurazione degli elementi da essa collegati;
- DS2: scorrimento medio della connessione con espulsione di copriferro nelle aree adiacenti alla connessione (testa del pilastro ed estremità della trave);
- DS3: rottura della connessione trave pilastro;
- DS4: scorrimento elevato della trave sul pilastro e collasso della prima per perdita d'appoggio.

Come per il caso precedente, sono stati individuati gli interventi necessari per il ripristino del danno. Se i primi due stati limite sono gli stessi analizzati precedentemente e ne conseguono le stesse operazioni di ripristino, il collasso della connessione ci pone dinnanzi alla necessità di individuare una nuova tipologia di intervento. Va inoltre evidenziato come la connessione sia realizzata in una zona non ispezionabile, pertanto risulta molto più complicata la determinazione dell'effettivo danneggiamento della stessa che può essere stimato solo in funzione del massimo spostamento relativo a cui si è assistito durante l'evento sismico. Purtroppo anche tale dato non è sempre di facile individuazione. La determinazione di tale spostamento risulta possibile solo se l'edificio risulti dotato di un efficace sistema di monitoraggio. La rottura della connesione ci porta pertanto a dover determinare il

ripristino della stessa, tuttavia la demolizione e ricostruzione della connessione al fine di ripristinare le condizioni antecedenti al sisma non risulta possibile. Questo è infatti l'unico caso tra tutti quelli che verranno analizzati dove l'intervento consiste nella realizzazione di una nuova connessione. Per quanto riguarda invece l'ultimo livello di danno, ovvero il collasso della trave, si ha che l'unico intervento di ripristino consiste nell'eventuale riparazione della testa del pilastro danneggiato dallo scorrimento degli elementi ed il ricollocamento di una nuova trave.

Per quanto concerne gli interventi di retrofit, ci troviamo dinnanzi ad una situazione molto simile a quella già analizzata per il caso della forcella, ovvero gli interventi possibili consistono nella realizzazione di un'adeguata connessione tra trave e pilastri attraverso dispositivi meccanici.

2.3.4 Elementi di copertura

Anche per gli elementi di copertura, in genere non si registrano particolari carenze dal punto di vista della capacità ma le principali vulnerabilità sono relative alle connessioni tra gli stessi elementi e la struttura. La prassi del passato non imponeva di effettuare collegamenti meccanici tra gli elementi di copertura e la struttura di supporto se l'edificio veniva realizzato in zona classificata non sismica. Come abbiamo avuto modo di constatare, solo negli anni 2000 si è giunti alla completa classificazione sismica dell'intero territorio italiano, pertanto molti edifici esistenti non presentano elementi meccanici di collegamento o accorgimenti utili a garantire un comportamento di piano rigido, poiché all'epoca di costruzione queste aree non erano classificate a rischio sismico. Il risultato di questo modo di operare ha portato alla realizzazione di coperture flessibili contraddistinte da un elevato rischio di danno. Tutti i livelli di danno individuati sono da ricondursi a parametri legati agli spostamenti. Sappiamo infatti che il compito principale a cui la copertura deve assolvere è relativo alla chiusura dell'edificio separando verso l'alto l'ambiente interno da quello esterno. Questo compito è in genere garantito dalla presenza di uno strato di impermeabilizzazione che potrebbe essere soggetto ad elevati danni in caso di movimenti relativi tra gli elementi costituenti. Ecco che vengono individuati due livelli di danno intermedi per il sistema di impermeabilizzazione. Il primo relativo a spostamenti lievi con il rifacimento del 25% dell'impermeabilizzazione mentre il secondo relativo a spostamenti intermedi con il rifacimento del 50% dell'impermeabilizzazione.

Un ulteriore aspetto che può risultare parallelo, ma strettamente collegato al danno verificatosi all'impermeabilizzazione, è quello relativo alla presenza di eventuali dispositivi di connessione tra il tegolo e la trave; in tal caso vengono individuati tre differenti stati limite di danno:

- DS1: snervamento della connessione;
- DS2: rottura della stessa;
- DS3: perdita d'appoggio del tegolo e collasso dello stesso.

Ovviamente nel caso in cui non vi siano elementi di connessione tra trave e tegoli abbiamo che la trasmissione degli sforzi possa avvenire solo ed esclusivamente per attrito; vengono quindi meno i primi due livelli di danno legati alla connessione mentre permane il terzo relativo al collasso. Quest'ultimo ha un'elevata importanza poiché, oltre che a compromettere la sicurezza e di conseguenza l'agibilità della struttura, comporta la necessità di ripristinare l'intero strato di impermeabilizzazione e può provocare enormi danni agli elementi contenuti all'interno dell'edificio. Anche in questo caso tra le operazioni di ripristino bisogna considerare che il collasso della connessione o il collasso del tegolo potrebbero recare danno al calcestruzzo in prossimità di essa; risulteranno pertanto necessarie operazioni di demolizione locale e ripristino attraverso malte che a loro volta necessitano di tempi di presa ed indurimento che allungano la durata totale di cantiere e di inutilizzo dell'edificio. Tra i sistemi di retrofit della condizione iniziale possiamo trovare la realizzazione di un impalcato rigido attraverso un'opportuna organizzazione del solaio in copertura, e la realizzazione o sostituzione delle connessioni trave tegolo con elementi di adeguata capacità [Belleri et al., 2015].

2.3.5 Pannelli di chiusura laterali

Anche se non facenti parte direttamente della struttura o, per meglio dire, della porzione della struttura direttamente interessata alla statica dell'edificio, gli elementi di chiusura rappresentano uno dei maggiori costi di riparazione a seguito dell'evento sismico anche per terremoti di lieve intensità. Essi risultano collegati alla struttura principale attraverso apposite connessioni meccaniche che tuttavia risultano spesso sottodimensionate per le sollecitazioni sismiche. È utile ricordare infatti che tali pannelli risultano caratterizzati da un'elevata massa e che la prassi comune del passato portava al dimensionamento delle connessioni attraverso criteri

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

legati alla capacità, dove tuttavia le azioni sollecitanti utilizzate erano relative alle pressioni che il vento genera su questi edifici. Come indicato precedentemente, le caratteristiche dinamiche delle strutture prefabbricate portano ad avere un elevato periodo spettrale che genera alte richieste di spostamenti sulle connessioni di questi elementi. L'errato dimensionamento delle stesse ne causa il prematuro collasso e come diretta conseguenza il collasso del pannello laterale.

Sono stati pertanto individuati tre diversi livelli di danno:

- DS1: snervamento della connessione;
- DS2: rottura della stessa;
- DS3: collasso del pannello laterale.

Se per i primi due livelli di danno l'intervento di ripristino consiste nella rimozione della connessione deteriorata e la sua sostituzione, tenendo conto dell'eventuale danneggiamento del calcestruzzo adiacente alla connessione e le relative operazioni di demolizione, ripristino e maturazione, l'ultimo livello genera conseguenze ben più gravi sulla fruibilità dell'edificio. Va tuttavia evidenziato come, al fine di verificare la reale condizione di danneggiamento della connessione si necessita di un'importante ispezione dell'intero edificio con problemi relativi al raggiungimento della posizione in cui queste ultime sono installate nonché l'ispezionabilità delle stesse talvolta "nascoste" da altri elementi della struttura. Come per gli elementi di copertura, il compito principale assegnato a questi elementi è relativo alla separazione degli ambienti interni da quelli esterni. Il collasso di questi sistemi comporta la necessità di bloccare le attività che si svolgono all'interno per poter ripristinare la situazione originaria, andando a provocare enormi perdite indirette. Un ulteriore livello di danno, parallelo a quelli già individuati, è relativo alla rottura del giunto sigillante tra pannelli adiacenti, il quale, sempre in analogia con gli elementi di copertura, necessita di un ripristino per garantire la completa separazione degli ambienti.

Poiché si è osservato come la natura delle connessioni risulti inadatta, e queste ultime siano l'unico elemento che possa influire sul collasso dei pannelli, l'unica soluzione di retrofit consiste nella loro sostituzione con connessioni che siano in grado di assecondare gli spostamenti relativi tra il pannello e la struttura su cui essi poggiano. Poiché spesso le connessioni esistenti risultano realizzate in posizioni difficilmente raggiungibili o ispezionabili si ipotizza di affiancare le nuove connessioni a quelle esistenti.

2.4. Riferimenti

Belleri A.; Brunesi E.; Nascimbene R.; Pagani M; Riva P., (2015) "Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory", *Journal of Performance of Constructed Facilities* Volume 29 Issue 5 [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000617](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000617)

Belleri A., Labò S., Marini A., Riva P. (2017), "The Influence of Overhead Cranes in the Seismic Performance of Industrial Buildings", *Frontiers in Built Environment* 3:64, DOI: 10.3389/fbuil.2017.00064

Belleri, A., and Riva, P. (2012). "Seismic performance and retrofit of precast grouted sleeve connections." *PCI Journal*, 57(1), 97-109.

Belleri, A., Schoettler, M. J., Restrepo, J. I., and Fleischman, R. B. (2013). "Dynamic behavior of rocking and hybrid cantilever walls in a precast concrete building." *ACI Structural Journal*, in press.

Belleri A., Torquati M., Nascimbene R., Riva P.. (2015). "Vulnerability assessment and retrofit solutions of precast industrial structures". *Earthquakes and Structures, An International Journal*. ISSN:2092-7614 Vol. 8, n. 3, pp. 801-820. ISSN: 2092-7614. DOI:10.12989/eas.2015.8.3.801.

Bournas, D. A., Negro, P., and Molina, F. J. (2013). "Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms." *Engineering Structures*, DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.05.046

Bressanelli M.E.; Belleri A.; Riva P.; Magliulo G.; Belotti D.; Dal Lago B.; Papadrakakis M. ; Fragiadakis M., (2019), "Effects of modelling assumption in the local seismic response evaluation of RC precast industrial buildings", *European Community on Computational Methods in Applied Sciences, Compdyn 2019*

Circolare Ministeriale LL.PP. n. 6090 dell'11 Agosto 1969 "Norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche".

Decreto Legge n 1526 del 5 novembre 1916 n. 1526, "Testo unico delle disposizioni legislative emanate in dipendenza del terremoto del 28 dicembre 1908.", G.U. n. 247 del 17 novembre 1916

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Decreto Ministeriale del 3 Marzo 1975 "Approvazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche". G.U. n. 93 del 08/04/1975

Decreto Ministeriali 07 marzo 1981, "Dichiarazione in zone sismiche nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia"

Decreto Ministeriali 02 luglio 1981 n.593, "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia." G.U. n.198 del 21 luglio 1981.

Decreto Ministeriale del 29 Febbraio 1984 "Classificazione sismica del territorio e basati su uno studio del CNR"

Decreto Ministeriale del 5 Marzo 1984 "Dichiarazione di sismicità di alcune zone della regione Lombardia." G.U. n.91 del 31 marzo 1984

Decreto Ministeriale del 19 Giugno 1984 "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche". G.U. n.208 del 30/07/1984

Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996. "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche". G.U. n.29 Decreto Presidente del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 Ottobre 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". G.U. n. 252 del 29/10/2003 del 5/02/1996

Decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, 'Norme tecniche per le costruzioni', G.U. n. 29 del 04 febbraio 2008 e successiva circolare applicativa del 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP., G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009.

Decreto ministeriale del 17 gennaio 2018, 'Norme tecniche per le costruzioni', G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 e successiva circolare applicativa del 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019.

Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21 ottobre 2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", G.U. n. 252 del 29 ottobre 2003

Fischinger, M., Kramar, M., and Isakovic, T. (2008). "Cyclic response of slender RC columns typical of precast industrial buildings." *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(3), 512-534.

Fleischman, R., Restrepo, J.I., Pampanin, S., Maffei, J.R., Seeber, K., and Zahn F.A. (2014). "Damage Evaluations of Precast Concrete Structures in the 2010-2011 New Zealand Earthquakes". Accepted paper for *Earthquake Spectra*.

Hofer L., Zanini M.A., Faleschini F., Pellegrino C. (2018). "Profitability Analysis for Assessing the Optimal Seismic Retrofit Strategy of Industrial Productive Processes with Business-Interruption Consequences" *Journal of Structural Engineering* 144(2) DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001946.

Holden, T., Restrepo, J. I., and Mander, J. B. (2003). "Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls." *Journal of Structural Engineering*, 129(3), 286-296.

Kurama, Y. C. (2000). "Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping." *ACI Structural Journal*, 97(4), 648-658

Legge 25 novembre 1962 n.1684, "Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche". G.U. n. 326 del 22 dicembre 1962

Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche". G.U. n. 76 del 21/03/1974

Metelli, G., Beschi, C., and Riva, P. (2011). "Cyclic behaviour of a column to foundation joint for concrete precast structures." *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 15(9), 1297-1318.

Mpampatsikos V.; Bressanelli M.E.; Belleri A.; Nascimbene R. (2020), "A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls" <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110513>

Pampanin, S., and Park, R. (2005). Appendix B: Special provisions for the seismic design of jointed ductile precast concrete connections. In NZS3101

Prezzario regione Lombardia 2020, deliberazione n° xi / 2656 seduta del 16/12/2019, "Aggiornamento annuale 2020 del prezzario regionale delle opere pubbliche di regione Lombardia ai sensi dell'art. 23, comma 16, del d.lgs. 18 aprile 2016, n. 50"

2. VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Priestley, M. J. N., Sritharan, S., Conley, J. R., and Pampanin, S. (1999). "Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-storey precast concrete test buildings." *PCI Journal*, 44(6), 42-67.

Psycharis, I. N., and Mouzakis, H. P. (2012a). "Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading." *Engineering Structures*, 41, 413-427.

Psycharis, I. N., and Mouzakis, H. P. (2012b). "Assessment of the seismic design of precast frames with pinned connections from shaking table tests." *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(6), 1795-1817.

G.L.A.S.C. Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali: Colombo A., Ronchetti A., Cardinale G., Mariani M., Gambuzzi A., Dolce M., Moroni C., Magliulo G., Manfredi G., Di Prisco M., Modena C., Plizari G., Riva P., Toniolo G., Fabbrocino G., Ferrara L., Orita A., Balsamo A., Bernuzzi C., Bolognini D., Nascimbene R., Torquati M., Beschi C., Felice M., Diotallevi P.P., (2012), "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici"

Regio Decreto n. 193 del 18 Aprile 1909 (G.U. n. 95 del 22 Aprile 1909) "Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni." e Circolare n. 2664 del 20 Aprile 1909 "Istruzioni tecniche".

Regio Decreto n. 705 del 3 Aprile 1926, 'Modificazione alle norme tecniche ed igieniche di edilizia obbligatorie per le località colpite da terremoti' G.U. n. 102 del 3/05/1926

Regio Decreto Legge 13 marzo 1927 n.431, 'Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarati zone sismiche'. G.U. n. 303 del 30 dicembre 1924

Regio Decreto n. 682 del 3 Aprile 1930, 'Nuove Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località sismiche'. G.U. n. 133 del 07 giugno 1930.

Regio Decreto n. 2105 del 22 Novembre 1937 "Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarati zone sismiche." G.U. n.298 del 27/12/1937

Restrepo, J. I., Park, R., and Buchanan, A. H. (1995). "Design of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames." *PCI Journal*, 40(5), 68-80.

Rodríguez, M., and Blandón, J. (2005). "Tests on a half-scale two-story seismic-resisting precast concrete building." PCI Journal, 50(1), 94-114.

Schoettler, M. J., Belleri, A., Zhang, D., Restrepo, J. I., and Fleishman, R. B. (2009). "Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design methodology." PCI Journal, 54(1), 100-124.

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

Come anticipato nel capitolo precedente, si vuole rimarcare come le vulnerabilità riscontrate negli edifici esistenti costituiscano un elevato rischio sia in termini di perdite economiche che nei confronti della sicurezza delle utenze che fruiscono degli edifici stessi. Poiché il verificarsi di un evento eccezionale come il sisma colpisce ampie aree di territorio, andando a compromettere assetti economici, politici e sociali anche per diversi anni, la comunità scientifica si è concentrata nell'individuare delle metodologie che fossero in grado di valutare il rischio sismico associato agli edifici.

All'interno di questo capitolo verranno pertanto esposte alcune delle metodologie sviluppate sia per la determinazione del rischio sismico, come ad esempio la metodologia PBEE (performance-based earthquake engineering) sviluppata dal PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) sia per determinare il danno in seguito ad un evento attraverso l'installazione di un sistema di sensori all'interno della struttura.

Entrambe le procedure verranno analizzate nella forma classica in cui sono state ideate, per poi valutarne l'applicazione al caso specifico di edifici prefabbricati con le relative peculiarità. È importante sottolineare come il taglio che si è voluto dare a questa ricerca è relativo alla quantificazione economica delle perdite, in quanto ritenuto uno strumento estremamente valido per poter far comprendere il reale rischio a cui le varie utenze sono soggette. L'evento sismico è infatti caratterizzato,

anche in aree ad elevata sismicità, da una probabilità di avvenimento relativamente bassa, questo rende la protezione e prevenzione un aspetto percepito come secondario per la popolazione. Inoltre, termini troppo tecnici potrebbero non spiegare correttamente il reale rischio sismico della struttura, pertanto l'utilizzo della quantificazione economica ci consente di aver notevoli vantaggi in quanto compresa dall'intera popolazione, direttamente confrontabile con i costi da sostenere per le operazioni di messa in sicurezza e utile per determinare il tempo di ritorno dell'investimento. Vogliamo evidenziare come quest'ultimo aspetto possa rappresentare una leva importante nei confronti di imprenditori aventi attività produttive. Capita spesso in ambito industriale che all'interno di contratti tra fornitori e clienti, vi siano clausole a favore dei secondi nel caso di ritardo nella spedizione o realizzazione di prodotti. I danni generati dal blocco della produzione in questi particolari casi si dimostrano pertanto di molteplice natura. Innanzitutto abbiamo costi direttamente legati a beni fisici, vi sono costi diretti necessari al ripristino dei danni verificatisi a cui sommare il danno al contenuto dell'edificio (merci, macchinari, attrezzature, prodotti finiti, materie prime ecc.). Parallelamente ad essi abbiamo tutta la famiglia dei costi indiretti ovvero perdite non materiali ma causate dagli effetti che il sisma ha avuto sulle strutture; in questo caso parliamo di perdite legate all'impossibilità di continuare la produzione e ad esempio al pagamento di penali per l'impossibilità di rispettare i contratti. Ecco che, dal punto di vista imprenditoriale, il danno economico generato può ritenersi doppio, poiché non solo non si ha la possibilità di generare dei ricavi ma si vanno ad aggiungere spese extra generalmente non previste all'interno dell'organizzazione aziendale. Poiché in genere i costi indiretti in ambito industriale hanno un impatto molto maggiore rispetto ai costi diretti, è possibile ottenere tempi di ritorno dell'investimento dell'ordine di qualche anno, che possono spingere chi ha l'onere decisionale a procedere alla messa in sicurezza dell'edificio.

3.1 Performance-based earthquake engineering

Tra la fine del secolo scorso e l'inizio del nuovo, una serie di terremoti ad elevata intensità su scala internazionale (Northridge USA, 1994, Kobe Giappone, 1995, L'Aquila Italia 2009, Maule Cile 2010, Christchurch, NZ, 2011, Emilia Italia 2012, Tohoku Giappone 2011) hanno evidenziato come la prassi comune di progettazione basata su criteri di resistenza e forza risulti inefficiente per la prevenzione dei danni economici generatisi in seguito all'evento sismico. Questa prassi di progettazione

mira infatti ad assicurare, in termini probabilistici, la concentrazione del danno in porzioni limitate dell'edificio attraverso formazione di cerniere plastiche, garantendo attraverso criteri di gerarchia delle resistenze uno schema di collasso duttile determinato a priori dal progettista. L'esempio tipico è la formazione di cerniere plastiche all'estremità delle travi mantenendo integra la continuità lungo lo sviluppo del pilastro inibendo meccanismi fragili come ad esempio la rottura a taglio. Tale metodo, seppure efficace nei confronti di alcuni aspetti fondamentali della progettazione come la salvaguardia delle vite umane, risulta inadatto per la prevenzione delle perdite economiche. La formazione della cerniera plastica risulta possibile soltanto quando lo stato di sforzo all'interno dei materiali supera il limite elastico degli stessi lasciando, al termine della sollecitazione, deformazioni residue permanenti sulla struttura. Si evidenzia, inoltre, come la formazione di queste cerniere porta ad un drastico calo della rigidezza strutturale con il conseguente incremento di spostamenti. Essendo, nella maggior parte dei casi, il danno proporzionale agli spostamenti abbiamo che, anche se la sicurezza nei confronti del collasso è garantita, la struttura ne rimane fortemente danneggiata, con problemi legati a costi di riparazione elevati, talvolta tali da ritenere economicamente vantaggiosa la demolizione e successiva ricostruzione, ed elevati tempi di inutilizzo.

Tale approccio è stato quindi superato al fine di individuare una metodologia che fosse in grado di quantificare l'evoluzione delle perdite legate all'edificio, sia in termini economici che in termini di perdita di vite umane. La metodologia PBEE cerca di rivolgersi alla progettazione sismica garantendo le prestazioni dell'intero sistema. La grande novità introdotta consiste nel non focalizzare più l'intera attenzione del progettista alla sola struttura ma all'intero sistema edificio considerando anche le componenti non strutturali applicando un rigoroso approccio probabilistico in grado di trasmettere le incertezze a partire dalla valutazione della pericolosità sismica fino alla valutazione delle perdite. Tali valutazioni possono essere espresse in termini economici in funzione della perdita post-terremoto, come rischio di collasso o in termini di vittime. Con questo approccio si passa ad una progettazione di tipo prestazionale in cui è possibile associare un determinato rischio sismico alla costruzione realizzata. Tali obiettivi possono essere di molteplice natura in funzione dell'interesse specifico di portatori di interesse ("stakeholders").

Tali concetti sono stati in parte recepiti dalle principali normative tecniche per le costruzioni sia a livello nazionale [NTC 2008 prima e 2018 poi], europee [EN 1998-1],

americane [ASCE / SEI 7-10, 2010] ed internazionali [International Code Council (ICC),2003] in quanto forniscono indicazioni e prescrizioni al fine di raggiungere prestazioni specifiche in determinate condizioni, tipicamente in prossimità del collasso della struttura, per la salvaguardia della vita umana e per alcuni stati limite di danno. Attraverso queste documentazioni e le successive integrazioni si è riusciti ad imporre un sistema di progettazione prestazionale più robusto.

Il primo documento ad introdurre il concetto di progettazione prestazionale risale al 1995, e prende il nome di SEAOC Vision 2000 [SEAOC, 1995], scritto dall'associazione degli ingegneri strutturali dello stato della California (Structural Engineering Association of California SEAOC) ed accademici con lo scopo di analizzare a livello più ampio le problematiche relative alla progettazione e costruzione di strutture al fine di garantirne un'elevata qualità e produrre prestazioni comuni per le richieste generate dalle sollecitazioni sismiche. Per la prima volta vengono discussi i livelli di rischio classificando le prestazioni da ottenere in funzione della probabilità di superamento del terremoto:

- *Frequente*, avente probabilità di superamento del 50% in 30 anni (Periodo di ritorno 43 anni);
- *Occasionale*, avente probabilità di superamento del 50% in 50 anni (Periodo di ritorno 72 anni);
- *Rara*, avente probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Periodo di ritorno 475 anni);
- *Molto rara*, avente probabilità di superamento del 10% in 100 anni (Periodo di ritorno 975 anni);

Per ognuna di queste categorie sono state poi associate delle prestazioni specifiche sia in termini di danno subito dall'elemento strutturale e non strutturale che inerenti allo stato di operabilità dell'edificio e degli occupanti. Tali livelli sono stati definiti come: pienamente operativo, operativo sicuro per la vita umana e prossimo al collasso.

In Figura 13 viene riassunta in forma grafica la connessione tra i livelli di pericolosità riportati in verticale e i livelli di prestazione dell'edificio riportati lungo l'orizzontale. Le diagonali della matrice rappresentano invece le diverse tipologie di edificio. Ovviamente ogni edificio avrà curve di performance differenti a seguito di un evento sismico in base all'importanza del ruolo che potrebbe ricoprire. Se per un edificio

residenziale la prestazione offerta dall'edificio deve interessare la salvaguardia della vita umana per un terremoto raro, considerando solo in modo marginale il danno alla struttura per terremoti più frequenti, per lo stesso terremoto un edificio di importanza vitale come ad esempio un ospedale deve risultare quanto meno operativo al termine dell'evento poiché la richiesta dei servizi da esso offerti risulterà molto alta.

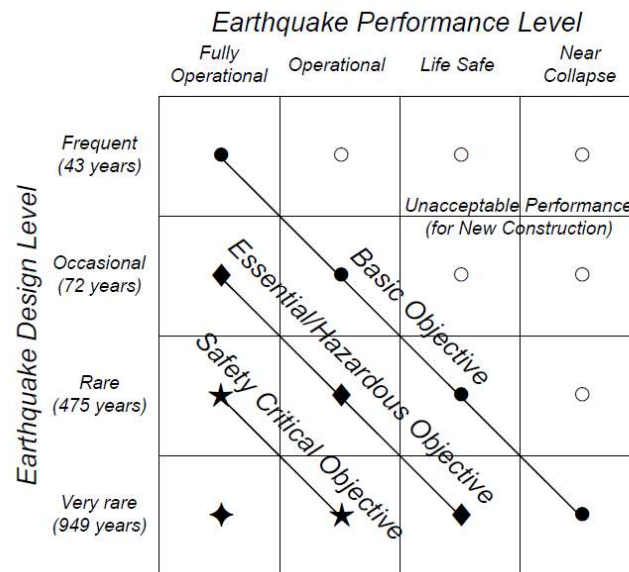


Figura 13 Obiettivi prestazionali raccomandati dal documento Vision2000

In seguito a questo documento, la cui importanza risulta fondamentale nell'introduzione del concetto di progettazione prestazionale delle strutture, sono stati pubblicati una serie di documenti minori il cui scopo era quello di fornire un riferimento ai progettisti per la riabilitazione e l'adeguamento sismico degli edifici. Tra i più importanti troviamo *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* prodotto da Applied Technology Council (ATC) in 1996 [ATC-40, 1996] ed il *National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* ed il relativo commentario prodotto da Federal Emergency Management Agency (FEMA) nel 1997 [FEMA273, 1997; FEMA 274, 1997]. Questi documenti uniti al *Vision 2000* sono posti alla base della stesura delle più complete linee guida raccolte dalla procedura PBEE pubblicate nel 2000 con il titolo *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* [FEMA 356, 2000]. L'obiettivo di questo documento era quello di promuovere l'utilizzo di un ulteriore fascicolo pubblicato tre anni prima, ovvero la FEMA 273 [FEMA 273, 1997]. In funzione delle necessità del cliente, il progettista doveva fissare il livello di

prestazione desiderato e progettare secondo gli standard previsti dalle stesse FEMA 358. All'interno del documento sono presenti una serie di schede che, fissata la tipologia di struttura (telai in acciaio, in calcestruzzo prefabbricato o gettato in opera ecc.) fissano delle prestazioni a livello qualitativo per gli elementi facenti parte della struttura e per gli elementi accessori.

Questo modo di procedere qualitativo non risulta tuttavia sufficiente al fine di definire una procedura probabilistica in grado di fornire una definizione quantitativa del danno, del numero o della probabilità di vittime. Per far ciò, risulta infatti necessario dotarsi di una serie di curve di fragilità per ogni elemento strutturale che fossero in grado di associare ad un parametro ingegneristicamente significativo (Engineering Demand Parameter EDP) per l'elemento analizzato un valore probabilistico di superamento di una determinata condizione. Tra gli EDP più comuni troviamo grandezze relative a deformazioni dei materiali o degli elementi come il drift d'interpiano, rotazione o curvatura di elementi in calcestruzzo armato o l'accelerazione subita dall'elemento d'interesse.

Un importantissimo contributo alla realizzazione di questo progetto è stato fornito dal Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER) presso l'Università della California Berkeley, che ha portato alla stesura di un documento racchiuso nelle FEMA P-58 - *Seismic Performance Assessment of Buildings* all'interno delle quali sono presenti tre volumi:

- *Vol.1 - Methodology* [FEMA P-58, 2012a];
- *Vol.2 - Implementation Guide* [FEMA P-58, 2012b];
- *Vol.3 - Supporting Electronic Materials and Background Documentation* [FEMA P-58, 2012c].

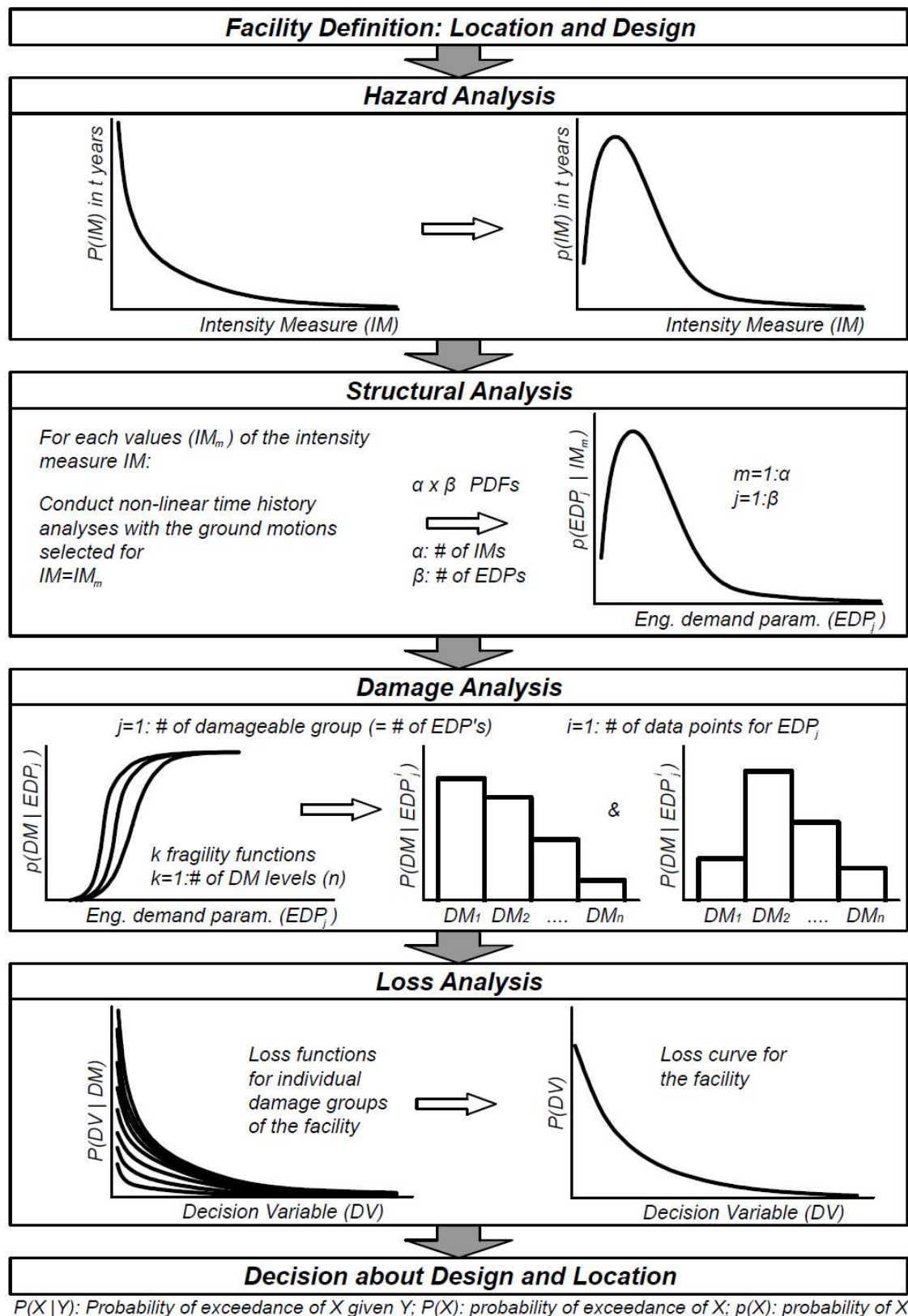
Sempre all'interno di questo documento sono presenti tre differenti metodi per la valutazione delle perdite degli edifici: il primo associato alle perdite economiche dirette, il secondo relativo al tempo di inagibilità della struttura, utile per la determinazione delle perdite indirette ed indotte, e il terzo relativo alle vittime causate dall'evento basandosi su una distribuzione dell'occupazione dell'edificio valutata in funzione della tipologia di edificio.

3.1.1 Procedura PEER PBEE

La procedura PEER PBEE ha consentito di effettuare un enorme progresso nella stima delle perdite in ambito sismico, [Cornell et al. ,2000; Krawinkler 2002; Moehle 2003; Porter 2003; Krawinkler et al. 2004; Moehle et al. 2004; Comerio 2005; Krawinkler 2005; Goulet et al. 2006; Mitrani-Reiser et al. 2006; Kunnath 2006; Kunnath et al. 2006; Haselton et al. 2008, Bohl 2009; Günay e Mosalam 2012].

La procedura sviluppata può essere suddivisa in quattro fasi principali: l'analisi di pericolosità, l'analisi strutturale, l'analisi del danno e l'analisi di costo. In Figura 14 sono contenuti il diagramma di flusso e le equazioni matematiche in grado di riassumere l'intera procedura.

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO



$P(X|Y)$: Probability of exceedance of X given Y; $P(X)$: probability of exceedance of X; $p(X)$: probability of X

Figura 14 Diagramma di flusso della procedura PEER PBEE [Günay e Mosalam, 2012]

Al fine di comprendere al meglio sia la Figura 14 che la procedura vengono riportate le definizioni principali e la relativa simbologia.

- $P[X | Y]$ rappresenta la probabilità che si verifichi l'evento X condizionato su Y;
- $\lambda[X | Y]$ indica il tasso medio di occorrenza di X dato Y;
- IM rappresenta la misura d'intensità; non esiste un'unica grandezza ma può essere valutata in funzione delle caratteristiche dell'elemento che si sta studiando (es. PGA oppure accelerazione spettrale considerata nel periodo fondamentale della struttura);
- EDP indica il parametro ingegneristicamente significativo per studiare il comportamento dell'elemento analizzato (drift, picco di accelerazione o velocità).
- DM indica la misura del danno;
- DV rappresenta la variabile decisionale (costo di riparazione, tempo d'inattività, vittime).

L'intera procedura, basata sul teorema della probabilità totale, può essere espressa in configurazione puramente teorica attraverso il seguente integrale:

$$\lambda [DV | D] = \iiint P [DV | DM, D] \cdot P [DM | EDP, D] \cdot P [EDP | IM, D] \cdot \lambda [IM | D] \cdot dIM \cdot dEDP \cdot dDM$$

Eq. 2

In un caso reale dove si hanno un numero finito di gruppi di elementi soggetti al danneggiamento (DG), misure dell'intensità sismica (IM), parametri ingegneristicamente significativi (EDP) e misure di danno (DM), l'integrale sopra descritto può essere ricondotto in forma di sommatoria attraverso le equazioni di seguito riportate.

$$\begin{aligned}
 P(DV^n) &= \sum_m P(DV^n | IM_m) \cdot p(IM_m) \\
 P(DV^n | IM_m) &= P(DV^n | NC, IM_m) \cdot p(NC | IM_m) + P(DV^n | C) \cdot p(C | IM_m) \\
 P(DV^n | NC, IM_m) &= \sum_j P(DV_j^n | NC, IM_m) \\
 P(DV_j^n | NC, IM_m) &= \sum_i P(DV_j^n | EDP_j^i) \cdot p(EDP_j^i | IM_m) \\
 P(DV_j^n | EDP_j^i) &= \sum_k P(DV_j^n | DM_k) \cdot p(DM_k | EDP_j^i)
 \end{aligned}$$

Eq. 3

Dove m rappresenta l'indice relativo alla misurazione d'intensità, j l'indice relativo ai gruppi di elementi soggetti a danneggiamento, i l'indice relativo al parametro ingegneristicamente significativo e k l'indice associato alla misura del danno.

La procedura PEER PBEE si pone l'obiettivo di determinare le predite valutando per ogni scenario del terremoto, pesato in modo probabilistico attraverso l'analisi di pericolo $P(IM_m)$, due possibili configurazioni, la prima legata al non collasso della struttura ($DV_n | NC, IM_m$) e la seconda legata al crollo ($DV_n | C$), entrambe pesate mediante analisi strutturale attraverso le probabilità di non collasso e collasso, rispettivamente $p(NC | IM_m)$, $p(C | IM_m)$. Nel caso del collasso, il valore finale della valutazione (perdite, tempo di inutilizzo o vittime) è ottenuto combinando la funzione di perdita con la probabilità di collasso. Nel caso opposto, in cui non sopraggiunga il collasso, la valutazione viene effettuata combinando la distribuzione probabilistica della risposta sismica $p(EDP_j^i | IM_m)$ con la distribuzione delle perdite attraverso la combinazione dell'analisi dei danni e delle perdite usando rispettivamente $p(DM_k | EDP_j^i)$, $p(DV_j^n | DM_k)$.

La stessa formulazione riportata nell'Eq. 3, con alcune piccole modifiche, può essere utilizzata per la determinazione del valore atteso di una data condizione decisionale (DV).

$$\begin{aligned}
E(DV^n) &= \sum_m E(DV^n | IM_m) \cdot p(IM_m) \\
(DV^n | IM_m) &= E(DV^n | NC, IM_m) \cdot p(NC | IM_m) + E(DV^n | C) \cdot p(C | IM_m) \\
(DV^n | NC, IM_m) &= \sum_j E(DV_j^n | NC, IM_m) \\
(DV_j^n | NC, IM_m) &= \sum_i E(DV_j^n | EDP_j^i) \cdot p(EDP_j^i | IM_m) \\
(DV_j^n | EDP_j^i) &= \sum_k E(DV_j^n | DM_k) \cdot p(DM_k | EDP_j^i)
\end{aligned}$$

Eq. 4

dove i, j, k, m hanno lo stesso significato visto per l'Eq. 3 mentre la probabilità di superamento è sostituita dal valore atteso E .

3.1.2 Analisi di pericolosità

L'analisi di pericolosità rappresenta la prima fase della procedura con il compito di considerare le condizioni geofisiche del suolo in cui opera l'opera. Se considerassimo due strutture identiche tra loro, in termini di elementi, materiali e particolari costruttivi, pare ovvio aspettarsi che i risultati dell'analisi siano completamente differenti in funzione del luogo in cui la struttura sorge. In caso di sito ad alta pericolosità sismica, il risultato della procedura fornirà una valutazione del rischio più elevata rispetto a quella ottenuta in un sito a bassa pericolosità. Questa fase si occupa di definire quanto una determinata area si possa ritenere "più pericolosa" rispetto ad un'altra. Per far questo si necessita di studiare la ricorrenza di eventi sismici, della magnitudo, della distanza dall'epicentro ed altri parametri. L'output di quest'analisi porta alla creazione di una curva di pericolosità in grado di abbinare il valore dell'intensità sismica analizzato (IM) rispetto alla frequenza annuale media di superamento (MAFE Mean Annual Frequency of Exceeding). La probabilità di superamento in "t" anni può essere pertanto descritta utilizzando al seguente espressione:

$$P(IM) = 1 - e^{-\lambda(IM)t}$$

Eq. 5

Dove IM rappresenta la misura d'intensità, $\lambda(IM)$ il MAFE del IM, mentre $P(IM)$ rappresenta la probabilità di superamento del dato valore di IM. L'Eq. 5 è valida

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

considerando il modello probabilistico di Poisson dove la probabilità di ogni valore di IM è ottenuta dalle formulazioni riportate nell'Eq. 6.

per $m=1$: numero di dati IM

$p(IM_m) = P(IM_m)$ se $m = \text{numero punti dati}$

$p(IM_m) = P(IM_m) - P(IM_{m+1})$ negli altri casi

Eq. 6

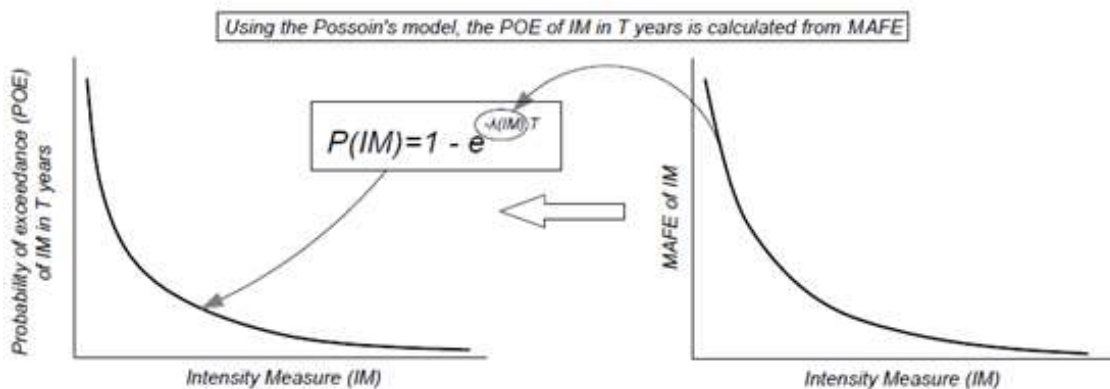


Figura 15 Definizione della curva di pericolo a partire dalla frequenza di superamento totale annua [Günay e Mosalam, 2012]

Tale fase d'analisi, oltre che a definire la curva di pericolosità, ha lo scopo di individuare le registrazioni sismiche utili per la successiva fase dell'analisi strutturale. È importante evidenziare come la scelta di tali accelerogrammi vada effettuata nel rispetto delle caratteristiche dei terremoti associati al luogo in cui viene condotta l'analisi. Tra i principali parametri necessari per la determinazione delle sequenze sismiche troviamo il valore di magnitudo e la distanza rispetto all'epicentro. Nella determinazione degli accelerogrammi è preferibile utilizzare sequenze naturali scaricabili dai numerosi database [ITACA, INGV, PEER] rispetto all'operazione di scala di una singola sequenza: scalare terremoti di lieve intensità per raggiungere IM elevate porterebbe all'utilizzo di sequenze temporali non veritiere, infatti vi sono delle correlazioni tra durata dell'evento, magnitudo, accelerazione massime registrate che verrebbero falsate se si procedesse attraverso l'applicazione di fattori di scala elevati a singoli terremoti, rendendo il risultato irrealistico.

3.1.3 Analisi strutturale

La seconda fase della procedura consiste nell'analizzare la risposta della struttura sollecitata dall'azione sismica. Questa fase non si interessa più alla caratterizzazione del sito su cui la struttura sorge ma focalizza l'attenzione sull'edificio o struttura che si vuole analizzare. In genere la soluzione dell'analisi strutturale richiede la realizzazione di un modello che sia in grado di cogliere il comportamento delle strutture per tutte le intensità previste dall'analisi di pericolosità. Questo aspetto è molto importante, infatti il modello deve cogliere in modo realistico anche gli effetti che terremoti di lieve intensità generano sulla struttura. Nel computo totale delle perdite, ogni singola intensità contribuisce nella determinazione delle perdite totali; anche terremoti di lieve intensità, dove il valore delle perdite può risultare esiguo, possono incidere notevolmente sul valore finale dell'analisi in quanto caratterizzati da un'elevata probabilità di avvenimento.

Per la soluzione dell'analisi strutturale spesso si affianca l'utilizzo di software ad elementi finiti; tra i vari disponibili vogliamo evidenziare la presenza di risorse Open-source come OpenSees [McKenna et al. 2013], che ben si presta ad analisi di tipo multiplo, ed è dotato di un'ampia libreria di legami non lineari in grado di cogliere al meglio il reale comportamento della struttura.

L'obiettivo di quest'analisi è quello di determinare una distribuzione probabilistica degli EDP selezionati. Tipicamente un buon modo di rappresentare l'andamento di tali parametri è attraverso una distribuzione log-normale individuando il valore mediano e la dispersione. Non esistono EDP fissi per ogni tipologia strutturale, ma sta all'operatore che effettua l'analisi individuare quelli che meglio rappresentano il comportamento dell'elemento. Tali parametri possono essere espressi in termini di forza (azioni assiali, momenti flettenti ecc.) o di deformazione (rotazioni, spostamenti relativi, drift, ecc.). L'esecuzione di tale analisi prevede la modellazione non lineare dell'edificio, al fine si effettuare una serie di analisi time-history per accelerogrammi selezionati. Tra le metodologie più diffuse ed efficienti troviamo l'analisi dinamica incrementale (IDA Incremental Dynamic Analysis) [Vamvatsikos et al. 2002; Vamvatsikos et al. 2002b].

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

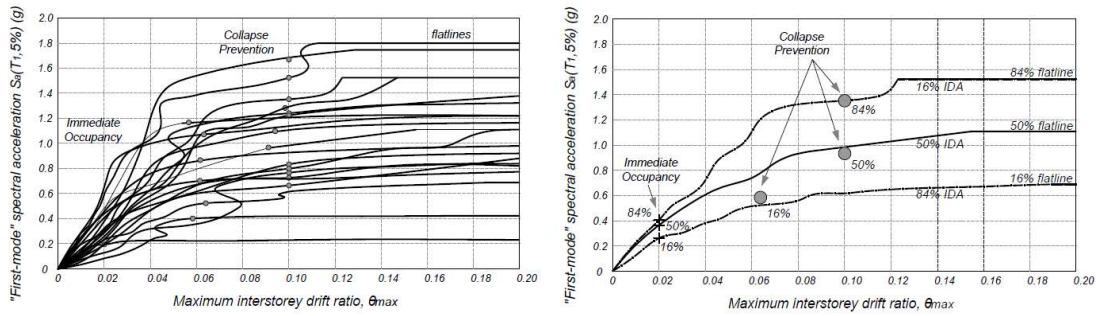


Figura 16 Esempi di risultati dall'analisi IDA [Günay e Mosalam, 2012]

Un'operazione fondamentale di questa fase consiste nella determinazione della probabilità di collasso della struttura. Nella definizione classica della procedura PEER PBEE si ha infatti che il danno associato alla struttura va moltiplicato per la probabilità di non collasso della stessa; se i valori delle perdite legati al danneggiamento non venissero opportunamente pesati si avrebbe un'eccessiva sovrastima del danno, dovuta al calcolo ottenuto sia dal danneggiamento dell'elemento che dal collasso dell'intero edificio.

La determinazione della probabilità di collasso deve essere pertanto effettuata in modo accurato attraverso analisi dedicate. La realizzazione di analisi di tipo Push-Over ci consente di determinare valori di soglia degli EDP oltre i quali si considera l'edificio collassato. La probabilità di collasso dell'edificio può essere ricavata come il rapporto tra i casi in cui viene registrato il collasso rispetto al numero totale di analisi effettuate per ogni IM.

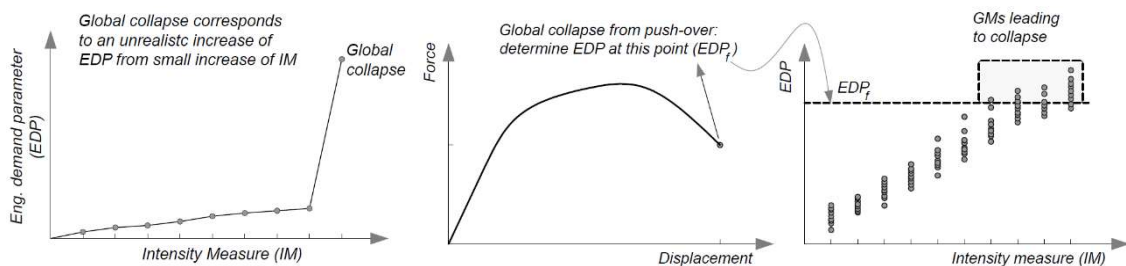


Figura 17 Metodo per la determinazione della probabilità di collasso della struttura [Günay e Mosalam, 2012]

Oltre all'analisi IDA, che rappresenta il metodo più raffinato per la determinazione della distribuzione degli EDP, esistono analisi semplificate che consentono attraverso un onere computazionale ridotto di determinare questi valori, tra le più comuni vogliamo evidenziare l'analisi SPO2IDA [FEMA P-58, 2012c] che consente di

“convertire” un’analisi statica Push-Over in un’analisi dinamica incrementale, oppure altre analisi semplificate descritte all’interno della FEMO P-58.

3.1.4 Analisi del danno

L’analisi del danno si pone come una fase intermedia tra l’analisi strutturale e l’analisi dei costi. L’obiettivo di quest’analisi è quello di individuare la correlazione che è presente tra il valore di EDP ed il relativo danno. Tipicamente ogni elemento strutturale e non strutturale presenta differenti stati limite di danno via via crescenti all’aumentare del valore del EDP. Per i principali elementi costituenti edifici prefabbricati, gli stati limite di danno sono riportati al capitolo 2.3. Lo strumento utilizzato per connettere l’EDP al livello di danno (DS - Damage state) è rappresentato dalle curve o funzioni di fragilità. Esse vengono in genere definite attraverso due differenti valori, il valor medio e la dispersione in modo tale da poter computare anche le incertezze legate alla modellazione e alle caratteristiche dei materiali. L’output fornito da queste curve (tipicamente logaritmiche) rappresenta la probabilità di superamento di un determinato DS.

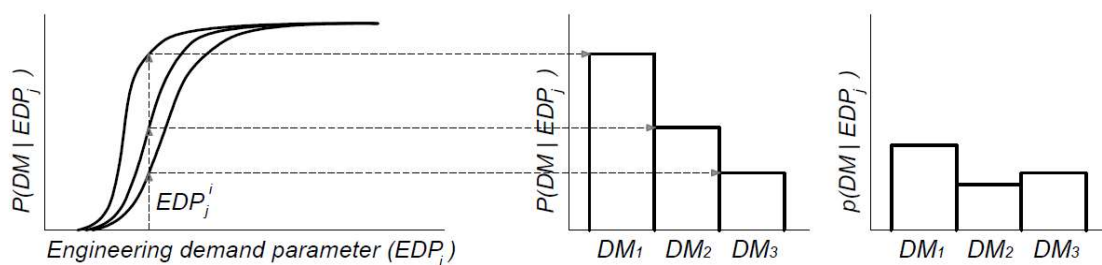


Figura 18 Esempio di calcolo attraverso le curve di fragilità [Günay e Mosalam, 2012]

Ogni punto della curva di fragilità rappresenta una probabilità di superamento. Poiché uno stesso elemento strutturale, può essere sottoposto a differenti stati di danno, si ottiene che la probabilità di danneggiamento dell’elemento j rispetto allo stato limite di danno k attraverso le formulazioni riportate in Eq. 7.

per $k = 1$: numero di livelli di danno DM

$$p(DM_k | EDP_j^i) = P(DM_k | EDP_j^i) \quad \text{se } k = DM$$

$$p(DM_k | EDP_j^i) = P(DM_k | EDP_j^i) - P(DM_{k+1} | EDP_j^i) \quad \text{e altri casi}$$

Eq. 7

3.1.5 Analisi delle perdite

Quest'ultima analisi rappresenta la fase finale della procedura. Attraverso essa è possibile, per ogni elemento analizzato, associare al valore di danno la quantità di interesse; perdite economiche (valore monetario per la riparazione degli elementi danneggiati), tempo di disuso (tempistiche necessarie per il ripristino della situazione iniziale, con relative perdite economiche indirette legate all'inagibilità) oppure vittime e feriti. Tali quantità potranno essere direttamente utilizzate dal professionista per prendere decisioni in merito alla sicurezza, e all'adeguamento delle strutture. Attraverso essa è possibile determinare quale sia l'intervento tecnologicamente ed economicamente migliore per l'utente.

Il risultato finale della procedura PEER PBEE può essere riassunto nel grafico riportato in Figura 19 rappresentativo della curva di perdita, ottenuta mediante l'applicazione del teorema della probabilità totale nella combinazione delle 4 fasi precedentemente descritte.

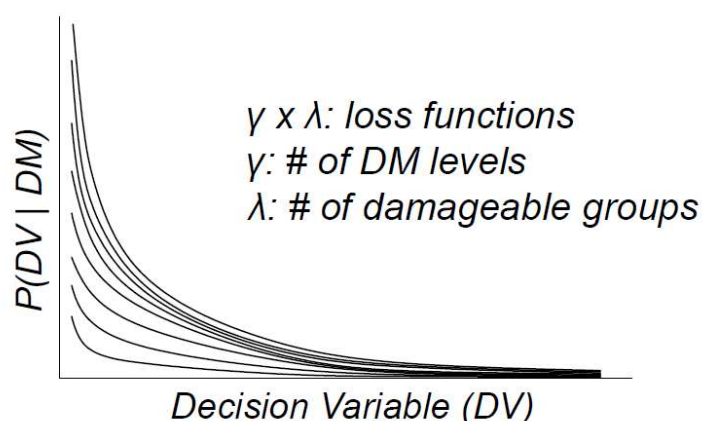


Figura 19 Esempio di curva di perdita [Günay e Mosalam, 2012]

3.2 Metodologie per la determinazione del danno in seguito ad un evento sismico

Nelle sezioni precedenti del capitolo 3, abbiamo analizzato la metodologia PEER PBEE che ci consente di determinare il rischio sismico delle strutture e di effettuare alcune previsioni in merito al danno che questi eventi possono causare. In questa sezione vogliamo invece analizzare una procedura che, a seguito di un evento, consente di effettuare delle valutazioni sull'ipotetico danneggiamento subito dall'edificio.

La prassi attuale prevede che a seguito dell'evento sismico ci siano tecnici abilitati che, attraverso un'analisi visiva dello stato di danneggiamento prendono decisioni in merito alla possibilità di proseguire nell'utilizzo dell'edificio o imporre interventi di ripristino. Tuttavia tali operazioni, oltre che a mettere a repentaglio la sicurezza delle persone che effettuano il sopralluogo, non possono considerare il reale stato di deformazione che gli elementi hanno subito durante l'evento. Talvolta alcuni elementi non risultano ispezionabili, pertanto non è possibile trarre conclusioni sul relativo stato di salute.

La determinazione di una procedura, che attraverso l'utilizzo di sensori, sia in grado di fornire indicazioni preliminari sullo stato di danneggiamento di un edificio rappresenterebbe un importante elemento d'aiuto nelle fasi decisionali post evento sia nelle operazioni di soccorso che nelle fasi successive per il sopralluogo, la determinazione dello stato di danno e l'eventuale dichiarazione di inagibilità delle strutture. Inoltre, l'applicazione di una strumentazione collocata alla base dell'edificio (configurazione minima) ci consentirebbe di conoscere la reale sollecitazione subita prendendo in considerazione anche le risposte locali del terreno. Tali registrazioni verrebbero utilizzate per la definizione delle principali caratteristiche dell'evento, utili per trarre delle considerazioni preliminari sul danno, ma anche per eventuali analisi numeriche successive più approfondite. Una configurazione strumentale più estesa, lungo lo sviluppo dell'edificio, consentirebbe invece di applicare algoritmi in grado di determinare il danneggiamento, attraverso l'applicazione degli indici di danno, dei vari elementi facenti parte della struttura.

3.2.1 Grandezze caratteristiche del moto sismico

Per grandezze caratteristiche del moto sismico si intendono quei parametri, ricavabili immediatamente dalla semplice conoscenza delle registrazioni degli eventi, che possono essere utilizzati al fine di stimare, il potenziale danneggiamento che tali eventi possono generare senza dover affrontare lo studio della risposta strutturale. Tra queste grandezze possiamo trovare i valori di picco di accelerazione (PGA Peak ground acceleration), di velocità (PGV) e di spostamento (PGD) ottenibili mediante l'integrazione delle registrazioni effettuate con accelerometri. Tra questi si osserva come i valori di velocità meglio si prestano alla determinazione del danno in quanto direttamente connesso con il contenuto energetico dell'evento.

Esistono inoltre altri parametri, sempre ricavabili dalle registrazioni accelerometriche, che aiutano nella classificazione sismica di un evento, attraverso la determinazione dell'intensità. Tra i più importanti troviamo l'intensità di Arias [Arias 1970]: si indicando con E l'energia dissipata per unità di massa da un oscillatore semplice con frequenza propria ω e smorzamento relativo ν , l'intensità secondo Arias può essere calcolata attraverso l'Eq. 8:

$$I = \int_0^{\infty} E d\omega$$

Eq. 8

Poiché gli effetti maggiormente distruttivi del terremoto sono generalmente connessi alle componenti orizzontali, l'intensità di Arias globale risulta essere pari a:

$$I_A = I_X + I_Y = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_e} (a_x^2(t) + a_y^2(t)) dt$$

Eq. 9

dove I_X e I_Y rappresentano rispettivamente l'intensità di Arias calcolata nelle direzioni ortogonali x e y, g rappresenta l'accelerazione di gravità, t_e la durata dell'evento sismico mentre $a_x(t)$ e $a_y(t)$ rappresentano l'accelerazione del terreno registrata nella direzione x e y.

Un altro parametro che ci consente di classificare l'evento sismico è rappresentato dal fattore di Cosenza. Tale fattore nasce da considerazioni legate alla dissipazione dell'energia: l'evento sismico attraverso lo scuotimento del terreno immette dell'energia nella struttura che, deve essere dissipata mediante spostamenti della stessa. Tali spostamenti sono, in genere, i principali responsabili dei maggiori danni alla struttura ed in particolare a tutti gli elementi non strutturali. Il fattore di Cosenza, calcolabile attraverso l'Eq. 10, contiene al suo interno parametri come l'intensità di Arias (I_A) ed i picchi di accelerazione e velocità (PGV, PGA), direttamente connessi all'energia immessa, e ben si presta alla quantificazione del potenziale danno generato dall'evento sismico.

$$I_D = \frac{2g}{\pi} \cdot \frac{I_A}{PGA \cdot PGV}$$

Eq. 10

Oltre ai valori di picco e all'intensità, un ulteriore parametro che incide fortemente sul danneggiamento di un edificio è rappresentato dalla durata effettiva dell'evento. Questa può essere definita in modi differenti. In seguito verranno definite tre differenti durate. La prima è definita come Bracketed duration (D_b) ovvero l'intervallo di tempo trascorso tra il primo e l'ultimo istante in cui il quadrato dell'accelerazione ha superato un determinato livello di soglia a_0^2 ;

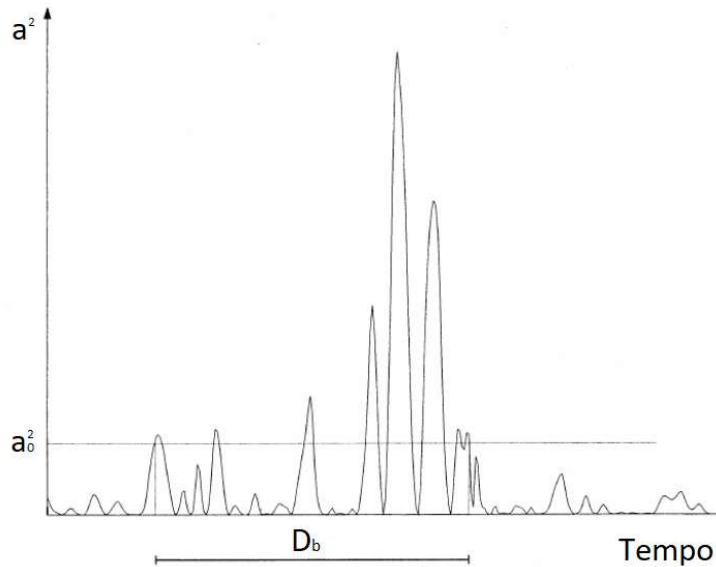


Figura 20 Rappresentazione qualitativa del bracketed duration (D_b) [Cosenza et. Al 1997]

L'uniform duration (D_u) viene invece definita come la somma degli intervalli di tempo durante i quali l'accelerazione ha superato il valore di soglia a_0 .

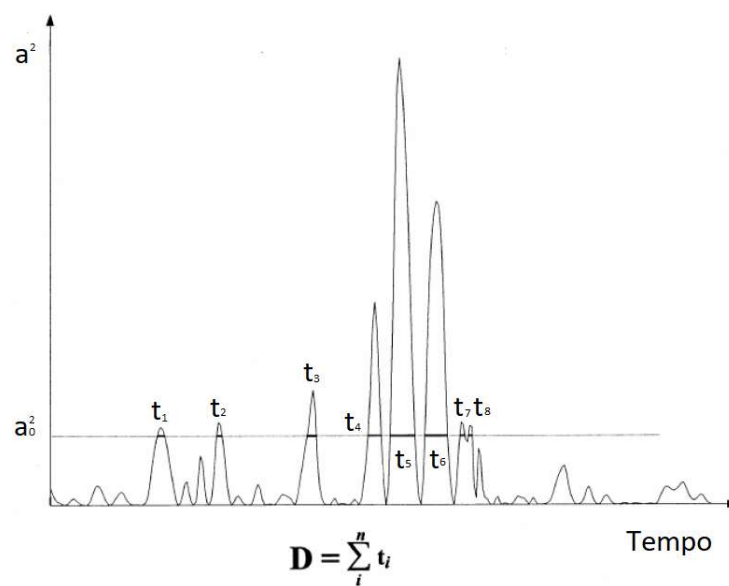


Figura 21 Rappresentazione qualitativa dell'uniform duration (D_u) [Cosenza et. Al 1997]

Infine troviamo la significant duration (D_s) che ha il compito di individuare la porzione di accelerogramma che porta con sé il quantitativo energetico maggiormente significativo: definiti gli intervalli superiore ed inferiore di energia di interesse (AI_0, AI_f) è possibile determinare la durata significativa come l'intervallo di tempo tra il punto corrispondente ai valori di soglia definiti (in genere 5 e 95%), nella cumulata progressiva dell'intensità di Arias.

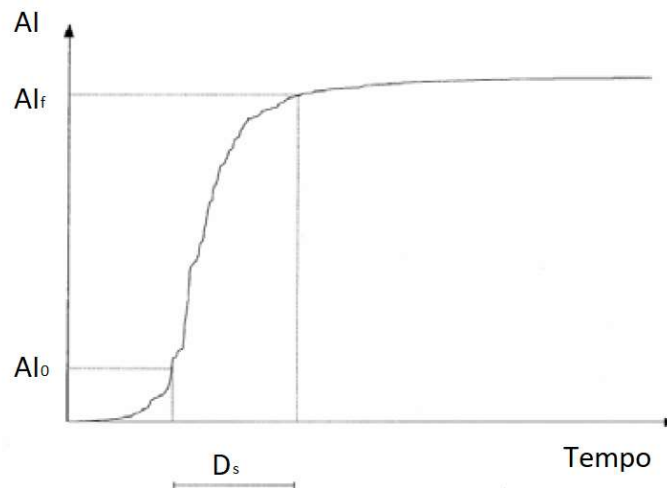


Figura 22 Rappresentazione qualitativa del significant duration (D_s) [Cosenza et. Al 1997]

3.2.2 Indicatori di danno

Quanto osservato nel capitolo precedente consente, attraverso lo studio dei principali fattori che caratterizzano la forzante sismica, di trarre alcune considerazioni in merito alla capacità distruttiva di un evento sismico, indipendentemente dalla tipologia di struttura realizzata. Effettuando un parallelismo con quanto previsto dalla procedura PEER PBEE per la stima del rischio sismico, possiamo dire come quanto descritto dal paragrafo 3.2.1 sia equivalente a quanto valutato attraverso l'analisi di pericolosità. Tali aspetti, seppur di notevole importanza, non risultano sufficienti per la determinazione del reale stato di danno alla struttura e ai componenti non strutturali. Risulta infatti che la struttura, dotata di parametri dinamici propri, subisce le accelerazioni imposte dal sisma e, comportandosi alla pari di un filtro, amplifica determinate frequenze e ne smorza altre. Ecco che, lo stesso evento agente su due diverse strutture può generare su di esse effetti completamente differenti.

Risulta pertanto di fondamentale importanza conoscere le caratteristiche principali della struttura al fine di quantificarne il danno attraverso degli indicatori che consentano di coinvolgere la risposta strutturale nella stima del danno. Tale aspetto viene ripreso anche nella procedura per la determinazione del rischio sismico attraverso l'analisi strutturale.

Nel proseguo di questo capitolo verranno riportati sinteticamente alcuni indicatori utilizzabili per la determinazione del danno [Azhdary and Shabakhty 2013, Datta and Ghosh 2008, Sinha and Shuradhonkar 2012], le possibili classificazioni degli stessi e l'eventuale ridefinizione al fine di renderli tra loro comparabili.

- **Lybas and Sozen (1977)**

$$D = \frac{k_0}{k_m}$$

ID. 1

Dove k_0 e k_m rappresentano la rigidezza iniziale elastica e la rigidezza secante raggiunta nella condizione dei massimo spostamento della struttura.

- **FDR Banon (1981)**

$$D = \frac{\frac{\phi_m}{M_m} - \frac{\phi_y}{M_y}}{\frac{\phi_u}{M_u} - \frac{\phi_y}{M_y}}$$

ID. 2

Dove ϕ_m , ϕ_y , ϕ_u rappresentano rispettivamente la curvatura massima, a snervamento e ultima. Analogamente M_m , M_y , M_u rappresentano il momento massimo, a snervamento e ultimo.

- **Banon e Veneziano (1982)**

$$D = \sqrt{\left(\frac{d_m}{d_y - 1}\right)^2 + \left[\left(\frac{2E_h}{F_y d_y}\right)^{0.38}\right]^2}$$

ID. 3

Dove d_m , d_y rappresentano lo spostamento massimo ed a snervamento. F_y la forza di snervamento ed E_h l'energia dissipata dalla struttura.

- **Hwang and Scribner (1984)**

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{k_i d_i^2}{k_e d_y^2}$$

ID. 4

Dove k_i , k_e rappresentano la rigidezza flessionale e iniziale elastica della struttura mentre d_i e d_y rappresentano lo spostamento dell'i-esimo ciclo e lo spostamento a snervamento con n pari al numero dei cicli.

- **Park and Ang (1985)**

$$D = \frac{d_m}{d_u} + \frac{\beta}{F_y d_u} \int dE$$

$$\beta = (-0.447 + 0.073 \frac{L}{d} + 0.24n + 0.314\rho_l) \cdot 0.7^{\rho_w}$$

ID. 5

Dove d_u rappresenta lo spostamento ultimo della struttura con carico monotono, d_m lo spostamento massimo raggiunto durante il sisma, F_y la forza orizzontale che porta allo snervamento delle armature, dE l'energia dissipata mentre β assume il seguente valore riportato nell'ID. 5, dove L rappresenta l'altezza della colonna, d l'altezza utile della sezione, n l'azione assiale normalizzata, ρ_l la percentuale di armatura longitudinale e ρ_w il rapporto di confinamento.

- **Stephensen and Yao (1987)**

$$D = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta d^+}{\Delta d_f} \right)^{1-b \cdot r}$$

ID. 6

Dove Δd^+ è l'aumento incrementale degli spostamenti in direzione positiva della struttura, Δd^- è la diminuzione incrementale degli spostamenti in direzione negativa della struttura, Δd_f è lo spostamento di collasso (gli autori lo pongono uguale al 10% dell'altezza), b è un coefficiente pari a 0.77 mentre r è dato da rapporto $\frac{\Delta d^+}{\Delta d^-}$.

- **Wang and Shah (1987a)**

$$D = 1 - \frac{F_y}{F_m}$$

ID. 7

Dove F_y è la forza di collasso durante un carico ciclico mentre F_m rappresenta la forza massima durante il ciclo.

- **Wang and Shah (1987b)**

$$D = \frac{e^{\eta\beta} - 1}{e^\eta - 1} \quad \text{con} \quad \beta = C \sum_{i=1}^n \frac{\vartheta_i}{\vartheta_u}$$

ID. 8

Dove η può assumere valore di -3 o -1, C è una costante pari a 0.15, ϑ rappresenta la rotazione della sezione all' i -esimo ciclo mentre ϑ_u rappresenta la rotazione ultima.

- **Powell and Ali Ahabadi (1988)**

$$D = \frac{\mu_m - 1}{\mu_u - 1}$$

ID. 9

Dove μ_m , μ_u rappresentano la duttilità massima raggiunta e ultima

- **Di Pasquale and Cakmak (1988)**

$$D = 1 - \frac{T_a}{T_m}$$

ID. 10

$$D = 1 - \left(\frac{T_a}{T_m} \right)^2$$

ID. 11

$$D = 1 - \left(\frac{T_a}{T_d} \right)^2$$

ID. 12

Dove T_a rappresenta il periodo proprio iniziale della struttura mentre T_d il periodo al valore in condizioni ultime della struttura.

- **Bracci (1989)**

$$D = \frac{\varphi_m - M_u / k_m}{\varphi_u - M_u / k_u}$$

ID. 13

Dove φ_m , φ_u , rappresentano la curvatura massima raggiunta e ultima, M_u il momento flettente ultimo e, k_m , k_u , rappresentano la rigidezza massima raggiunta ed ultima.

- **Colombo e Negro (2005)**

$$D = 1 - \left[\left(1 - \frac{\vartheta_m}{\vartheta_u} \right)^{1/\beta_1} \cdot 0.5 \left(1 - \tanh \left(\beta_2 \frac{\int dE}{E_u^*} - \pi \right) \right) \cdot e^{-\beta_3 \frac{\int dE}{E_u^*}} \right]$$

ID. 14

Dove $\beta_1 = \beta_3 = 0.1$, $\beta_2 = 2.4$, ϑ_m rappresenta la rotazione massima della sezione, ϑ_u rappresenta la rotazione ultima mentre E_h^* è un parametro che tiene conto dell'energia dissipata.

Tutti gli indici fino ad ora riportati, ad esclusione dell'indice di danno di Di Pasquale e Cakmak che si basa sulla considerazione che il danno alla struttura provochi una riduzione della rigidezza e la conseguente decrescita dell'indice, si riferiscono a

singoli elementi strutturali, oppure a porzioni di edificio. Risulta tuttavia possibile combinare gli indici di danno locali dei vari elementi al fine di determinare un indice di danno globale della struttura attraverso le formule riportate in Eq. 11 ed Eq. 12.

$$D_{piano} = \frac{\sum_{i=1}^n D_i E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \quad D_{strutt} = \frac{\sum_{i=1}^N D_{piano,i} E_{piano,i}}{\sum_{i=1}^N E_{piano,i}}$$

Eq. 11

$$D_{piano} = \frac{\sum_{i=1}^n D_i W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad D_{strutt} = \frac{\sum_{i=1}^N D_{piano,i} W_{piano,i}}{\sum_{i=1}^N W_{piano,i}}$$

Eq. 12

Dove D_i è l'indice di danno locale del singolo elemento strutturale, n il numero di elementi strutturali di piano, N il numero di piani, E_i l'energia dissipata dall' i -esimo elemento e W_i il carico verticale sorretto dall' i -esimo elemento o dal i -esimo piano.

Tutti gli indici indicati, oltre alla classificazione già fatta precedentemente possono essere riclassificati in funzione del parametro che analizzano per la determinazione del danno (Tabella 5). In particolare sono state individuate quattro categorie, in cui il calcolo dell'indice viene basato su valori relativi a:

- Rigidezza degli elementi;
- Duttilità degli elementi;
- Numero di cicli di sollecitazione;
- Energia dissipata dall'elemento;

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

Tabella 5 Classificazione degli indici di danno esaminati

Tipologia di indice	Indice
Rigidezza	ID. 1; ID. 2; ID. 4; ID. 7; ID. 10; ID. 11; ID. 12; ID. 13
Duttilità	ID. 2; ID. 3; ID. 5; ID. 8; ID. 9; ID. 13; ID. 14
Numero di cicli	ID. 4; ID. 6; ID. 8
Energia	ID. 3; ID. 5; ID. 14

Come si può osservare dalla classificazione riportata in Tabella 5, alcuni indici si basano sulla combinazione di più parametri, tali indici vengono raccolti in Tabella 6.

Tabella 6 Indici di danno combinati

Tipologia di indice	Indice
Combinati	ID. 3; ID. 4; ID. 5; ID. 8; ID. 13; ID. 14;

Si può inoltre osservare come nel calcolo di alcuni indici sia richiesta un'approfondita conoscenza di base della struttura attraverso parametri come duttilità, spostamenti e/o rotazioni a snervamento ed ultime, che possono essere calcolati solo conoscendo la dimensione, i dettagli costruttivi ed i materiali dei principali elementi costituenti la struttura stessa. Altri indici invece prevedono la conoscenza dei parametri legati alla dinamica della struttura che possono essere stimati attraverso metodologie come l'identificazione dinamica. In Tabella 7 viene riproposta la classificazione degli indici in funzione di queste ultime considerazioni.

Tabella 7 Classificazione degli indici in funzione delle modalità con cui è possibile ricavare i parametri di calcolo

Tipologia di indice	Indice
Sola identificazione dinamica	ID. 1; ID. 4; ID. 6; ID. 10; ID. 11; ID. 12;
Conoscenza della struttura di base	ID. 2; ID. 3; ID. 5; ID. 7; ID. 8; ID. 9; ID. 13; ID. 14;

Come ultima fase dell'analisi di letteratura, vorremmo valutare come i differenti indici di danno colgono il danneggiamento della struttura. Per far questo, viene ipotizzata una storia di carico dell'elemento crescente in modo monotono, come descritto in Figura 23.

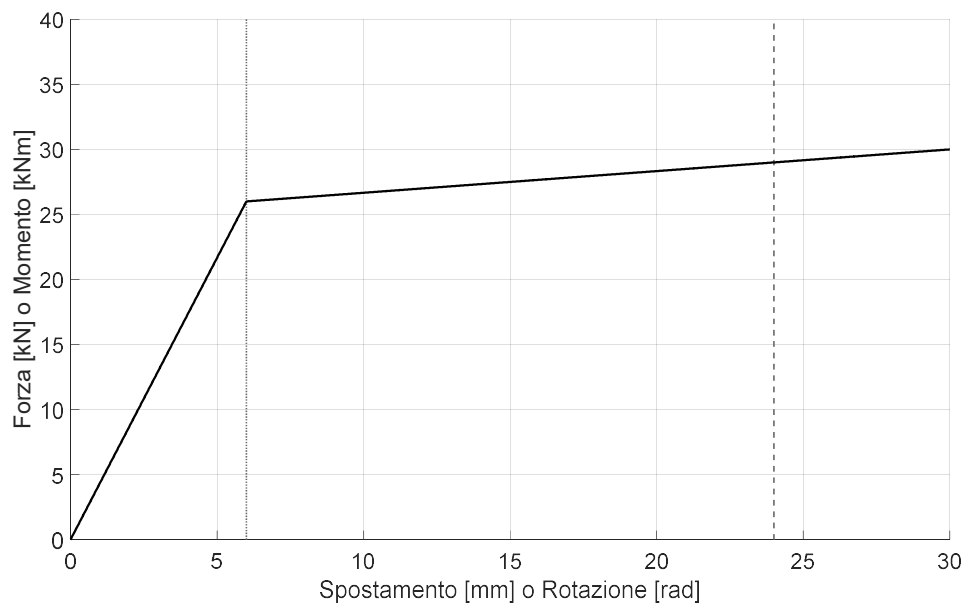


Figura 23 Curva teorica di sollecitazione per l'elemento utilizzata al fine di determinare la risposta degli indici di danno

Attraverso queste analisi teoriche tali indici verranno ridefiniti in modo tale da avere valore pari a zero, in prossimità del limite elastico dell'elemento, e pari a 1 al raggiungimento delle condizioni ultime.

- **Lybas and Sozen (1977)**

Come si può osservare dalla Figura 24, l'indice ID. 1 assume valori pari all'unità in assenza di danno e cresce fino al valore prossimo a 3.5 in corrispondenza delle condizioni ultime della struttura. Definendo il coefficiente C pari a:

$$C = \frac{k_e}{k_u - k_e}$$

dove k_e, k_u i valori di rigidezza calcolati in condizioni prossime al limite elastico e di collasso dell'elemento abbiamo che, attraverso l'applicazione della formulazione riportata in Eq. 13, è possibile ottenere l'indice pari a zero in assenza di danno e pari ad uno in condizioni ultime dell'elemento.

$$ID_n = \frac{C}{D_o} - C$$

Eq. 13

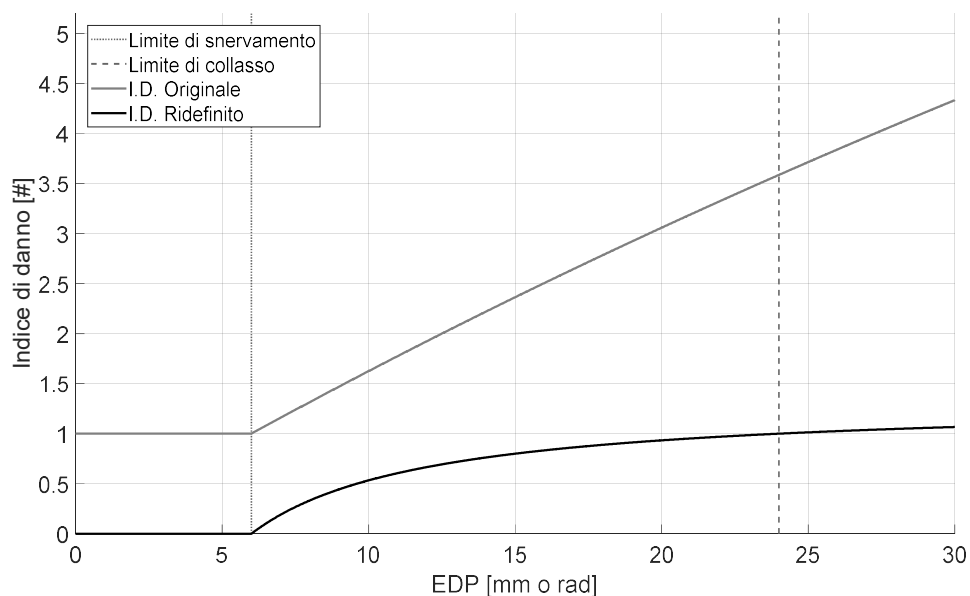


Figura 24 Risposta dell'indice di danno Lybas and Sozen alla storia di carico riportata in, nella versione originale e successiva ridefinizione.

- **FDR Banon (1981)**

In questo caso si osserva come l'indice di danno ID. 2 sia già definito nullo in assenza di danno mentre raggiunge il valore unitario in prossimità della condizione ultima della struttura.

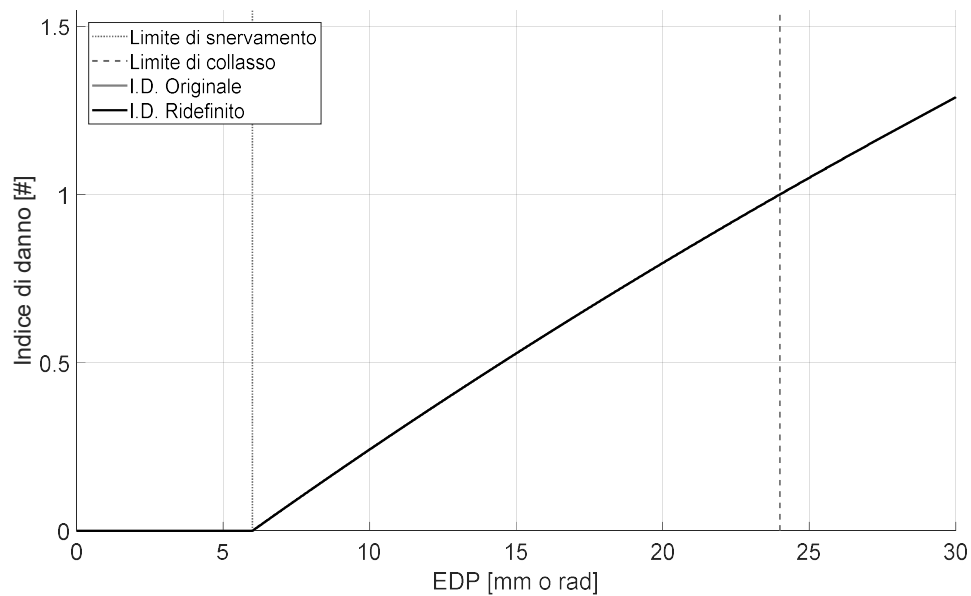


Figura 25 Risposta dell'indice di danno FDR Banon alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione.

- **Banon e Veneziano (1982)**

Questo indice è il primo tra quelli elencati ad utilizzare tra i parametri significativi per la definizione del danno il valore di energia. Per questo motivo è importante effettuare alcune valutazioni preliminari sulla modalità con cui viene calcolata tale energia ed in particolare la modalità con cui si decide di suddividere in cicli o semi-cicli una storia di spostamenti non costante. Il criterio scelto, rappresentato in Figura 26, consiste nel definire il semi-ciclo compreso tra i punti in cui si ha inversione di segno nella risposta in termini di spostamento dell'elemento strutturale.

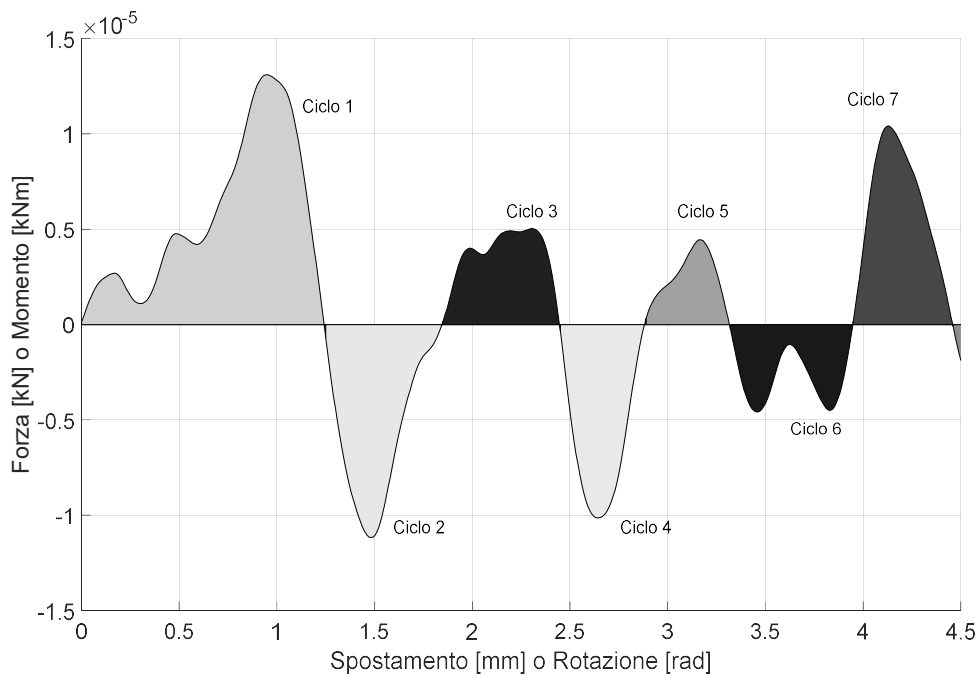


Figura 26 Suddivisione in cicli o semi-cicli della risposta non monotona di un elemento strutturale

Nel caso specifico dell'indice ID. 3, l'indice di danno verrà calcolato in ogni ciclo e successivamente ottenuto come il massimo valore degli indici individuati. Al fine di uniformarlo con gli altri individuati, si propone la formulazione riportata nell'Eq. 14

$$ID_n = \frac{ID_o}{ID_u - ID_e} - \frac{ID_e}{ID_u - ID_e}$$

Eq. 14

Dove ID_n rappresenta l'indice di danno ridefinito mentre, ID_o, ID_e, ID_u , rappresentano rispettivamente l'indice di danno calcolato secondo la definizione originale, in prossimità della condizione massima, del limite elastico e del limite ultimo. In Figura 27 si mostra il confronto tra il valore dell'indice originale e quello proposto.

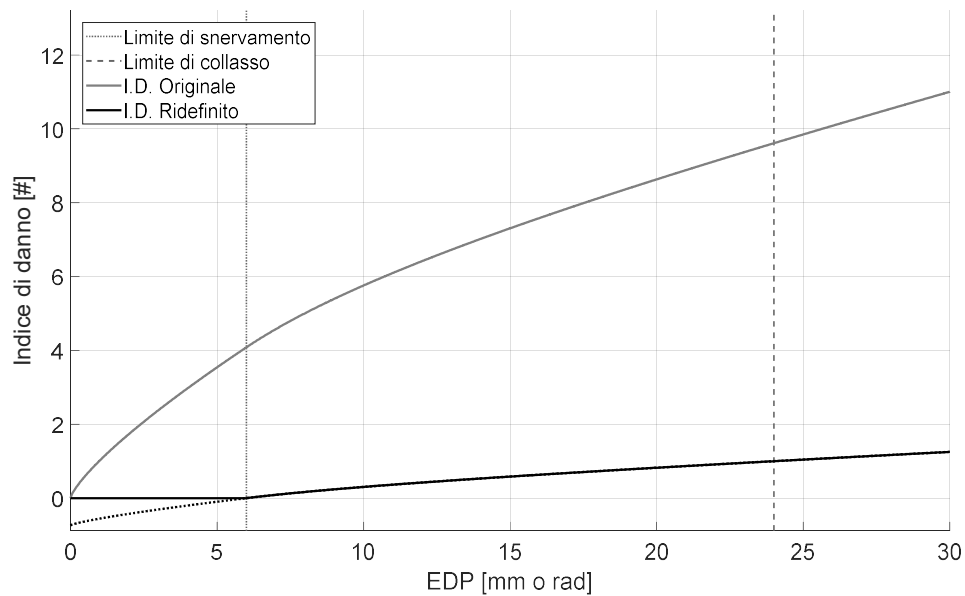


Figura 27 Risposta dell'indice di danno Banon e Veneziano alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione

- **Hwang and Scribner (1984)**

In questo caso, ci troviamo dinnanzi ad un indice (ID. 4) dove il calcolo del danno prevede la sommatoria rispetto al numero dei cicli. Al fine di renderlo confrontabile con gli altri indici, si è deciso di procedere in modo che il valore per ogni singolo ciclo sia zero in assenza di danno, mentre si raggiunge l'unità in prossimità delle condizioni di collasso. Va tuttavia sottolineato come, essendo l'indice finale ottenuto come sommatoria degli indici dei vari cicli, questo indice può segnalare valori superiori all'unità anche nel caso in cui non si sia raggiunta la condizione ultima ma venga ripetuta una condizione intermedia tra lo snervamento ed il collasso della

struttura. Anche per questo caso l'omogeneizzazione dell'indice avviene attraverso l'Eq. 14, ottenendo i risultati mostrati in Figura 28.

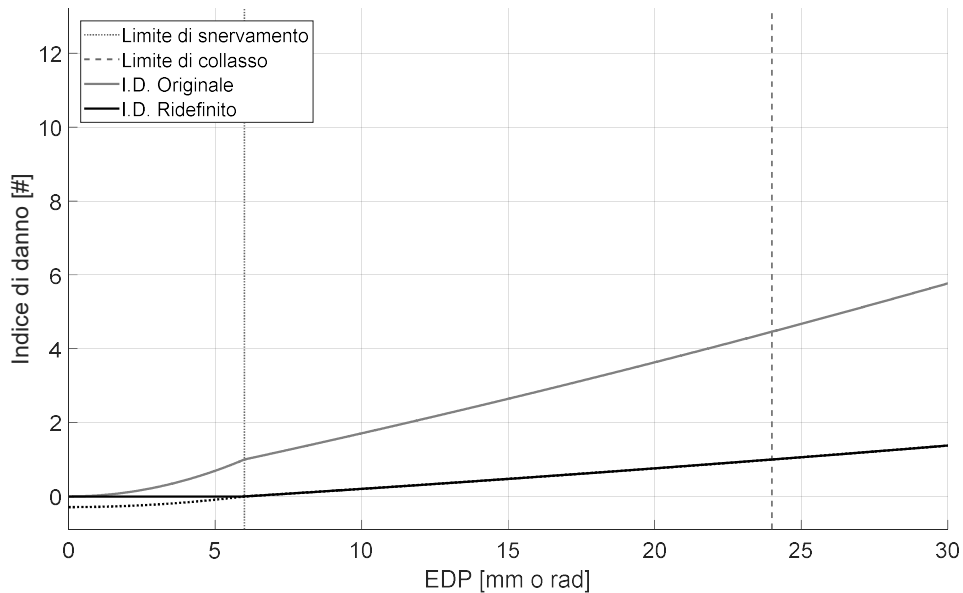


Figura 28 Risposta dell'indice di danno Hwang and Scribner alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione

- **Park and Ang (1985)**

In Figura 29 è mostrato l'andamento dell'indice di danno di Park and Ang (ID. 5); in particolare si osserva come tale indice evidenzi un valore maggiore di zero anche quando lo stato di sollecitazione dell'elemento risulta essere in campo elastico, mentre in condizioni ultime il valore di tale indice supera il valore unitario. Come per il caso precedente, attraverso la formulazione riportata nell'Eq. 14, è possibile ridefinire l'indice al fine di renderlo omogeneo con gli altri sino ad ora analizzati.

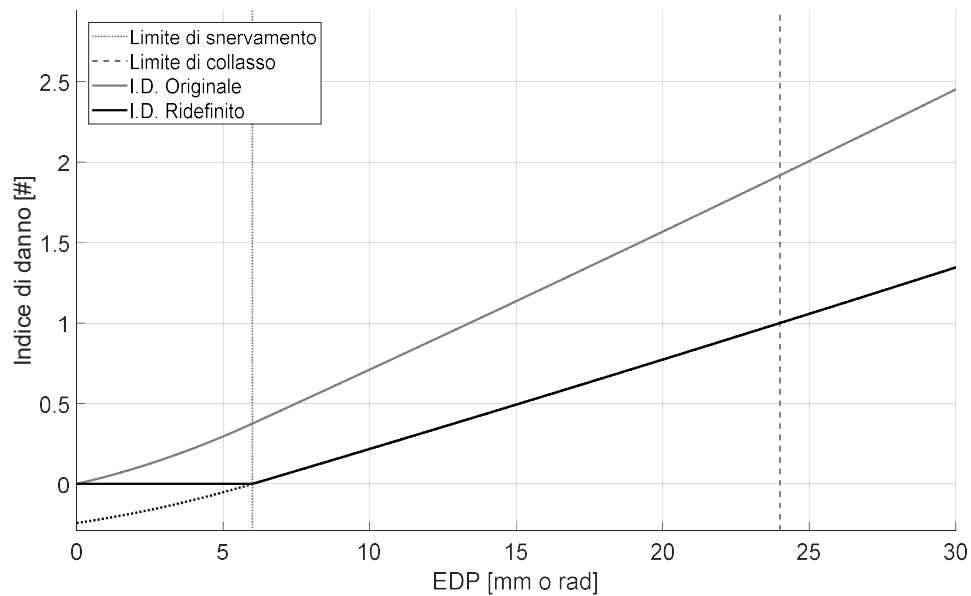


Figura 29 Risposta dell'indice di danno Park and Ang alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione

- **Wang and Shah (1987a)**

Il primo indice di danno proposto da Wang and Shah (ID. 7) si differenzia da quelli sino ad ora descritti in quanto utilizza come unico parametro il valore di sollecitazione a cui l'elemento è soggetto. Questo aspetto rende tale indice difficilmente applicabile nel monitoraggio in real-time di una struttura poiché, in assenza di un'adeguata strumentazione, che in genere non viene utilizzata nel monitoraggio permanente delle prestazioni di un edificio, tali valori di sollecitazione risultano difficilmente ottenibili. Viene comunque individuata la strategia utile per l'omogeneizzazione dell'indice in quanto potrebbe essere di maggiore interesse per successive analisi numeriche in cui, attraverso la stima delle caratteristiche della struttura, è possibile determinare il valore di tali sollecitazioni. La strategia utilizzata è la stessa fino ad ora vista, ovvero traslare verticalmente la curva in modo da far corrispondere il limite elastico col valore zero dell'indice per poterlo successivamente scalare intorno a

quel punto in modo da garantire il valore unitario in prossimità del collasso. I risultati di tali operazioni descritti dall'Eq. 14 sono mostrati in Figura 30.

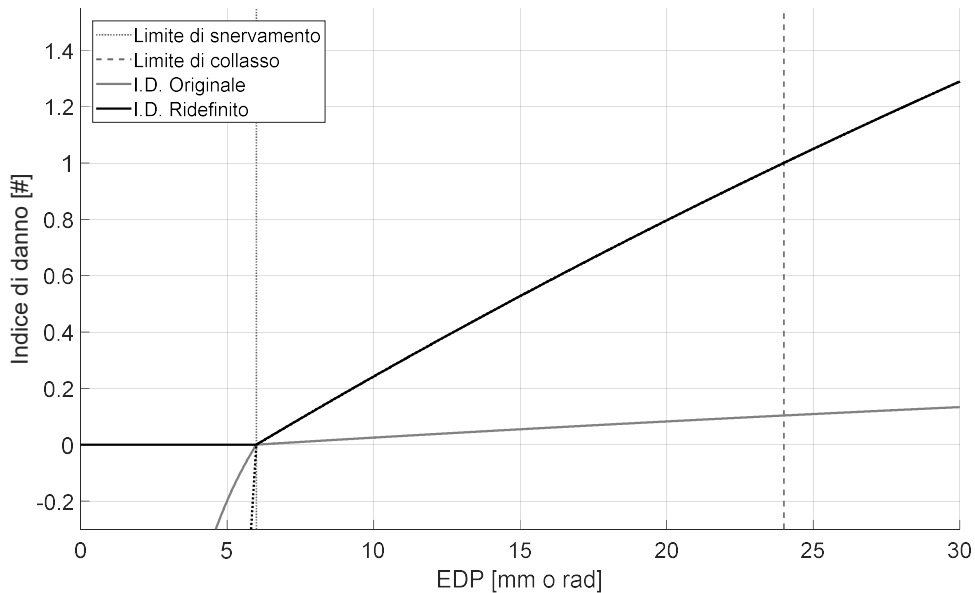


Figura 30 Risposta dell'indice di danno Wang and Shah alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione

- **Wang and Shah (1987b)**

Il secondo indice di danno proposto da Wang and Shah (ID. 8), al pari dell'indice di danno ID. 4, considera nella determinazione del danneggiamento il numero di cicli a cui l'elemento è sottoposto. In particolare, questo viene considerato tramite il coefficiente β , pertanto in modo analogo al precedente indice si ridefinisce tale fattore in modo che per ogni singolo ciclo risulti uguale a zero al limite elastico dell'elemento e uguale all'unità in condizioni prossime al collasso (Eq. 15).

$$\beta_n = \frac{\beta_o}{\beta_u - \beta_e} - \frac{\beta_e}{\beta_u - \beta_e}$$

Eq. 15

Dove β_n rappresenta il coefficiente calcolato con la nuova procedura, $\beta_o, \beta_e, \beta_u$ rappresentano rispettivamente i valori calcolati nella condizione massima, in prossimità del raggiungimento della condizione di equilibrio ed ultima. Tale procedura è avvalorata dal fatto che si può osservare come:

$$\begin{aligned} \beta = 0 & \rightarrow ID = 0 \\ \beta = 1 & \rightarrow ID = 1 \end{aligned}$$

In Figura 31 viene proposto l'andamento del coefficiente beta nella versione originale prevista dall'indice di danno e nella formulazione proposta.

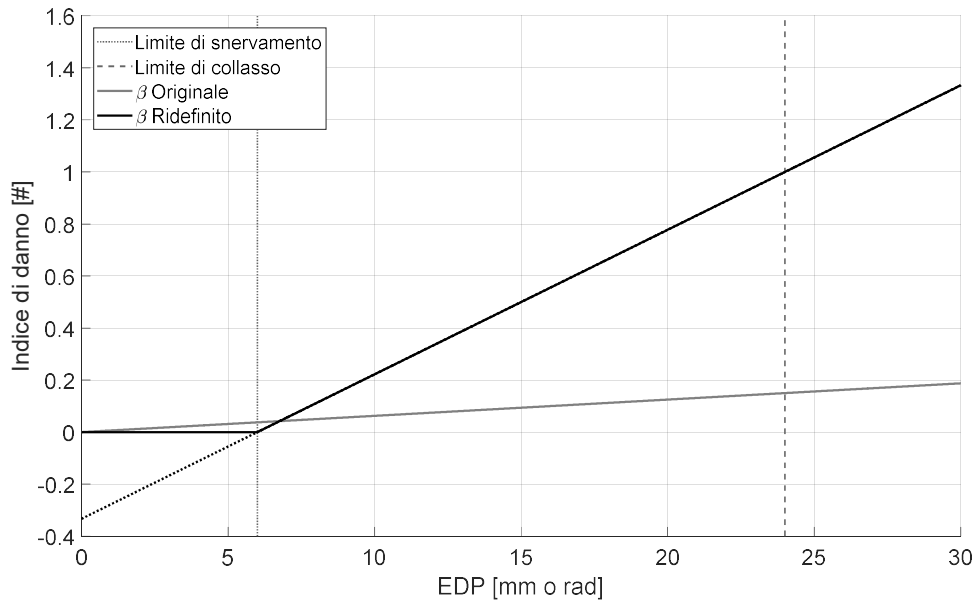


Figura 31 Andamento del coefficiente beta in funzione della storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione

- **Powell and All Ahabadi (1988)**

L'indice di danno di Powell and All Ahabadi (ID. 9), il cui calcolo risulta basato su principi di duttilità, risulta già definito nella configurazione originaria per valori compresi tra zero (condizione in assenza di danno) ed uno (in prossimità del collasso dell'elemento) pertanto non necessita di alcun tipo di modifica. I risultati sono visibili in Figura 32.

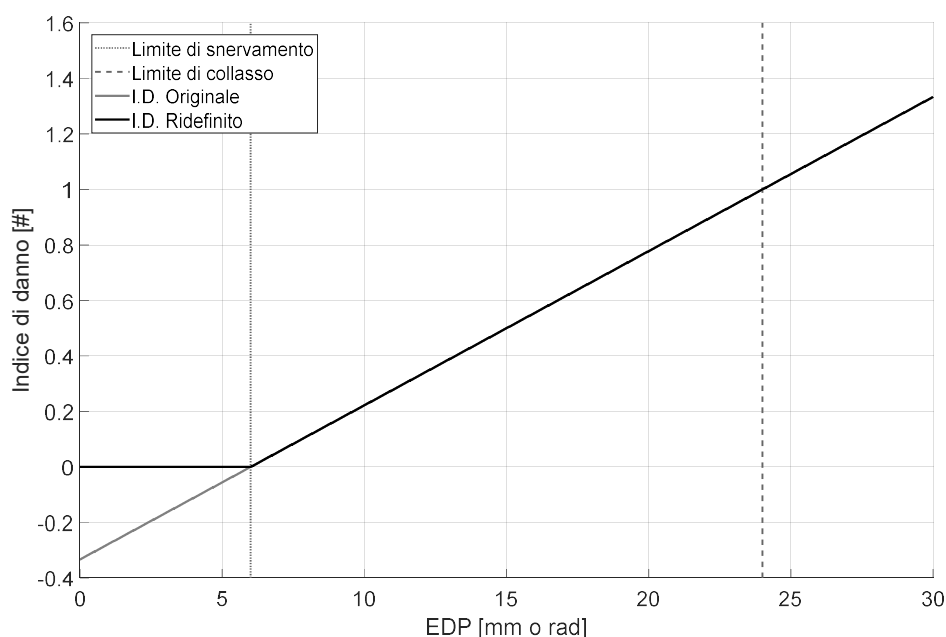


Figura 32 Risposta dell'indice di danno Powell and All Ahabadi alla storia di carico riportata in Figura 23, nella versione originale e successiva ridefinizione

3.3 Caso specifico delle strutture prefabbricate industriali

Dopo aver descritto la procedura PEER PBEE utile per la determinazione del rischio sismico di edifici nuovi e/o esistenti ed aver approfondito gli aspetti bibliografici per la determinazione del danno in seguito ad eventi sismici, vorremmo ora soffermarci su alcuni aspetti caratteristici delle strutture prefabbricate.

Come anticipato, lo schema che meglio descrive il comportamento statico e dinamico della struttura è da considerarsi prossimo alla condizione di costruzione isostatica. Tale struttura ha per definizione un'eguaglianza perfetta tra gradi di libertà e gradi di vincolo; ciò implica che per garantire l'equilibrio risulti necessaria la presenza di tutti gli elementi, e che esista un unico percorso dei carichi che consente di trasferire le sollecitazioni tra i vari elementi e il terreno. La natura isostatica di tali costruzioni è da ricondursi principalmente alla fase di realizzazione dell'opera, infatti se nelle costruzioni tradizionali abbiamo in cantiere l'esecuzione del getto che attribuisce la caratteristica monolitica alla struttura, per edifici prefabbricati le operazioni in cantiere consistono nell'assemblaggio di elementi tra loro indipendenti.

L'assenza della natura monolitica e della caratteristica di iperstaticità dello schema fa venir meno il concetto di robustezza strutturale, pertanto il collasso di un

elemento porta al sicuro collasso di ciò che esso sorregge in quanto non vi è altro modo all'interno della struttura per trasferire la sollecitazione a terreno. Quest'ultimo aspetto è molto importante poiché ci obbliga ad individuare all'interno della struttura le relazioni che legano tra loro gli elementi costituenti.

Per chiarire meglio questo concetto, consideriamo un edificio prefabbricato realizzato con plinti isolati, pilastri, forcelle, travi con relativi tegoli in direzione perpendicolare a quest'ultime e chiusure laterali realizzate con pannelli prefabbricati orizzontali. Ipotizziamo ora che a seguito dell'analisi strutturale sia stata individuata la principale vulnerabilità nell'elemento pilastro poiché sottodimensionato ai carichi sismici mentre tutti gli altri elementi risultano adeguati. Quando andiamo a valutare il rischio sismico dell'edificio attraverso l'applicazione rigorosa della procedura PEER PBEE dovremmo ottenere un'elevata probabilità di collasso della struttura, mentre le probabilità di danneggiamento di tutti gli altri elementi risulteranno basse o assenti. Poiché la determinazione finale del parametro d'interesse (costi, tempi o vittime) viene adeguatamente pesata per la probabilità di collasso della struttura, il risultato finale risulterà attendibile e coerente con la procedura applicata.

Se riconsideriamo lo stesso caso spostando la vulnerabilità principale ad un altro elemento, come la connessione trave-pilastro, ecco che la situazione cambia drasticamente. Infatti, associando la probabilità di collasso della struttura alla rottura della connessione trave-pilastro, la perdita totale sarebbe il prodotto tra la probabilità di collasso della connessione per il costo totale della struttura considerando pertanto anche elementi che stanno al di sotto della connessione che potrebbero non aver subito alcun danno sovrastimando le perdite totali. Se invece la probabilità di collasso della struttura venisse associata al collasso dell'elemento che sta alla base della struttura (pilastro o fondazione), per le intensità di collasso della connessione si avrebbe una ridotta probabilità di collasso globale, un'elevata probabilità di danneggiamento della connessione trave-pilastro e una ridotta probabilità di danneggiamento degli elementi posti al di sopra della connessione, questo perché l'EDP associato al collasso di questi ultimi elementi registrerebbe valori ridotti. Tuttavia pare ovvio come il collasso della trave porti necessariamente al collasso di tutto ciò che quest'ultima regge. Tale aspetto potrebbe non essere colto dalla formulazione attuale della procedura PEER PBEE sottostimando quindi il valore delle perdite.

Analizzando il comportamento di strutture caratterizzate da danneggiamenti e collassi locali, l'applicazione della procedura PEER PBEE andrebbe opportunamente modificata al fine di cogliere gli aspetti appena descritti. La definizione di una probabilità di collasso globale della struttura perde d'interesse se confrontata con le probabilità di collasso dei singoli elementi strutturali.

3.3.1 Proposta di metodologia modificata per strutture governate da collassi locali

Come abbiamo analizzato nel capitolo precedente alcuni aspetti della procedura PEER PBEE, possono essere forvianti nell'applicazione di questa a strutture governate da collassi locali, in quanto potrebbero portare ad un'erronea stima del valore delle perdite. Al fine di una corretta valutazione, risulta utile individuare quali siano le relazioni che intercorrono tra gli elementi ed in particolare capire come il collasso di un elemento possa influenzare lo stato di danneggiamento degli altri.

Questo può essere racchiuso in uno schema logico che, partendo dall'elemento che sta alla base, rappresenti quali elementi siano in grado di influenzare il collasso degli altri. Questo schema viene definito come gerarchia di collasso e può essere visto come l'ordine inverso del percorso dei carichi. In Figura 33 è possibile osservare un esempio di questo schema. Gli elementi posti ad un determinato livello vanno ad influenzare il collasso ed il danneggiamento di tutti gli elementi posti nei livelli successivi. Ecco che al livello più basso troviamo il pilastro che influenza direttamente il danneggiamento del carroponete, pannelli di chiusura laterale e connessione trave pilastro. Quest'ultima condiziona l'elemento trave che a sua volta si ripercuote negli elementi pannello di chiusura verticale, e tegole che vanno ad influire sul danneggiamento del contenuto (macchinari o beni immagazzinati).

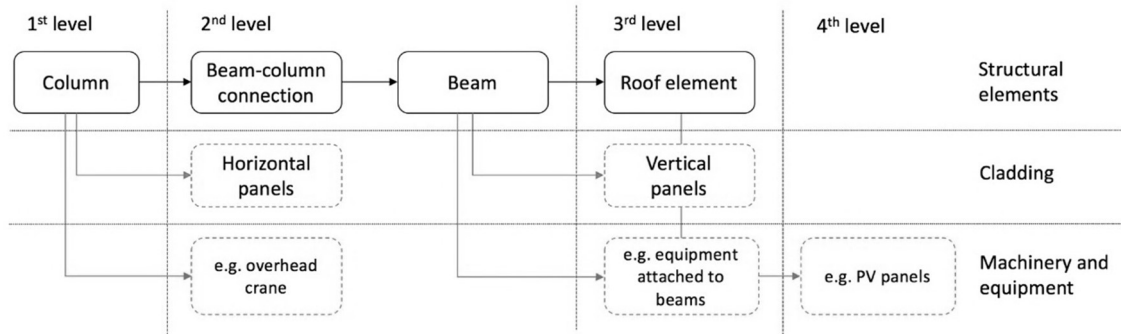


Figura 33 Esempio di gerarchia di collasso per edifici prefabbricati

Tale schema si pone alla base della procedura proposta per la determinazione del valore delle perdite in edifici governati da collassi di tipo locale.

La metodologia, va ad influenzare quella che nella definizione originaria della procedura PEER PBEE prende il nome di analisi di danno e costo. Infatti le formule riportate in Eq. 7, che hanno il compito di individuare la probabilità di danneggiamento di un elemento in relazione del EDP ad esso assegnato, vengono modificate al fine di valutare la presenza di un collasso locale tra l'elemento analizzato e l'elemento che sta alla base nella gerarchia di collasso. Viene meno la determinazione della probabilità di collasso globale della struttura poiché verrà analizzata direttamente per ogni elemento strutturale.

Alla luce di quanto descritto si evidenzia come il collasso di un determinato elemento possa sopraggiungere per due circostanze differenti, la prima di carattere locale ovvero per il superamento della capacità dell'elemento stesso, mentre la seconda indipendente dallo stato di sollecitazione dell'elemento ma per il collasso di una porzione di struttura posta ad un livello inferiore della gerarchia. Tutto ciò può essere descritto in forma analitica attraverso l'Eq. 16.

$$P_{DS-i,j}^G = P_{DS-i,j}^L \cdot P_{NC-sup}^G = P_{DS-i,j}^L \cdot (1 - P_{C-sup}^G)$$

$$P_{NC-sup}^G = \prod P_{NC-sup}^L = \prod (1 - P_{C-sup}^L)$$

Eq. 16

Dove $P_{DS-i,j}^G$ rappresenta la probabilità globale di superamento dell' i -esimo stato limite di danno del j -esimo elemento, $P_{DS-i,j}^L$ rappresenta la probabilità locale (calcolata in relazione a EDP) di superamento del i -esimo stato limite di danno del j -

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

esimo elemento, P_{NC-sup}^G rappresenta la probabilità globale di non collasso dell'elemento posto al livello inferiore della gerarchia, ottenuta come complemento a uno della probabilità di collasso dello stesso elemento. Tale probabilità può essere espressa anche come la produttoria delle probabilità locali di non collasso (P_{NC-sup}^L) di tutti gli elementi posti ai livelli inferiori a quello analizzato.

In Figura 34 sono rappresentate attraverso una vista in pianta, le differenze tra l'applicazione della procedura PEER PBEE classica e la nuova metodologia proposta. Si osserva come attraverso la definizione classica della metodologia PEER PBEE, ad un'elevata probabilità di collasso degli elementi trave non corrisponde un'adeguata probabilità di collasso dei tegoli da esse supportati nelle campate centrali. Questo aspetto viene invece colto nell'applicazione della procedura proposta, dove l'elevata probabilità di collasso dell'elemento trave si abbina ad un'adeguata probabilità di collasso dell'elemento tegolo; tale probabilità, oltre che a considerare il collasso globale dell'elemento di supporto, considera anche l'EDP del singolo elemento, infatti abbiamo che le probabilità di danneggiamento più elevate si trovano in prossimità della mezzeria della trave dove lo scorrimento relativo trave tegolo risulta più marcato.

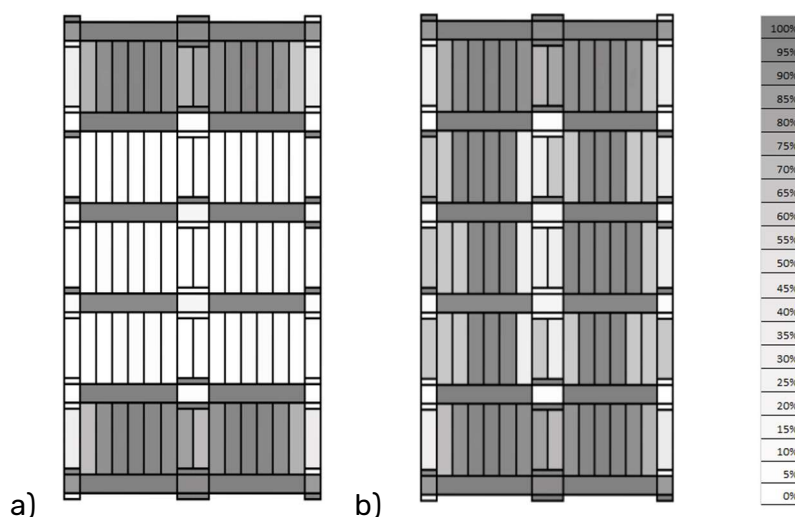


Figura 34 Probabilità di collasso dei vari elementi strutturali applicando la procedura PEER PBEE classica (a) e la metodologia proposta (b)

Una volta definite per ogni singolo elemento d'interesse le probabilità globali di superamento dei vari stati limite di danno individuati, si andrà a determinare il valore di perdita ad esso associato attraverso la formulazione riportata nell'Eq. 17

$$L_j = \left[\sum_{i=1}^{I-1} \left(P_{DS-i,j}^G - P_{DS-i+1,j}^G \right) \cdot C_{DS-i,j} \right] + P_{DS-I,j}^G \cdot C_{DS-I,j}$$

Eq. 17

Dove i rappresenta l'indice relativo allo stato limite di danno considerato, I rappresenta l'ultimo stato limite di danno considerato, j rappresenta l'indice relativo all'elemento strutturale; L_j rappresenta il valore di perdita del j -esimo elemento; $P_{DS-i,j}^G$ e $P_{DS-I,j}^G$ rappresentano le probabilità globali di superamento degli stati limite di danno i del j -esimo elemento; $C_{DS-i,j}$ e $C_{DS-I,j}$ rappresenta il costo associato allo stato limite di danno i per il j -esimo elemento.

3.3.2 Definizione della metodologia per la quantificazione dei tempi di esecuzione del ripristino

La metodologia descritta nel capitolo precedente ci consente di determinare la probabilità di danneggiamento globale degli elementi appartenenti ad edifici governati da collassi di tipo locale. Attraverso la relativa analisi delle perdite risulta pertanto possibile quantificare i costi da sostenere per il ripristino degli elementi danneggiati, tuttavia esistono alcune categorie di costi che possono essere valutate in una modalità differente in grado di cogliere meglio quelle che sono le normali prassi di esecuzione di tali lavorazioni. Appartengono a questa categoria tutte quelle operazioni che possono essere ricondotte ai costi generali riportati in Tabella 4, ovvero manodopera, demolizioni, puntellature, e noleggio di attrezzature.

La determinazione di questi costi può pertanto avvenire in due modi differenti, la prima seguendo il metodo classico associando ai vari DS la relativa quota parte per le operazioni necessarie, la seconda valutando in seguito alla stesura di un cronoprogramma lavori le ore totali necessarie per le varie voci nell'esecuzione dei lavori, il noleggio delle attrezzature ecc.

Come già accennato, in seguito ad un evento sismico le operazioni di ricostruzione rimangono spesso bloccate per questioni non tecniche ma burocratiche difficilmente quantificabili, pertanto le valutazioni che verranno in seguito riportate si riferiscono ai soli tempi di cantiere.

Va sottolineato tuttavia che, se nella determinazione dei costi il collasso dell'elemento causato dal superamento del EDP o dal collasso dell'elemento di

supporto non incide nella quantificazione della perdita, la modalità con cui sopraggiunge il danneggiamento va a modificare i tempi di ripristino. Se consideriamo ad esempio il caso di un tegolo, qualora il collasso dello stesso avvenga per un eccessivo spostamento relativo trave tegolo, abbiamo che le operazioni necessarie al ripristino, oltre che a interessare il tegolo collassato, dovranno interessare l'elemento di supporto che probabilmente verrà danneggiato nelle porzioni di contatto e l'operazione di ripristino necessiterà l'utilizzo di malte con relativi tempi per la maturazione. Se invece il collasso sopraggiunge per la rottura della trave ecco che le operazioni che prima risultavano necessarie in prossimità degli appoggi vengono meno poiché si necessiterà della posa di una nuova trave generando tempi di ripristino (attribuibili al tegolo) minori. Quanto mostrato per il tegolo vale anche per tutti gli altri elementi; pare pertanto evidente come nella definizione dei tempi necessari per il ripristino di ogni elemento, le quantità che entrano in gioco riguardino l'elemento analizzato e l'elemento immediatamente sottostante. Bisogna inoltre considerare che nella determinazione dei vari stati limite di danno non si debba far riferimento alla probabilità globale ma a quella locale. Riprendendo l'esempio del tegolo, in assenza di scorrimento relativo tra i due elementi, non si necessiterà di alcuna operazione legata al danneggiamento del tegolo fino a quando il collasso della trave porterà direttamente al collasso del tegolo e alla necessità di ripristinare l'elemento.

In generale possiamo dire che quanto appena descritto può essere sintetizzato dall'Eq. 18

$$T_j = \left\{ \left[\sum_{i=1}^{I-1} (P_{DS-i,j}^L - P_{DS-i+1,j}^L) \cdot T_{DS-i,j} \right] + P_{DS-I,j}^L \cdot T_{DS-I,j} \right\} \cdot (1 - P_{C-sup}^G) + P_{C-sup}^G \cdot T_{C,j}$$

Eq. 18

Dove T_j rappresenta il tempo totale per il ripristino del j-esimo elemento, $T_{DS-i,j}$ e $T_{DS-I,j}$ rappresentano il tempo necessario per il ripristino del i-esimo stato limite di danno del j-esimo elemento; $T_{C,j}$ rappresenta il tempo necessario per il ripristino dell'elemento collassato a causa della rottura dell'elemento di supporto.

Attraverso tale formulazioni risulta pertanto possibile determinare il tempo totale per l'esecuzione delle operazioni da effettuare ad un determinato elemento strutturale. Tuttavia quando si procede con il ripristino vero e proprio esiste una

sequenza logica di operazioni da effettuare; risulta del tutto irrealistico pensare di sistemare singolarmente ogni elemento per passare al successivo, ma si procede per tipologia di lavorazioni. Pertanto risulta più efficiente valutare per ogni elemento il tempo necessario per ogni singola operazione per poterle poi raggruppare come un'unica lavorazione da effettuare.

L'ordine logico con cui vengono effettuate le lavorazioni è riassunto in un cronoprogramma dove si osserva come determinate operazioni, prima di essere effettuate, necessitano del completamento di altre preliminari o l'attesa dei tempi di maturazione dei getti di calcestruzzo o dei ripristini con malte. Attraverso il cronoprogramma si possono pertanto individuare alcune operazioni da compiere in parallelo mentre procedono le fasi di maturazione. Al fine di rendere omogenee le valutazioni ed automatizzare la procedura in ambiente Matlab [Matlab R2019a], sono state stabilite alcune regole che devono essere rispettate:

1. innanzitutto è stato definito un ordine logico delle operazioni da effettuare come riportato in appendice 4 e 5;
2. sono state definite cinque differenti famiglie di operazioni da compiere in parallelo durante i periodi di fermo del cantiere e riguardano:
 - Operazioni di ripristino delle lesioni e del copriferro nel pilastro ed in prossimità della connessione trave pilastro;
 - Ripristino della capacità della connessione trave pilastro;
 - Rimozione e installazione di connessioni snervate e/o collassate;
 - Operazioni di ripristino in prossimità delle connessioni collassate;
 - Ripristino dei giunti tra i pannelli verticali e orizzontali;

A ognuna di queste famiglie è stato attribuito un valore di priorità, dal più alto associato ai pilastri, al più basso legato ai pannelli verticali, passando per le priorità intermedie di tegoli prima e pannelli orizzontali in seguito. Tale priorità ha lo scopo di individuare quali siano le operazioni da compiere prima rispetto alle altre.

3. Infine l'ultima regola utilizzata nella stesura del cronoprogramma consiste nell'effettuare un'operazione se e solo se le ore a disposizione in attesa di proseguire con il filone principale delle operazioni risultino tali da consentirne il completamento, in caso contrario o si procede ad un'eventuale operazione

successiva (se possibile) oppure viene segnalato un tempo di inattività del cantiere.

Seguendo queste regole risulta pertanto possibile stendere un programma lavori che, dalla fase zero di apertura del cantiere, consente di ordinare le operazioni di demolizione, messa in sicurezza, fino alla chiusura del cantiere. Solamente dopo aver steso il programma verranno valutate le ore uomo necessarie, le ore di noleggio delle attrezzature ed i relativi costi. Attraverso ciò risulta possibile determinare anche la durata totale del cantiere e le relative perdite indirette.

3.3.3 Proposta di metodologia basata sugli indicatori di danno per la determinazione delle perdite

In modo analogo a quanto evidenziato nei capitoli precedenti, si vuole far notare come la determinazione del danno in seguito all'evento sismico in strutture prefabbricate risulti fortemente influenzata dalla natura stessa dell'edificio. Infatti, se nella determinazione della risposta sismica di edifici tradizionali in calcestruzzo armato possiamo limitarci a collocare un limitato numero di sensori ad ogni impalcato, utili nella stima delle principali grandezze necessarie alla determinazione del danno, nelle strutture prefabbricate, governate da collassi di tipo locale, si rende necessaria l'applicazione di una strumentazione adeguata che sia in grado di cogliere i parametri caratteristici che descrivono ognuno di questi collassi. Per chiarire meglio questo aspetto facciamo l'esempio di un edificio in cui il collegamento tra gli elementi di copertura e la trave avviene per semplice attrito. Per la determinazione del collasso dei suddetti elementi non è sufficiente determinare lo spostamento di uno dei due elementi ma bisogna sempre far riferimento al valore relativo. Considerando l'assenza di un diaframma rigido, risulta necessaria per la determinazione completa del danneggiamento della copertura la valutazione di tutti gli spostamenti relativi tra i vari elementi.

Attraverso gli indici di danno ed un'adeguata strumentazione collocata sulla struttura possiamo pertanto determinare quanto l'evento sismico abbia sollecitato l'elemento ottenendo in output un valore nullo in assenza di danno e pari all'unità in prossimità delle condizioni di collasso. Va tuttavia evidenziato che, la determinazione dell'indice viene effettuata rispetto ai valori caratteristici (a snervamento o rottura dell'elemento), in genere calcolati a partire dal valore medio di resistenza dei materiali. Tuttavia, essendo la valutazione del danno effettuata su

edifici reali, ci imbattiamo nella difficoltà di determinare con esattezza i valori di resistenza reale degli elementi. Abbiamo infatti incertezza a livello di materiale, incertezze a livello di geometria (quantitativo, posizione e dimensione dei ferri d'armatura ad esempio), incertezze nei confronti dei dettagli costruttivi con cui l'opera è stata realizzata, incertezze di modello attraverso il quale estraiamo il valore numerico oltre che ad una naturale dispersione dei valori medi di resistenza dei materiali con cui l'edificio è costituito.

Al fine di considerare tutti questi aspetti nella determinazione del danno a valle di un evento, in questo capitolo si cercherà di definire una procedura che, partendo dagli indici determinati a rispetto al valor medio di resistenza, ci consente di determinare in modo statistico la probabilità di collasso dei vari elementi e successivamente costi e tempi necessari per il ripristino della condizione originaria.

Alla luce di quanto precedentemente descritto in merito alla determinazione dell'indicatore di danno, si rimarca come il raggiungimento dell'indice al valore dell'unità corrisponda alle condizioni ultime valutate attraverso il valor medio della resistenza dell'elemento; pare pertanto naturale assumere che tale condizione corrisponda ad una probabilità di collasso dell'elemento pari al 50%. Quantificando attraverso formulazioni di comprovata validità [FEMA P-58, 2012a] il valore di dispersione più consono allo stato di conoscenza dell'edificio, risulta pertanto possibile associare a ogni valore dell'indicatore una probabilità di collasso dell'elemento attraverso una distribuzione log-normale avente valore medio pari ad 1 e dispersione β .

Determinato il valore relativo alla probabilità di collasso dell'elemento è possibile stimare, seguendo un approccio simile a quello visto per la procedura PEER PBEE, i valori di perdite riferiti ai costi e ai tempi previsti per il ripristino delle condizioni originarie. Va tuttavia sottolineato che, se nella procedura PEER PBEE vengono definiti più stati limite di danno per ogni singolo elemento, attraverso la formulazione proposta abbiamo a disposizione la sola probabilità di collasso dell'elemento senza conoscere come questo si ponga nei confronti degli altri limiti di danno intermedi. L'intenzione di questa procedura è quella di determinare in modo parametrico una corrispondenza tra la probabilità di collasso dell'elemento con le perdite ad esso associate, che sia tuttavia in grado di cogliere anche livelli di danno intermedi in modo fedele a quanto previsto dalla procedura PEER PBEE.

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

Per far ciò si è deciso di sottoporre ogni elemento strutturale ad una storia di carico crescente in modo monotono e, per ogni step d'analisi, valutare in modo rigoroso sia i costi che i tempi necessari per il ripristino. Di seguito verranno riportati, per non dilungarci troppo nella discussione, i dati relativi al solo pilastro (espressi in percentuale rispetto al valore massimo di costo e/o di tempo di inutilizzo, le curve relative agli altri elementi vengono riportate in appendice 2), tuttavia quanto verrà descritto per tale elemento può essere esteso anche a tutti gli altri elementi analizzati. Si osserva dalla Figura 35 come l'andamento delle curve sia simile alla cumulata di una distribuzione normale, pertanto l'ipotesi effettuata consiste di definire un profilo di perdita in grado di mettere in relazione l'indicatore di danno con il valore della perdita.

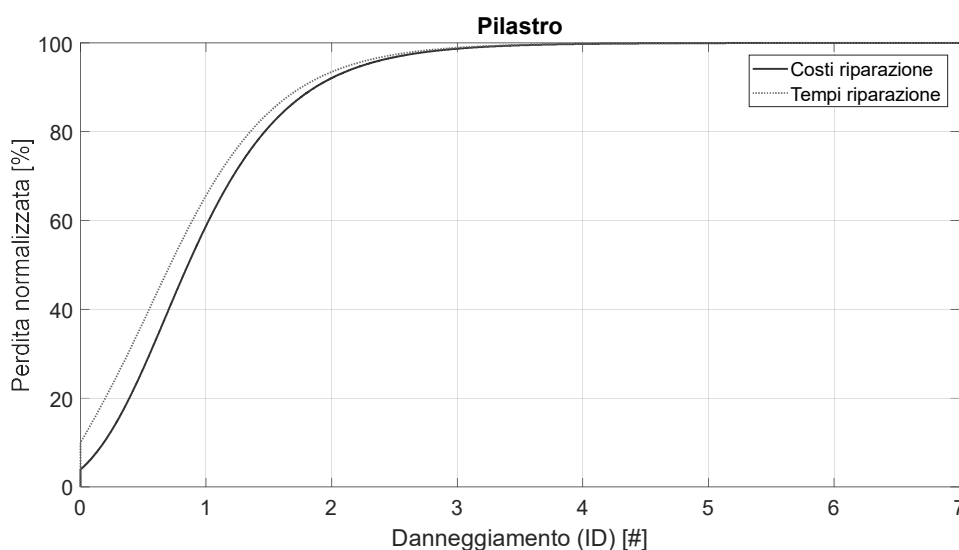


Figura 35 Andamento dei costi e del tempo di riparazione in funzione dell'indice di danno calcolate rispetto alle caratteristiche medie dell'elemento strutturale

Al fine di discretizzare al meglio la curva verranno definiti due differenti profili: il primo con valenza fino al raggiungimento della condizione media, il secondo con valenza a partire dalla condizione media in poi. Come noto dall'analisi matematica, la distribuzione normale necessita di due parametri per la sua determinazione, ovvero il valore relativo al valor medio ed il valore relativo alla dispersione. Pertanto la procedura che verrà di seguito riportata ha lo scopo di determinare tre differenti valori ovvero:

- Valore dell'indice corrispondente ad una perdita pari al 50% della perdita totale;
- Valore di distribuzione valida nell'intervallo [zero : valor medio];

- Valore di distribuzione valida nell'intervallo [valor medio : infinito].

La determinazione di tali parametri avviene attraverso la procedura iterativa descritta del diagramma di flusso riportato in Figura 36. Tale algoritmo si basa sulla determinazione del valore medio e, successivamente variano il valore della dispersione, sulla identificazione a partire da due punti significativi (10% e 90% della perdita totale) in modo da avere una corrispondenza tra il valore calcolato dal profilo di perdita e il valore calcolato con la procedura PEER PBEE.

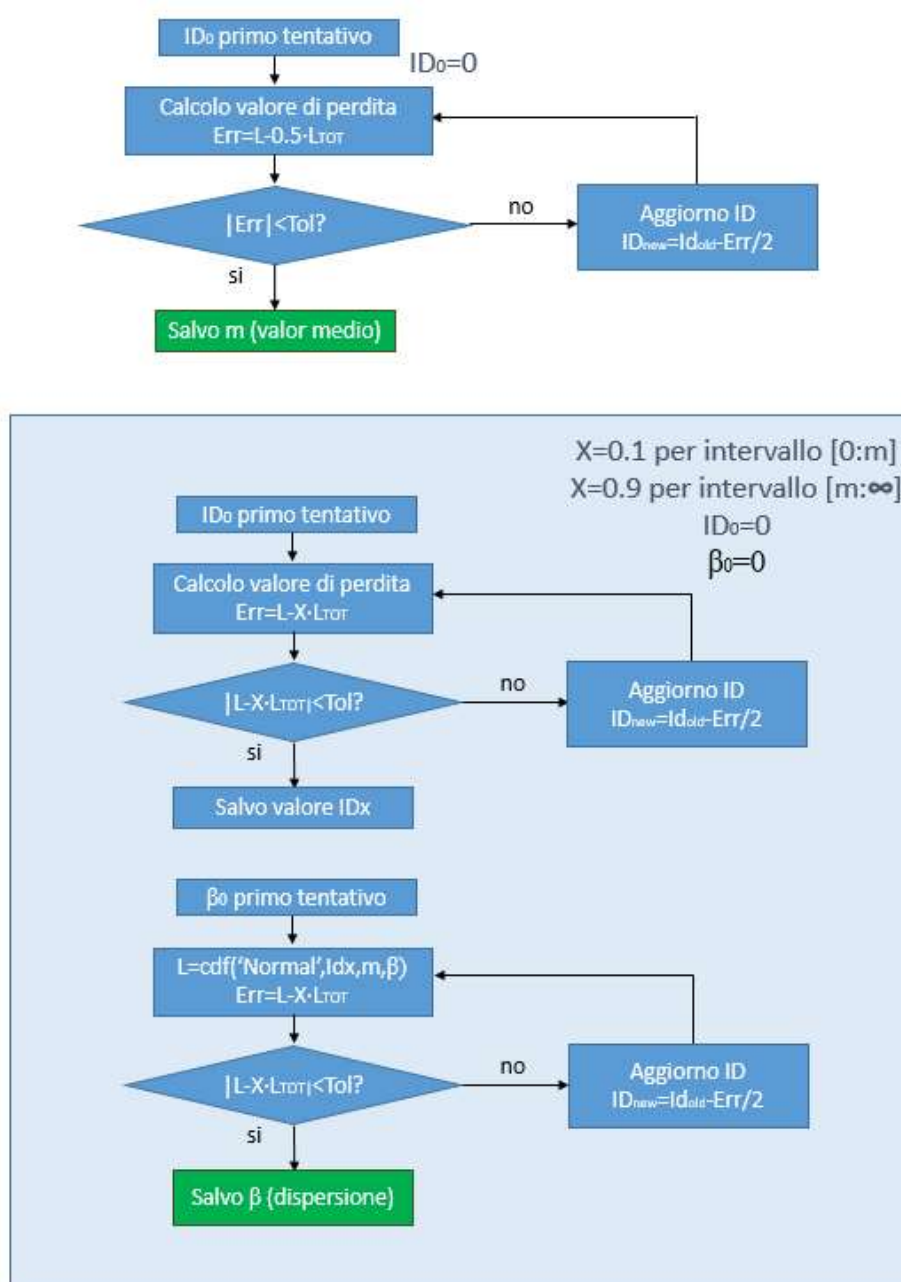


Figura 36 Schema a blocchi per la determinazione dei parametri necessari alla determinazione dei profili di perdita

In Figura 36 viene riassunta l'intera procedura che può essere applicata a qualsiasi tipo di struttura in quanto consente, di determinare le probabilità di collasso ed i valori di perdita relativamente al parametro ingegneristicamente significativo dell'elemento analizzato; pertanto in edifici caratterizzati da collassi di tipo locale, va nuovamente applicato il criterio di gerarchia di collasso al fine di determinare il corretto valore delle perdite. Il valore associato all'i-esimo elemento può pertanto essere ottenuto come riportato dall'Eq. 19.

$$\begin{aligned} L_i &= L_i^L + L_i^G \\ L_i^L &= l_i \cdot L_{\max,i} \cdot (1 - PC_i^G) \\ L_i^G &= L_{\max,i} \cdot PC_i^G \end{aligned}$$

Eq. 19

Dove L_i rappresenta la perdita dell'i-esimo elemento, L_i^L rappresenta la perdita dell'i-esimo elemento causata dal danneggiamento intrinseco dello stesso, L_i^G rappresenta la perdita dell'i-esimo elemento causata dal danneggiamento degli elementi che sorreggono l'elemento analizzato, l_i rappresenta la quota parte della perdita totale calcolata attraverso la metodologia proposta, $L_{\max,i}$ rappresenta la perdita massima dell'i-esimo elemento associata al verificarsi del collasso, PC_i^G rappresenta la probabilità di collasso globale dell'i-esimo elemento calcolata attraverso la gerarchia di collasso come riportato dall'Eq. 16.

3.4 Riferimenti

Arias A. (1970) "A measure of earthquake intensity". *Seismic Design of nuclear power plants*. The MIT Press.: 438-468.

ASCE/SEI 7-10. (2010) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, pp. 1-658.

ATC-40. (1996) "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Redwood City, CA, United States of America.

Azhdary F. and Shabakhty N.(2013), "Probabilistic Evaluation of Damage Index of Steel Moment Frames at Different Performance Levels", *Journal of Applied Science and Agriculture*, 8(3)

Bohl, A. (2009) "Comparison of Performance Based Engineering Approaches," *The University of British Columbia, Vancouver, Canada*.

Comerio, M.C. [2005] "PEER Testbed Study on a Laboratory Building: Exercising Seismic Performance Assessment", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, United States of America*.

Cornell, C.A., Krawinkler, H. (2000) "Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment", *PEER Center News, Vol. 3, No.2, pp. 1-4*.

Cosenza E, Manfredi G. (1997) "The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes: Balkema: 119-130*.

Datta D. and Ghosh S., (2008). "Estimating park-ang damage index using equivalent systems", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.

Decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, 'Norme tecniche per le costruzioni', G.U. n. 29 del 04 febbraio 2008 e successiva circolare applicativa del 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP., G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009.

Decreto ministeriale del 17 gennaio 2018, 'Norme tecniche per le costruzioni', G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 e successiva circolare applicativa del 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019.

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

EN 1998-1. (2004) Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.

FEMA 273. (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., United States of America, p. 435.

FEMA 274. (1997) NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., United States of America, p. 488.

FEMA 356. (2000) Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., United States of America, p. 519.

FEMA P-58. (2012a) Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology.

FEMA P-58. (2012b) Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 - Implementation Guide.

FEMA P-58. (2012c) Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 3 - Supporting Electronic Materials and Background Documentation.

Günay, M., Mosalam, K. (2012) "PEER Performance Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited", Journal of Earthquake Engineering, Lisboa, Vol. 17, No.6, pp. 829-858.

Haselton, C.B., Goulet, C.A., Mitrani-Reiser, J., Beck, J.L., Deierlein, G.G., Porter, K.A., Stewart, J.P., Taciroglu, E. [2008] "An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced concrete moment-frame building", Pacific Earthquake Engineering Research Center Report.

International Code Council (ICC). (2003) ICC International Building Code (IBC 2003), United States of America.

ITACA INGV web page, <http://itaca.mi.ingv.it/>

Krawinkler, H. (2002) "A General Approach to Seismic Performance Assessment", Proceedings of International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering Research, ICANCEER, Hong Kong.

Krawinkler, H., Miranda, E. [2004] "Performance-Based Earthquake Engineering", *Earthquake Engineering, International Code Council (ICC), ed., CRC PRESS, Boca Raton London New York Washington, D.C., pp. 560–635.*

Krawinkler, H. [2005] "Van Nuys Hotel Building Testbed Report: Exercising Seismic Performance Assessment", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, Stanford University, CA, United States of America.*

Kunnath, S.K. [2006] "Application of the PEER PBEE Methodology to the I-880 Viaduct", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, Davis, CA, United States of America.* Kunnath, S.K., Larson, L., Miranda, E. [2006] "Modelling Considerations in Probabilistic Performance-based Seismic Evaluation: Case study of the I-880 viaduct", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, No.1, pp. 57–75.*

Matlab v. R2019a, web page <https://it.mathworks.com/>

McKenna F., Fenves G.L. (2013), "OpenSees Manual". *Pacific Earthquake Engineering Research center.*

Mitrani-Reiser, J., Haselton, C., Goulet, C., Porter, K., Beck, J., Deierlein, G. [2006] "Evaluation of the Seismic Performance of a Code-conforming Reinforcedconcrete Frame Building - Part 2: Loss Estimation", *8th National Conference on Earthquake Engineering (100th Anniversary Earthquake Conference), San Francisco, CA.*

Moehle, J. [2003] "A Framework Methodology for Performance-based Earthquake Engineering", *Proceedings of ATC-15-9 Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, Maui, HI.*

Moehle, J., Deierlein, G.G. [2004] "A Framework Methodology for Performancebased Earthquake Engineering", *13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada.*

PEER DATABASE EARTHQUAKE web page, <https://ngawest2.berkeley.edu/>

Porter, K.A. (2003) "An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology", *Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9), San Francisco.*

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2002a) "Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, No.2, p. 23.*

3. METODOLOGIE PER LA DETERMINAZIONE DEL DANNO E DEL RISCHIO SIMICO

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2002b) "The Incremental Dynamic Analysis and Its Application to Performance-Based Earthquake Engineering", European Conference on Earthquake Engineering, p. 10.

SEAOC Vision 2000. (1995) Performance-based Seismic Engineering of Buildings Sacramento, CA, United States of America.

Shiradhonkar S. and Sinha R., (2012). "Detailed evaluation of available seismic damage indices", Iset golden jubilee symposium.

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

Dopo aver affrontato ogni aspetto teorico riguardante l'utilizzo degli indici di danno e l'applicazione di una procedura al fine di determinare il costo necessario al ripristino degli elementi in seguito al danneggiamento di un edificio causato da un evento sismico, in questo capitolo vogliamo applicare quanto descritto nel capitolo 3.2 ad un caso studio rappresentativo delle modalità costruttive degli edifici industriali prefabbricati. Si è deciso di modellare solo una porzione di edificio purché in essa siano contenuti tutti gli elementi giudicati vulnerabili dello stesso. Riteniamo infatti corretto effettuare una modellazione coerente con la realtà; tuttavia l'aspetto di primaria importanza in quest'ottica è rappresentato dalla modalità con cui possiamo estrarre dagli elementi le informazioni utili ai nostri scopi.

All'interno di questo capitolo dopo una breve introduzione necessaria a fornire gli aspetti principali della geometria, della modellazione e delle sollecitazioni sismiche selezionate, verranno mostrati i risultati ottenuti dall'applicazione della procedura direttamente sull'output ottenuto dal software ad elementi finiti, e successivamente si andrà ad indagare gli effetti che il rumore può generare nella determinazione dell'output finale.

Prima di passare alla descrizione del caso studio vorremmo tuttavia soffermarci e fare alcune riflessioni sugli indici individuati in letteratura e riportati al capitolo 3.2.2, in particolare si osserva come la maggior parte di questi indici necessitano, per la loro applicazione, la conoscenza di più parametri, in genere valori di spostamento e

valori di forza. Tuttavia per strutture complesse la determinazione di queste ultime, in assenza di un'adeguata strumentazione atta alla misurazione dello sforzo, risultano difficilmente stimabili. Per questo motivo gli indici di danno che verranno studiati nel proseguo del capitolo sono quelli che vanno a riferirsi ai soli valori di spostamento ovvero l'ID. 8 (Wang and Shah, 1987) e l'ID. 9 (Powell and Ali Ahabadi, 1988). Ciò non toglie che attraverso l'utilizzo di un'adeguata strumentazione o l'implementazione di un modello agli elementi finiti, che sia in grado di cogliere il reale comportamento della struttura, possano essere utilizzati gli altri indici precedentemente individuati.

4.1 Descrizione del caso studio

L'edificio individuato come caso studio riprende la tipica configurazione degli edifici prefabbricati in calcestruzzo armato. Si tratta infatti di una struttura composta da 7 campate in direzione longitudinale, con interasse dei pilasti pari a 6m e un'unica campata in direzione trasversale con luce pari a 20m. Le dimensioni totali dell'edificio risultano pertanto 20x42m in pianta, con altezza all'intradosso della trave pari a 7m ed altezza massima pari a 8.6m. La fondazione è realizzata attraverso plinti prefabbricati isolati entro i quali vengono posti i pilastri e successivamente iniettati con malte o calcestruzzi ad alte prestazioni. La dimensione del pilastro risulta essere 0.4x0.5m, con l'inerzia maggiore nella direzione d'appoggio della trave, realizzato con calcestruzzo C30/40 ed armato mediante 12 barre $\varphi 14$ disposte come mostrato in Figura 37. Non sono presenti particolari costruttivi tipicamente utilizzati in zona sismica, pertanto non vi sono staffe di confinamento ma sole staffe (2 bracci $\varphi 8$) per fornire un'adeguata resistenza a taglio nel confronto dei carichi da vento e del carroponete disposte ad interasse di 200mm. Le travi principali, realizzate in calcestruzzo prefabbricato aventi sezione ad I e caratterizzate da una doppia pendenza, vengono collegate alla struttura mediante due spinotti (diametro 20mm) realizzati in acciaio di classe 5.6.

La copertura è costituita da tegoli aventi sezione a doppio T, di lunghezza pari a 6m, che vengono collegati alla trave mediante quattro connessioni meccaniche realizzate mediante squadrette metalliche e collegate alla struttura con tasselli M10 cl. 5.6. Per quanto riguarda la chiusura perimetrale della struttura, è presente una serie di pannelli prefabbricati verticali lungo la direzione trasversale, mentre in direzione longitudinale vengono posti tre pannelli orizzontali terminanti con delle

finestrature a nastro nella porzione più alta dell'edificio. In Figura 37 vengono rappresentati i principali elementi costituenti l'edificio.

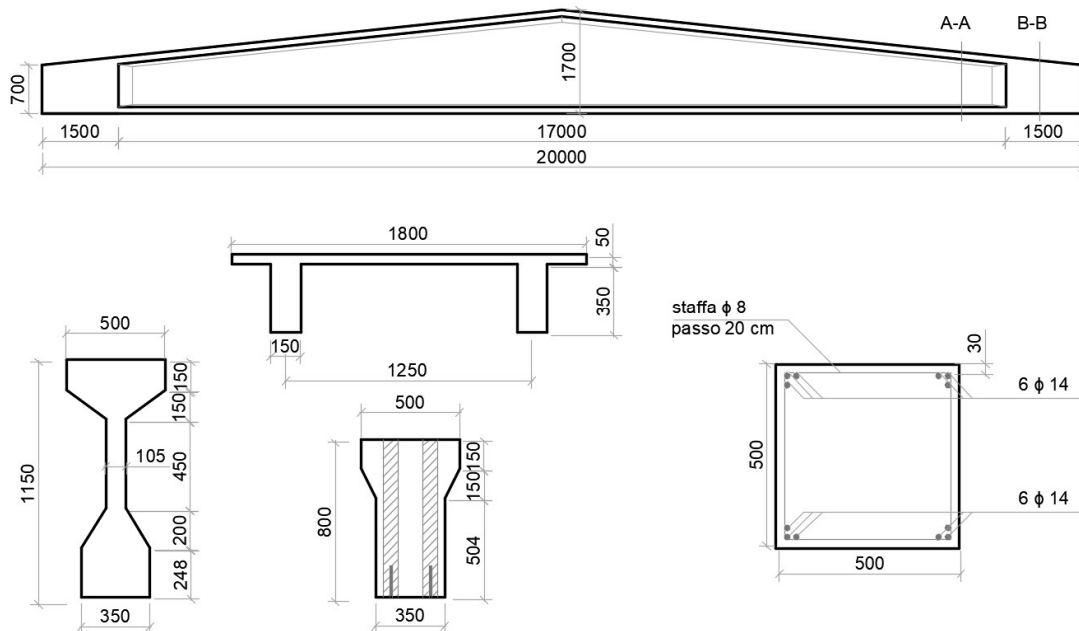


Figura 37 Elementi principali costituenti la struttura del caso studio considerato

Dal punto di vista della modellazione si è deciso di modellare all'interno del software OpenSees [McKenna et al., 2013] una campata centrale dell'edificio descritto. La modellazione, oltre ai due elementi pilastro e dell'elemento trave, comprende anche i semi tegoli nella porzione compresa tra l'appoggio sulla trave e la mezzeria degli stessi. Questo ci consente di valutare il comportamento della connessione trave tegolo nell'appoggio e gli eventuali spostamenti relativi tra gli elementi. Non è stata implementata la modellazione dei pannelli se non per la sola massa partecipante al sisma collocata nella reale posizione di aggancio tra struttura e pannello.

La modellazione delle principali vulnerabilità della struttura si è focalizzata nella determinazione dei comportamenti non lineari da attribuire ai vari elementi, in particolare sono stati individuati:

- Formazione della cerniera plastica alla base del pilastro;
- Snervamento della connessione trave-pilastro (TP);
- Attrito calcestruzzo-neoprene tra trave e pilastro;
- Snervamento della connessione trave-tegolo (TT);
- Attrito calcestruzzo-neoprene tra trave e tegoli;

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

Per quanto riguarda nello specifico le modellazioni delle non linearità, è stato utilizzato un legame isteretico Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Peak-Oriented Hysteretic Response (ModIMKPeakOriented Material) [Ibarra et al., 2005], in analogia con quanto descritto da [Bressanelli et al. 2019] sia nella modellazione della cerniera plastica del pilastro che per quanto riguarda il collegamento TP, mentre la connessione TT è stata modellata mediante un comportamento elastoplastico. In Tabella 8 è possibile osservare i principali valori utili alla modellazione non lineare degli elementi.

Tabella 8 Principali caratteristiche utili alla modellazione non lineare degli elementi

Elemento	K_0 [kNm/rad]	K_1/K_0 [#]	M_y [kNm]	ϑ_p [rad]	ϑ_{pc} [rad]	ϑ_u [rad]	M_{res} [kNm]
Pilastro	43100	0.07	262.7	0.0174	0.0432	0.2	0.2
Elemento	K_0 [kN/m]	K_1/K_0 [#]	F_y [kN]	D_p [m]	D_{pc} [m]	D_u [m]	F_{res} [km]
Connessione TP	59600	0	54.23	0.0111	0.014	0.028	0
Elemento	K_0 [kN/m]	K_1/K_0 [#]	F_y [kN]	D_y [m]	-	D_u [m]	F_{res} [km]
Connessione TT	520	-	10.4	0.02		0.05	0

Per quanto riguarda i collegamenti TP e TT, in parallelo al comportamento precedentemente descritto è stato inserito un secondo elemento non lineare relativo all'attrito tramite il modello flatSliderBearing, caratterizzato da una rigidità iniziale pari a 490kN/m e un coefficiente d'attrito μ pari a 0.1337 descritto attraverso il modello di Coulomb [Magliulo et al. 2011].

La realizzazione del modello ad elementi finiti rappresenta il punto di partenza per la validazione della procedura proposta, infatti non avendo a disposizione registrazioni reali di edifici prefabbricati sottoposti ad un evento sismico, l'unica via che ci consente di valutare l'affidabilità della procedura consiste nella corretta

modellazione e successiva simulazione di risposte dinamiche degli edifici ad eventi sismici. Per far ciò ci siamo basati sul database italiano Itaca dell'Istituto nazionale di Geologia e Vulcanologia [INGV] con il fine di reperire registrazioni di eventi reali avvenuti in Italia. Nella ricerca di questi eventi si è cercato di individuare terremoti aventi magnitudo crescenti, differenti tipologie di suolo e, per ogni evento individuato differenti distanze epicentrali. In Tabella 9 viene riportato l'elenco degli eventi successivamente utilizzato per le analisi numeriche.

Tabella 9 Riferimenti principali ai terremoti utilizzati per le simulazioni nel software ad elementi finiti

ID	Luogo	Terreno	Mw	Data	Distanza dall'epicentro [km]
1	Gubbio	B	3.1	08/01/2014	7.2
2					34.4
3					82.3
4	Fiordimonte (MC)	D	3.9	27/11/2016	5.8
5					29.9
6					61.1
7	Norcia	A	4.0	31/10/2016	5.2
8					31.6
9					81.4
10	Ponte San Pellegrino (MO)	C	5.0	20/05/2009	7.4
11					31.5
12					80.4
13	L'Aquila	B	5.3	18/01/2017	9.7
14					20.2

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

15					74.3
16	Norcia	E	5.4	18/01/2017	17.7
17					34.1
18					76.4
19	Castelsantangelo sul Nera (MC)	C	5.4	26/10/2016	3.2
20					22.4
21					59.5
22	Mirandola (MO)	C	5.5	29/05/2012	6.7
23					24.6
24					57.2
25	Foligno (PG)	A	5.6	14/10/1997	8.7
26					23.5
27					70
28	Colfiorito (PG)	D	5.7	26/09/1997	2.8
29					25.0
30					66.0
31	L'Aquila	B	5.9	06/04/2009	4.9
32					30.8
33					80.1
34	Finale Emilia (MO)	C	5.9	25/05/2012	16.1
35					42.4
36					62.7
37	Accumuli (RI)	B	6.0	24/08/2016	8.5

38					30.2
39					62
40	San Felice sul Panaro (MO)	C	6.0	29/05/2012	0.5
41					25.7
42					65.7
43	Colfiorito (PG)	D	6.0	26/09/1997	4.8
44					27.0
45					59.1
46	Capo del colle (PG)	A	6.1	30/10/2016	11
47					26
48					91.1
49	Laviano (SA)	B	6.5	23/11/1980	18.9
50					42.6
51					58.7

Come si può osservare dai dati presenti nella Tabella 9, le magnitudo presenti partono da un valore minimo pari a 3.1 fino a raggiungere il valore massimo pari a 6.5; tuttavia sono stati infittiti i segnali aventi magnitudo maggiore di 5.5 (53%) perché ci si aspetta che eventi con magnitudo inferiore a 5 non rechino particolare danni alle strutture in oggetto.

4.2 Determinazione delle principali vulnerabilità e valori di perdita

Definita la geometria, i metodo di modellazione ed in seguito il set di accelerogrammi che verrà utilizzato nelle analisi, in questo capitolo vogliamo soffermarci sulla definizione e successiva determinazione delle principali vulnerabilità della struttura.

Gli elementi in cui è stata individuata una vulnerabilità importante sono:

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

- Pilastro;
- Connessione TP;
- Connessione TT;
- Elementi di chiusura perimetrale.

In particolare per ogni elemento sono stati individuati differenti stati limite di danno, coerentemente a quanto descritto al capitolo 2.3. Di seguito verranno riportati i valori di perdita ed il valore medio dell'EDP utilizzato per la definizione e quantificazione del danno secondo la procedura PEER PBEE.

Tabella 10 Definizione dei principali parametri di perdita per le vulnerabilità riscontrate

Elemento	Danno	EDP [m]	Costo [€]	Operazioni necessarie al ripristino	Tempo [h]
Pilastro	DS1 Fessurazione	0.0655	77.07	Iniezioni	2.5
	DS2 Espulsione copriferro	0.1137	313.30	Demolizione copriferro	1.5
				Iniezione	2.5
				Ricostruzione copriferro	1.85
	DS3 Collasso	0.2027	1578.72	Demolizione	2.8
				Scavo	2.5
				Getto Magrone	0.5
				Posa pilastro e fondazione	12
				Iniezione malte HP	2.5
				Rinterro	2
Spinotto	DS1 Fessurazione	0.0091	102.76	Iniezioni	3

	DS2 Espulsione copriferro	0.0111	263.67	Demolizione copriferro	1.5
				Iniezione	3
				Ricostruzione copriferro	3.4
	DS3 Rottura Spinotto	0.04	374.03	Demolizione copriferro	1.5
				Iniezione	3
				Ricostruzione copriferro	3.4
				Realizzazione nuova connessione	4
	DS4 Collasso	0.20	427.72	Demolizione copriferro	1.5
				Iniezione	3
				Ricostruzione copriferro	3.4
				Realizzazione nuova connessione	4
				Rifacimento testa del pilastro	1
Trave	DS3 Collasso	0.20	8628.74	Demolizione	8.5
				Posa nuova trave	8
Connessioni meccaniche (*)	DS1 Snervamento connessione	0.008	34.53	Rimozione connessione snervata	0.66
		0.02 0.035		Realizzazione nuova connessione	1
	DS2	0.02	48.14	Rimozione connessione snervata	0.66

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

	Collasso connessione	0.05		Ripristino calcestruzzo deteriorato	0.6
		0.07		Realizzazione nuova connessione	1
Tegoli	DS1 Spostamento leggero	0.01	11.81	Rifacimento impermeabilizzazione	1
	DS2 Spostamento intermedio	0.03	23.63	Rifacimento impermeabilizzazione	2
	DS3 Collasso	0.05	801.07	Demolizione	2.4
				Rifacimento impermeabilizzazione	4
				Posa nuovo tegolo	4
Pannelli lateral (**)	DS1 Rottura giunto	0.02	9.36	Rifacimento giunto	0.5
	DS2 Collasso	Al collasso delle sue connessioni superiori		826.15 1274.16	Demolizioni
			Rifacimento giunto		0.5
			Posa nuovo pannello		4

(*) se presenti più valori questi si riferiscono rispettivamente alle connessioni di tegoli, pannelli orizzontali e pannelli verticali

(**) se presenti più valori si riferiscono rispettivamente a pannelli orizzontali e verticali

4.2.1 Parametrizzazione delle curve di perdita e confronto

La procedura proposta ha lo scopo di fornire una stima del valore di perdita partendo dal valore dell'indice di danno ottenuto dalle registrazioni effettuate durante l'evento sismico. Risulta indispensabile individuare una correlazione tra l'indice di danno ed il

relativo costo ottenuto dall'applicazione della metodologia PBEE. Ai fini di questa valutazione è stata considerata una dispersione $\beta = 0.4$. La metodologia utilizzata per definire la correlazione tra indice di danno e perdite è stata descritta al capitolo 3.3.3 e sintetizzata in Figura 36: attraverso un processo iterativo si stima dapprima il valore dell'Indice di danno corrispondente al 50% della perdita; successivamente, fissato tale valore, si cerca una distribuzione normale, variando il valore di dispersione, in modo tale che il valore di perdita ottenuto dalla procedura PBEE e attraverso la curva parametrizzata coincidano per i valori di perdita pari al 10% e 90% del costo totale. Di seguito è riportato il confronto tra il valore di perdita ottenuto tramite la procedura PEER e la sua parametrizzazione attraverso l'indice di danno.

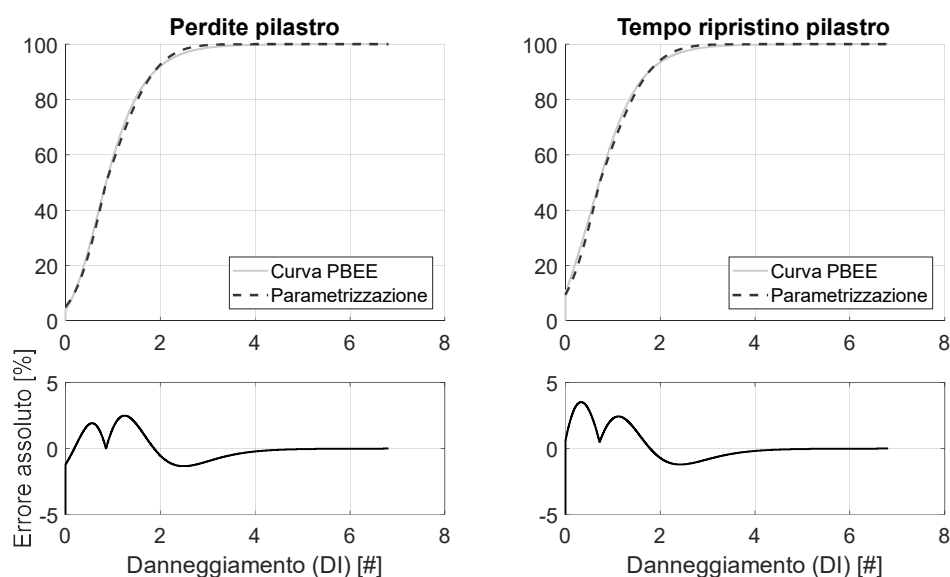


Figura 38 Parametrizzazione curve perdite dei pilastri

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

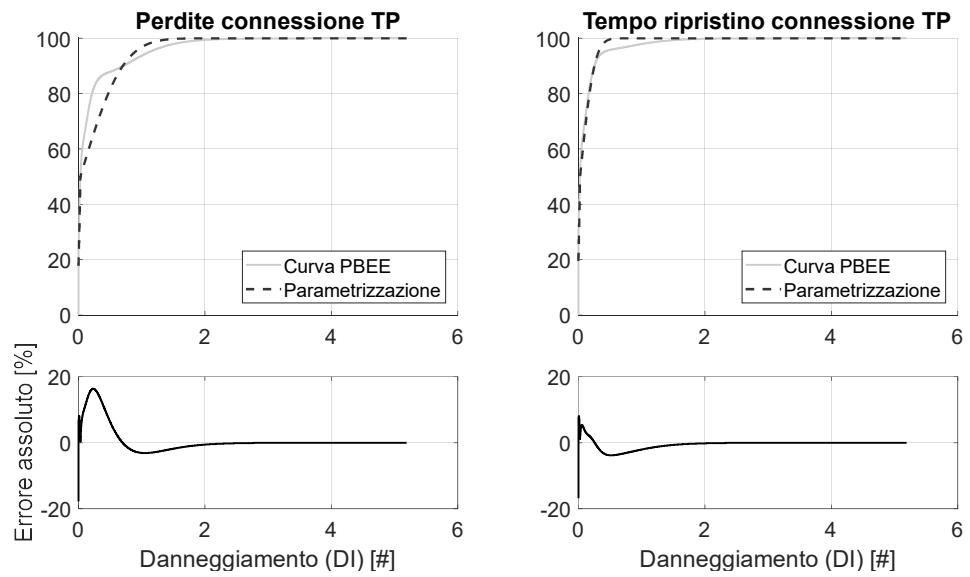


Figura 39 Parametrizzazione curve perdite della connessione TP

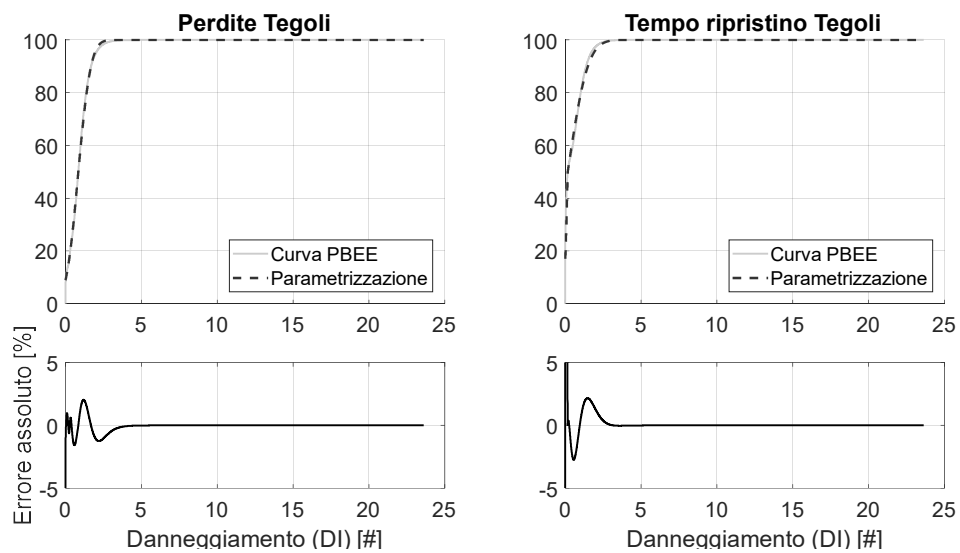


Figura 40 Parametrizzazione curve perdite dei tegoli

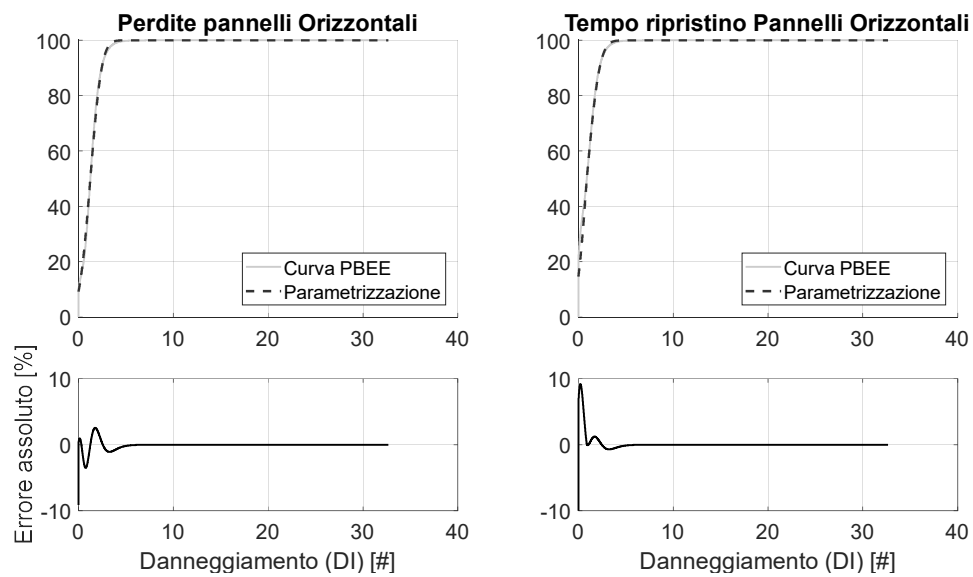


Figura 41 Parametrizzazione curve perdite dei pannelli orizzontali

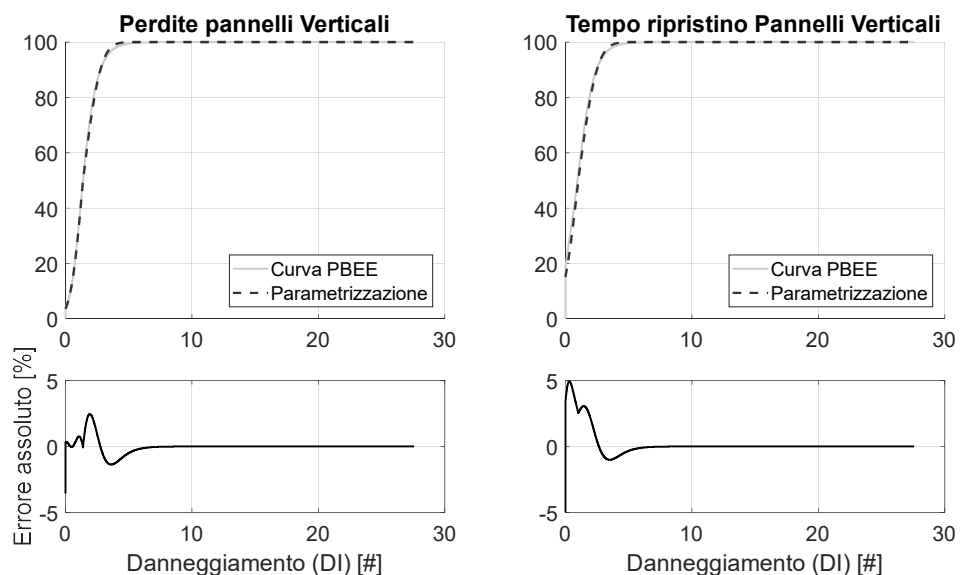


Figura 42 Parametrizzazione curve perdite dei pannelli verticali

Riassumendo quanto descritto dalle Figure 38 - 42 si può osservare come per tutti gli elementi analizzati, ad eccezione della connessione trave pilastro, la parametrizzazione delle curve di perdita attraverso tre parametri consente di stimare il valore di perdita con un errore inferiore al 10%. Questo può essere in parte giustificato da un andamento quasi lineare delle perdite nei vari DS. La connessione TP, a differenza di tutti gli altri elementi, è infatti caratterizzata da un ridotto valore di perdita in condizioni di collasso, poiché il collasso della stessa non porta

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

direttamente al collasso dell'elemento trave che, in un'ottica probabilistica, viene valutata come combinazione del collasso delle due connessioni. Le perdite associate alla connessione riguardano pertanto la sola connessione, e non l'elemento trave. Alla luce di queste considerazioni si può, pertanto, concludere prevedendo che l'errore commesso nella determinazione della curva di perdita per il suddetto elemento abbia una scarsa influenza sui risultati finali.

In Tabella 11, sono riportati i valori caratteristici utilizzati nella parametrizzazione delle curve di perdita.

Tabella 11 Parametri caratteristici delle curve di perdite

Elemento	Perdita economica			Tempo ripristino		
	Valore medio	Dispersione inferiore	Dispersione superiore	Valore medio	Dispersione inferiore	Dispersione superiore
Pilastro	0.8555	0.5228	0.7903	0.7219	0.5487	0.8139
Connessione TP	0.0302	0.0327	0.5228	0.0271	0.0316	0.1772
Tegolo	0.8446	0.6271	0.6558	0.1597	0.1679	1.0369
Pannello orizzontale	1.2504	0.9584	0.9191	0.8906	0.8435	1.0534
Pannello Verticale	1.3846	0.7682	1.0744	1.0246	0.9911	1.1489

4.3 Applicazione della procedura al segnale FEM

Come precedentemente indicato, il danneggiamento delle strutture in seguito all'evento sismico è principalmente legato alla storia di spostamento a cui è stata sottoposta la struttura durante l'evento sismico. Alla luce di questa considerazione pare ovvio come, al fine di applicare l'intera procedura, sia necessario conoscere il valore di spostamento relativo tra i vari elementi e tra gli elementi ed il terreno.

Le metodologie utilizzate per la determinazione di questi spostamenti sono varie. Nel nostro caso, non avendo a disposizione dati reali misurati su edifici, siamo ricorsi alla modellazione attraverso il software ad elementi finiti di una porzione di edificio, questo ci consente di ottenere in output direttamente i valori di interesse. Tale soluzione, seppur percorribile, in un caso reale può non essere considerata la migliore poiché la realizzazione del modello porta con sé delle semplificazioni e delle idealizzazioni dei meccanismi fisici tali da generare incertezze sul risultato finale. Inoltre si necessiterebbe di un sistema di analisi complesso con tempi d'esecuzione elevati. Per questo motivo la soluzione ottimale consiste nella misurazione diretta, attraverso appositi dispositivi, dei valori di spostamento di questi elementi o grandezze utili al fine di ricavare questi valori.

In altre parole è necessario strumentare l'edificio in appositi punti attraverso trasduttori di posizione, inclinometri o accelerometri che ci consentono di ricavare i valori di interesse. Negli ultimi anni si è assistito ad un enorme sviluppo della tecnologia MEMS (Micro Electro-Mechanical Systems) in vari ambiti, dalla semplice integrazione in dispositivi elettronici come cellulari fino ad applicazioni biomediche molto più complesse. L'idea proposta consiste nell'adeguata strumentazione dell'edificio prefabbricato con accelerometri MEMS, le cui registrazioni possono essere successivamente elaborate al fine di determinare lo spostamento e di conseguenza il danno subito dall'edificio.

Alla luce delle vulnerabilità descritte nel capitolo 4.2, la strumentazione necessaria per la loro valutazione consiste nell'applicare:

- Un sensore collocato al piede ed uno collocato in testa al pilastro al fine di valutare lo spostamento relativo dell'elemento;
- Un sensore collocato in testa alla trave (da combinare con il sensore in testa al pilastro) al fine di valutare lo scorrimento relativo TP;
- Una serie di sensori collocati lungo lo sviluppo della trave, in prossimità dei tegoli, da combinare con i sensori installati su questi ultimi al fine di valutare lo spostamento relativo TT;
- Sensori collocati lungo l'altezza del pilastro da combinare con i sensori posti sui pannelli orizzontali al fine di valutare lo scorrimento relativo trave pannello;

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

Considerando il caso studio costituito da un edificio realizzato in unica campata, con collegamento spinottato TP, copertura realizzata con otto tegoli e chiusure laterali realizzate mediante tre file di pannelli orizzontali sul lato lungo e otto pannelli verticali sul lato corto, per la strumentazione di una singola campata si renderebbero necessari (come mostrato in Figura 43):

- 8 sensori collocati sui due pilastri;
- 4 sensori collocati su ogni pannello orizzontale in prossimità delle connessioni;
- 2 sensori collocati in testa alla trave;
- 16 sensori collocati in prossimità dell'appoggio TT;
- 4 sensori collocati in prossimità dell'appoggio del tegolo;
- 2 sensori per ogni pannello verticale in prossimità della connessione.

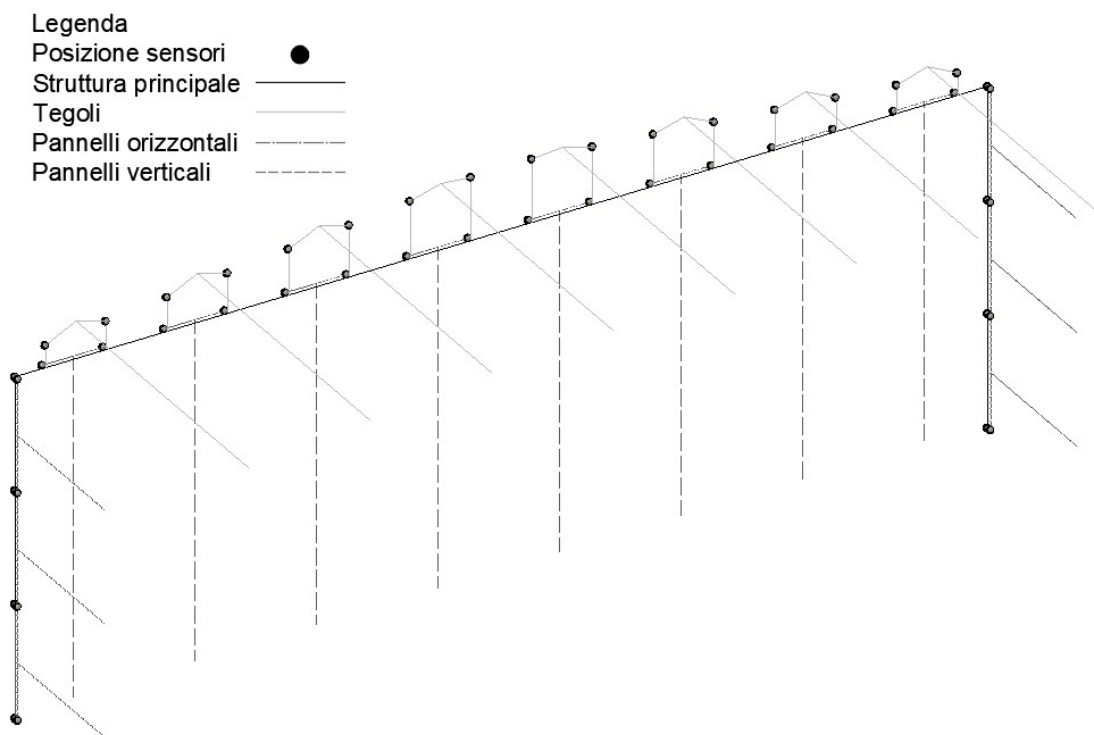


Figura 43 Esempio di posizionamento dei sensori sulla campata di testa.

Si osserva come il numero di sensori necessari risulti estremamente elevato, pertanto l'utilizzo di una strumentazione a basso costo, come la tecnologia MEMS, diventa fondamentale per rendere applicabile il monitoraggio della struttura.

Nel proseguo del capitolo verrà applicata la procedura per la determinazione del danno e la quantificazione delle perdite sui dati di spostamento ottenuti direttamente dal modello ad elementi finiti; tali dati verranno utilizzati come valori target di riferimento per il confronto con le metodologie proposte per l'applicazione in ambito reale attraverso la tecnologia MEMS. Verrà inoltre effettuato un confronto tra il valore di perdita stimato mediante questa procedura con il valore raffinato determinato attraverso l'applicazione della rigorosa procedura PEER PBEE.

In Figura 44 è possibile osservare il valore dell'indice di danno globale medio della struttura ricavato come media pesata degli indici di danno locali calcolata per ogni evento. Non avendo a disposizione il valore dell'energia dissipata, avendo come unico dato di output la storia di spostamento si è pertanto deciso di utilizzare come peso il valore della reazione vincolare associata ai carichi gravitazionali dell'elemento stesso, attribuendo pertanto un peso maggiore agli elementi che si pongono alla base del criterio di gerarchia delle resistenze (riportata al capitolo 3.3.1), rispettando la formulazione proposta dall'Eq. 12. Si parla di indice di danno globale medio poiché i parametri utilizzati nella determinazione dell'indice sono stati statisticamente trattati al fine di considerare le incertezze relative alla loro quantificazione. In particolare attraverso una simulazione numerica si è deciso di variare i parametri caratteristici degli indici attraverso 10'000 simulazioni ammettendo un discostamento massimo dal valore medio pari a $\pm 20\%$.

Solo nell'evento 40 viene evidenziato un indice di danno maggiore di 1 (ID Powell and All Ahabadi =7.1); si rimarca come valori dell'indice pari all'unità corrispondano al superamento delle condizioni ultime della struttura calcolate attraverso i valori medi, mentre ID pari a tre, come si può osservare dalle figure 38 - 42, corrispondano al 99% di probabilità di collasso della struttura. In tutti gli altri casi ci troviamo invece in presenza di un danno intermedio che rappresenta il campione più interessante nella valutazione della procedura. Infatti potremmo considerare il collasso come una soluzione banale del problema in cui non si necessita di alcuna strumentazione per la stima del danno ma basta conoscere l'intero valore del contenuto.

Si evidenzia come, tra gli indici di danno studiati, l'indicatore proposto da Powell and All Ahabadi, basato sul criterio di duttilità, sia quello che evidenzia un danno maggiore nelle strutture. Inoltre solo eventi sismici aventi magnitudo superiore a 5.5 e collocati ad una distanza dall'epicentro inferiore ai 20 km evidenziano un danno

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

nelle strutture. Per magnitudo inferiori il danno misurato risulta assente o estremamente ridotto come avviene per il terremoto 16, verificatosi a Norcia con magnitudo 5.4. L'unico evento in grado di evidenziare un danneggiamento, per distanze epicentrali superiori ai 20 km, è rappresentato dal sisma dell'Irpinia (indicatore 49-51), seppure l'entità del danneggiamento risulta molto inferiore ad eventi più deboli verificatosi a distanze minori.

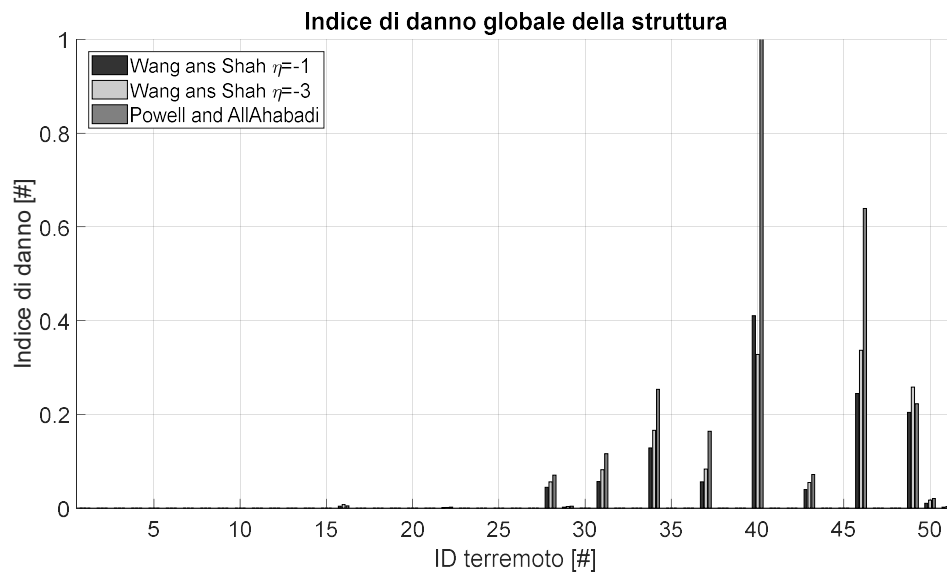


Figura 44 *Indice di danno globale della struttura in seguito all'evento sismico (ingrandimento in APPENDICE 2)*

Determinati i valori locali di danneggiamento della struttura è risultato possibile applicare la procedura proposta e descritta al capitolo 3.3.

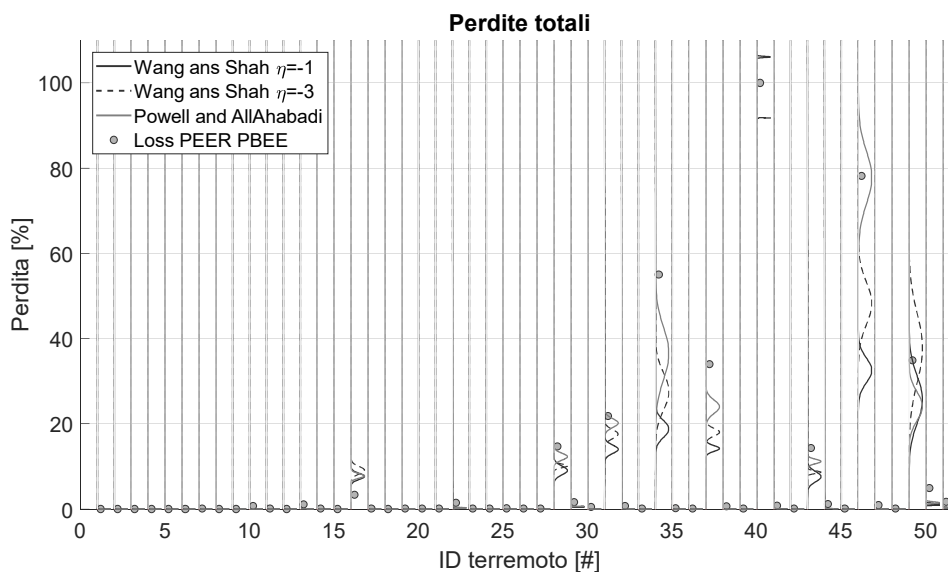


Figura 45 Valore di perdita calcolato attraverso la procedura PEER PBEE e stimato attraverso la procedura proposta (ingrandimento in APPENDICE 2)

In Figura 45 è possibile osservare come i valori di perdita stimati attraverso la procedura riesca a quantificare in modo abbastanza ragionevole il valore ottenuto attraverso la più rigorosa procedura PEER PBEE. Si evidenziano tuttavia due eccezioni in merito all'evento sismico 34 dove si può osservare un'importante sottostima delle perdite e all'evento 46 dove solo la metodologia proposta da Powell and All Ahabadi riesce a valutare correttamente le perdite. È inoltre interessante valutare come esista un valore minimo di poco inferiore al 10% del costo di riparazione tale per cui la procedura proposta non fornisce alcuna indicazione del danno verificatosi. Questa caratteristica è da imputarsi alla natura dell'indice di danno stesso. Infatti analizzando la parametrizzazione delle curve descritte nel capitolo 4.2.1 si osserva come, in assenza di danno ovvero per valore dell'indice nullo, si ha un valore di perdita diverso da zero, poiché nella trattazione statistica del danneggiamento esiste una possibilità seppur remota che l'elemento risulti già danneggiato. Pertanto abbiamo sì che, nella condizione di snervamento della struttura (l'indice di danno presenta un valore infinitesimo maggiore di zero) sia associato un costo di riparazione differente da zero, ma non possiamo trarre alcune conclusioni in condizione antecedenti allo snervamento dove a causa delle incertezze legate al danneggiamento la procedura PEER PBEE evidenzia già un valore di perdita.

4.3.1 Determinazione dello spostamento a partire dal segnale di accelerazione

Il passo successivo necessario alla valutazione dell'applicabilità, sia in termini di affidabilità dei risultati sia in termini di fattibilità economica d'installazione della strumentazione, consiste nel ricavare i valori di spostamento dall'accelerazione misurata dai sensori collocati sulla struttura. Va evidenziato come l'output, ottenuto dal software ad elementi finiti, sia molto diverso da quello che generalmente viene fornito da un sensore reale. Questo aspetto, seppur di importanza fondamentale per valutare l'efficienza della procedura, verrà discusso nei capitoli successivi, in quanto l'obiettivo primario in questa fase consiste nella determinazione della fattibilità di massima della procedura proposta.

La procedura necessaria alla determinazione della storia di spostamento partendo dal valore di accelerazione consiste nell'effettuare due integrazioni del segnale: ossia ottenere dapprima il valore di velocità e successivamente il valore di spostamento. È utile osservare come nell'integrazione dal segnale di accelerazione al segnale di velocità possiamo sfruttare le condizioni al contorno basate sulla considerazione che il punto in oggetto parte da una velocità nulla e in seguito all'evento torna a velocità nulla. Questo offre una serie di vantaggi dal punto di vista del calcolo poiché ci consente di eliminare la costante di integrazione che potrebbe essere contenuta nel segnale di accelerazione. Purtroppo questo non risulta possibile nella successiva fase di integrazione, per il passaggio dalla velocità allo spostamento, poiché l'unica condizione nota è la partenza da uno spostamento nullo. In presenza di deformazioni permanenti sulla struttura avremo infatti che la condizione finale di spostamento risulterà diverso da zero. Risulta pertanto più complesso rimuovere eventuali costanti di integrazioni nella determinazione dello spostamento. Poiché quando parliamo di spostamenti ci riferiamo sempre ad uno spostamento relativo tra due elementi o tra un elemento ed il terreno, esistono due possibilità per ottenere tale valore. Se consideriamo due elementi (A e B) possiamo ricavare dapprima la velocità assoluta e successivamente lo spostamento assoluto di A e di B e solo in seguito effettuare la differenza per determinare lo spostamento relativo. Oppure passare subito ai valori relativi di accelerazione e successivamente integrare. Alla luce di quanto descritto precedentemente, dove si è osservata come la fase critica della procedura risieda nel passaggio tra la velocità e lo spostamento, si ritiene come la seconda procedura riportata possa limitare la propagazione di

errori in quanto questo passaggio viene effettuato una sola volta rispetto alle due necessarie per la prima procedura.

In Figura 46, si osserva il valore dell'indice di danno globale della struttura calcolato in modo analogo a quanto descritto precedentemente. Anche in questo caso si osserva come l'indice di danno di Powell and All Ahabadi è quello che evidenzia un danno maggiore. Si può inoltre osservare come risulti molto più complicato individuare il danneggiamento per gli eventi 16, 29 e 51 rispetto a quanto riportato in Figura 44.

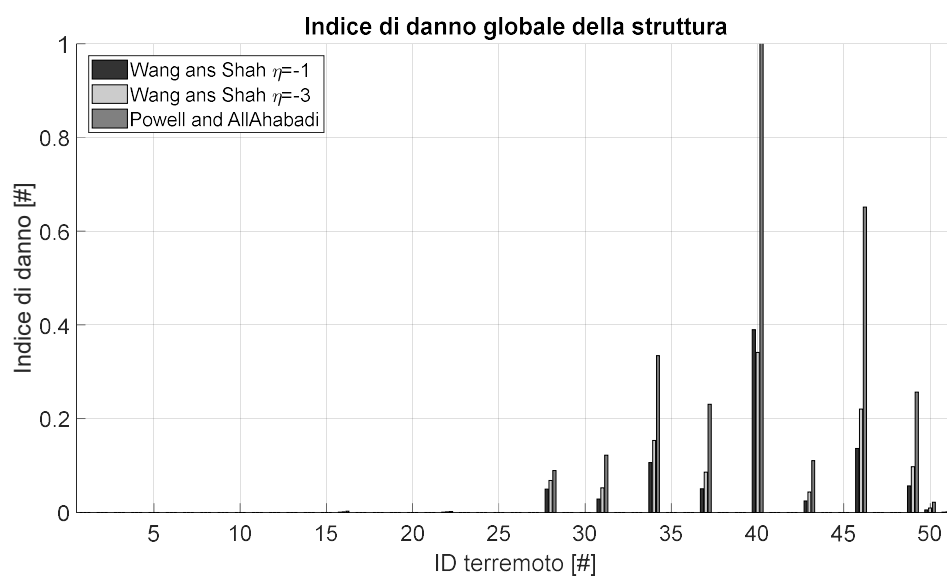


Figura 46 Valutazione del danno globale della struttura utilizzando come input della procedura l'accelerazione integrata due volte per determinare il valore di spostamento (ingrandimento in APPENDICE 2)

In Figura 47 è interessante osservare come nel confronto tra l'indice calcolato attraverso il valore ricavato dall'accelerazione e direttamente dallo spostamento, la prima strada tenda a sottostimare l'indice, ad esclusione dell'indicatore di Powell and All Ahabadi.

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

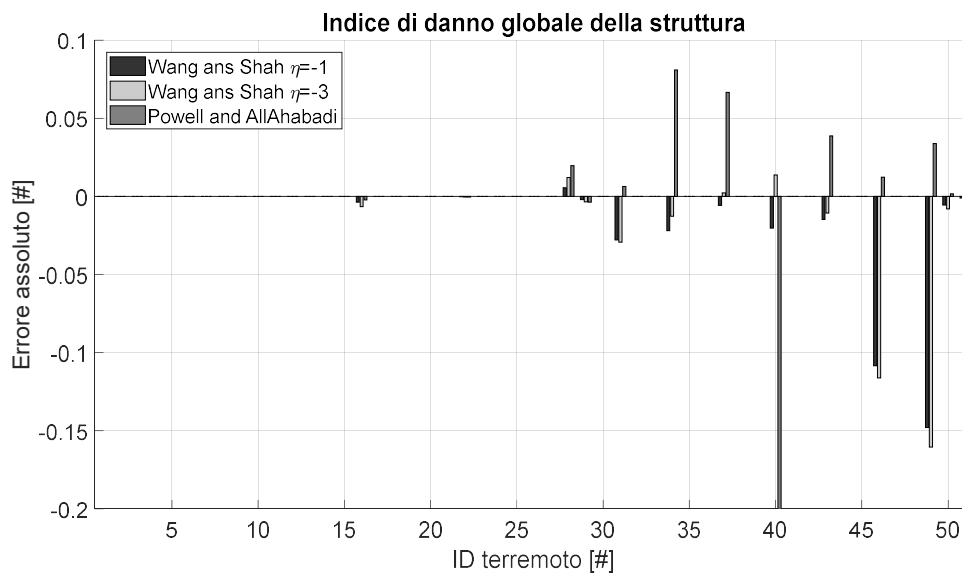


Figura 47 Errore assoluto commesso nella determinazione dell'indice di danno globale medio (ingrandimento in APPENDICE 2)

Si evidenzia inoltre come l'errore commesso risulti sempre inferiore a 0.2 (nella maggior parte dei casi è inferiore a 0.1) ad esclusione dell'evento 40 dove si ha una riduzione dell'indice dal valore di 7.1 a 4.0; si osserva che rimane confermata la diagnosi di collasso totale della struttura con probabilità maggiore del 99%. Si conferma inoltre come l'errore commesso nella determinazione dell'indice nell'evento 29 sia pari all'100% mentre per quanto riguarda gli eventi 16 e 51 l'errore commesso rende il danno quasi impercettibile (errore relativo maggiore 90%).

Applicando ora la procedura proposta su questi indici si osserva, in Figura 48, come l'errore commesso nella stima dell'indice renda l'indicatore di Wang and Shah non più affidabile per la procedura poiché porta ad un'elevata sottostima del danno; contrariamente, l'indicatore di Powell and All Ahabadi risente in modo minore dell'errore commesso e consente di effettuare un'ottima stima del valore di perdita.

Si evidenziano infine due casi, ovvero l'evento 40 dove, in seguito al collasso totale, la procedura va a sovrastimare di circa il 10% il valore totale delle perdite; gli eventi relativi ai terremoti dell'Irpinia (eventi 49, 50, 51) dove la procedura commette sempre un errore relativo di sottostima pari a circa il 30%.

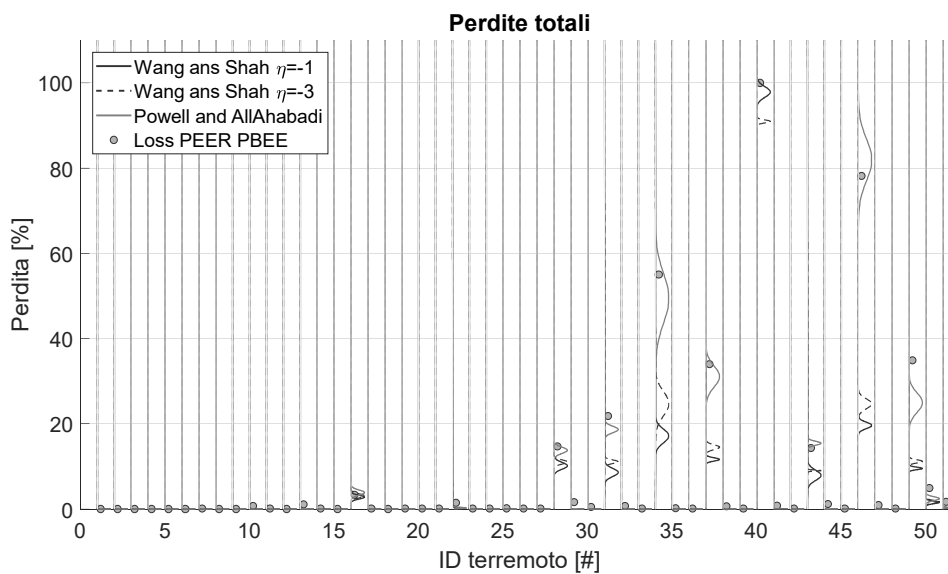


Figura 48 Determinazione delle perdite totali e confronto tra procedure proposta avente come input il valore di accelerazione e metodologia PBEE (ingrandimento in APPENDICE 2)

4.4 Effetti causati dall'utilizzo di un sensore MEMS reale

Tutte le valutazioni effettuate fino ad ora sono inerenti ad un sistema ideale, dove all'interno del segnale acquisito è contenuta solo la risposta della struttura. Questo non è tuttavia rappresentativo della realtà, in quanto nell'installazione reale potrebbero esserci alcune differenze. Innanzitutto, i dati di output del programma ad elementi finiti sono caratterizzati da un'elevata risoluzione, molto maggiore rispetto a quella generalmente fornita da questi sensori. Inoltre, questi dati risultano perfettamente allineati al sistema di riferimento globale orientando l'asse Z verso la verticale. In un'installazione reale questo non può essere sempre garantito. Infatti, oltre alla presenza di eventuali errori grossolani, va sottolineato come risulti molto complicato mantenere un corretto allineamento tra sensori collocati su elementi differenti, spesso posti a distanza notevole l'uno dall'altro. Se questi aspetti possono essere accuratamente valutati e mitigati attraverso un'accurata installazione e la corretta scelta della tecnologia di monitoraggio, ne esistono altri (sempre presenti), che seppur con intensità differenti, potrebbero influire sui risultati. Stiamo parlando del rumore di fondo strumentale e dell'offset del segnale. Tra le problematiche segnalate, vogliamo rimarcare come gli effetti generati da alcune di esse sono particolarmente critici nella determinazione del risultato finale.

Il problema relativo all'installazione può essere risolto mediante l'utilizzo di algoritmi di autorotazione [Trimpe et al 2010, Pedley 2013; van Hees et al, 2014, Geist et al.

2017], aventi il compito di riportare l'asse Z del sensore parallelo alla verticale stimando i due angoli di inclinazione e, successivamente, moltiplicando il segnale in arrivo con la matrice di rotazione, oppure attraverso l'utilizzo di magnetometri.

La problematica relativa all'offset è molto importante nella fase di integrazione del segnale. Infatti per la presenza di tale fenomeno si ha che il valore registrato dal sensore, in condizioni di quiete, ha un valore medio differente da zero. Questo è causato da una serie di fattori tra cui possiamo evidenziare il riscaldamento dell'elettronica componente il dispositivo. Nonostante in genere tale difformità sia limitata a qualche decina di mg, in fase di integrazione questo comporta una deriva del segnale. Tale problematica può essere accuratamente valutata attraverso un'adeguata procedura di calibrazione avente il compito di stimare, sempre in condizioni di quiete, il valore medio del segnale per poterlo successivamente rimuovere in fase di elaborazione dati.

L'aspetto che risulta maggiormente critico rimane pertanto il rumore di fondo strumentale, che porta in aggiunta al segnale misurato un disturbo casuale avente una distribuzione standard associata al sensore scelto. Questo disturbo è sempre presente e, al fine di valutare al meglio la risposta del sensore, deve essere accuratamente trattato con l'obiettivo di ridurlo. Data la natura casuale del rumore, una strada percorribile per la sua riduzione potrebbe essere attraverso la registrazione in parallelo di più segnali per calcolarne successivamente il valore medio. In questo modo si dovrebbe evidenziare il segnale comune attenuando i valori del rumore differenti su ogni sensore. Si evidenzia come la riduzione di tale rumore sia proporzionale alla radice del numero di sensori installati, pertanto risulta possibile dimezzare la deviazione standard del rumore andando ad utilizzare quattro accelerometri MEMS installati nello stesso dispositivo, con un notevole incremento di costi d'installazione.

Un'ulteriore strada percorribile consiste nell'applicazione di filtri aventi il compito di attenuare i disturbi generati al di fuori dell'intervallo di frequenze scelte. Si è osservato attraverso l'analisi in frequenza che la quasi totalità del segnale sismico sia contenuta nell'intervallo di frequenze inferiori a 25Hz, con la parte maggiormente significativa contenuta ai fini dello spostamento nel sotto intervallo 0-15 Hz. Essendo il rumore strumentale distribuito su tutte le frequenze, l'applicazione di un filtro passa basso con frequenza di taglio a 15 Hz consente di attenuare il rumore

caratterizzato da frequenze superiori alla frequenza di taglio. In questo modo vengono meno tutti quei disturbi in fase di integrazione legati alle alte frequenze. Va tuttavia sottolineato come l'applicazione del filtro non porti sostanziali modifiche alla porzione di segnale al di sotto della frequenza di taglio. Risulta pertanto fondamentale valutare il rapporto segnale rumore, ovvero il rapporto tra la deviazione standard del segnale misurato in fase di sollecitazione del sensore e la deviazione standard del rumore valutato in condizioni di quiete. Ovviamente valori ridotti nel rapporto segnale/rumore corrispondono ad un segnale debole fortemente influenzato dalla presenza del rumore strumentale; al contrario valori elevati rappresentano un segnale registrato poco influenzato dal rumore strumentale. In letteratura è stato evidenziato come, al fine di ottenere buoni risultati nell'interpretazione del segnale, sia necessario un rapporto segnale rumore almeno pari a 4 [Cerini et al. 2018, Rahaman et al. 2020]

Nel proseguo del capitolo verranno ripetute le analisi già viste al capitolo 4.3.1, andando ad aggiungere alle accelerazioni in output del software ad elementi finiti valori di rumore tipici della tecnologia MEMS via via crescenti. Si sottolinea inoltre come, alla luce dei risultati osservati al capitolo 4.3.1, verranno mostrati i risultati relativi all'indice di danno di Powell and All Ahabadi, poiché meglio rappresenta il comportamento reale della struttura.

4.4.1 Definizione procedura per la determinazione dello spostamento con segnale reale

Alla luce delle problematiche emerse in presenza di un segnale reale, in questo capitolo si vuole definire una procedura per minimizzare gli errori. Per questo motivo verranno mostrati i dati relativi al solo valore medio dell'indice di danno e delle perdite, andando a modificare i parametri utilizzati per la determinazione della storia di spostamento, grandezza su cui si basa l'intera procedura.

Innanzitutto l'installazione di questi sistemi, in condizione reali, prevede un'attivazione attraverso un trigger di partenza nel momento in cui il sensore è sollecitato e, successivamente al verificarsi di una condizione di stop, l'entrata in stand-by. Per questo motivo in genere i primi dati a disposizione per la successiva elaborazione fanno già parte dell'evento sismico, a differenza dei dati ottenuti dal programma ad elementi finiti di cui abbiamo a disposizione la registrazione continua e completa dell'evento. In modo analogo considerazioni molto simili possono essere

effettuate per la porzione finale dell'evento. Risulta inoltre di fondamentale importanza che tali sistemi di misurazione siano tra loro sincronizzati in modo da ottenere i corretti valori relativi tra gli elementi. Questo significa che, il verificarsi della condizione di start di uno dei sensori deve portare all'attivazione di tutti i sensori montati sulla struttura, in modo da avere i dati per l'intero edificio.

Dal punto di vista teorico, ci si aspetta che l'introduzione del rumore strumentale porti a commettere un errore maggiore nella stima dello spostamento. Ci si aspetta che tale errore sia proporzionali all'entità del rumore introdotto. Per questo motivo le valutazioni dovranno essere effettuate in funzione di un parametro direttamente confrontabile con il rumore stesso, poiché quest'ultimo è in genere definito attraverso il valore della deviazione standard. Si decide di utilizzare tale parametro per la sua caratterizzazione.

Come già emerso al capitolo 4.3.1, il passaggio critico nella definizione della storia di spostamento è relativo alla seconda integrazione, ovvero al passaggio tra la velocità e lo spostamento stesso; questo perché non si dispone della condizione al contorno al termine dell'evento. Questo è indice di come sia necessario concentrarci maggiormente su questo aspetto. L'eventuale presenza di derive, nel passaggio dal valore di accelerazione al valore di velocità, può essere attenuata andando a porre il valore della velocità al termine dell'evento pari a zero, valutando l'eventuale errore commesso e rimuoverlo attraverso un detrend del segnale. Questo può essere effettuato attraverso il comando "detrend" di Matlab [Matlab R2019a], oppure in modo semplificato andando a distribuire uniformemente l'errore finale lungo il segnale. Per questo motivo non si rende necessario determinare la porzione del segnale in cui effettuare l'integrazione ma questa può essere effettuata sull'intero segnale messo a disposizione dei sensori. L'assenza della condizione al contorno in termini di spostamento finale potrebbe invece obbligarci a individuare una finestra all'interno dell'intero segnale entro al quale effettuare l'operazione di integrazione. Tale finestra deve essere accuratamente individuata perché l'inizio dell'interazione troppo anticipata, ovvero in porzioni del segnale caratterizzate da un ridotto rapporto segnale/rumore, potrebbe introdurre delle derive iniziali tali da modificare la valutazione finale. Al contrario, una partenza dell'integrazione troppo ritardata potrebbe dare inizio alla procedura quando la struttura è già deformata, perdendo il valore di spostamento iniziale. Allo stesso modo la determinazione della condizione di stop non deve essere effettuata troppo in anticipo poiché si potrebbe perdere un

segnale importante, ma nemmeno troppo ritardata poiché porterebbe al rischio di incrementare gli errori dovuti alla deriva. Poiché il disturbo è associato al rapporto segnale/rumore, la via più logica per la determinazione della finestra d'integrazione parrebbe essere quella di individuarla in funzione di quando il segnale superi e rimanga superiore ad un determinato valore prestabilito. I risultati mostrati in seguito hanno il compito di evidenziare l'errore commesso in funzione di come è definito il valore di questa soglia: in una prima fase verrà introdotto un rumore minimo, avente deviazione standard pari a 0.1 mg, per poi incrementarlo a valori più elevati. Figura 49 riporta l'errore nella determinazione dell'indice di danno globale, confrontato con il valore ottenuto dall'integrazione del segnale pulito, per differenti soglie di inizio dell'integrazione del segnale di velocità. In particolare sono state studiate:

- Assenza della soglia: l'integrazione viene effettuata su tutti i dati disponibili (visualizzabile nel grafico rappresentato dai dati posti in posizione più arretrata);
- Superamento di una deviazione standard del segnale pari a x volte la deviazione standard del rumore, dove x assume i valori di 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 (valori più bassi di x vengono rappresentati in posizione più arretrata, pertanto la prima striscia di dati rappresenta il valore di soglia più alto pari a 10).

Innanzitutto si osserva come il valore del rumore introdotto influenzi notevolmente i risultati ottenuti, come pareva logico aspettarci la qualità del risultato decresce all'aumentare del rumore introdotto. È importante rimarcare come valori di rumore pari a 0.1 mg e 10 mg possano essere considerati come condizioni limite in quanto tipicamente il rumore strumentale pari a 0.1 mg può essere considerato come un ottimo sensore per l'applicazione oggetto di studio mentre rumori strumentali prossimi o maggiori di 10 mg caratterizzano un sensore di scarsa qualità.

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

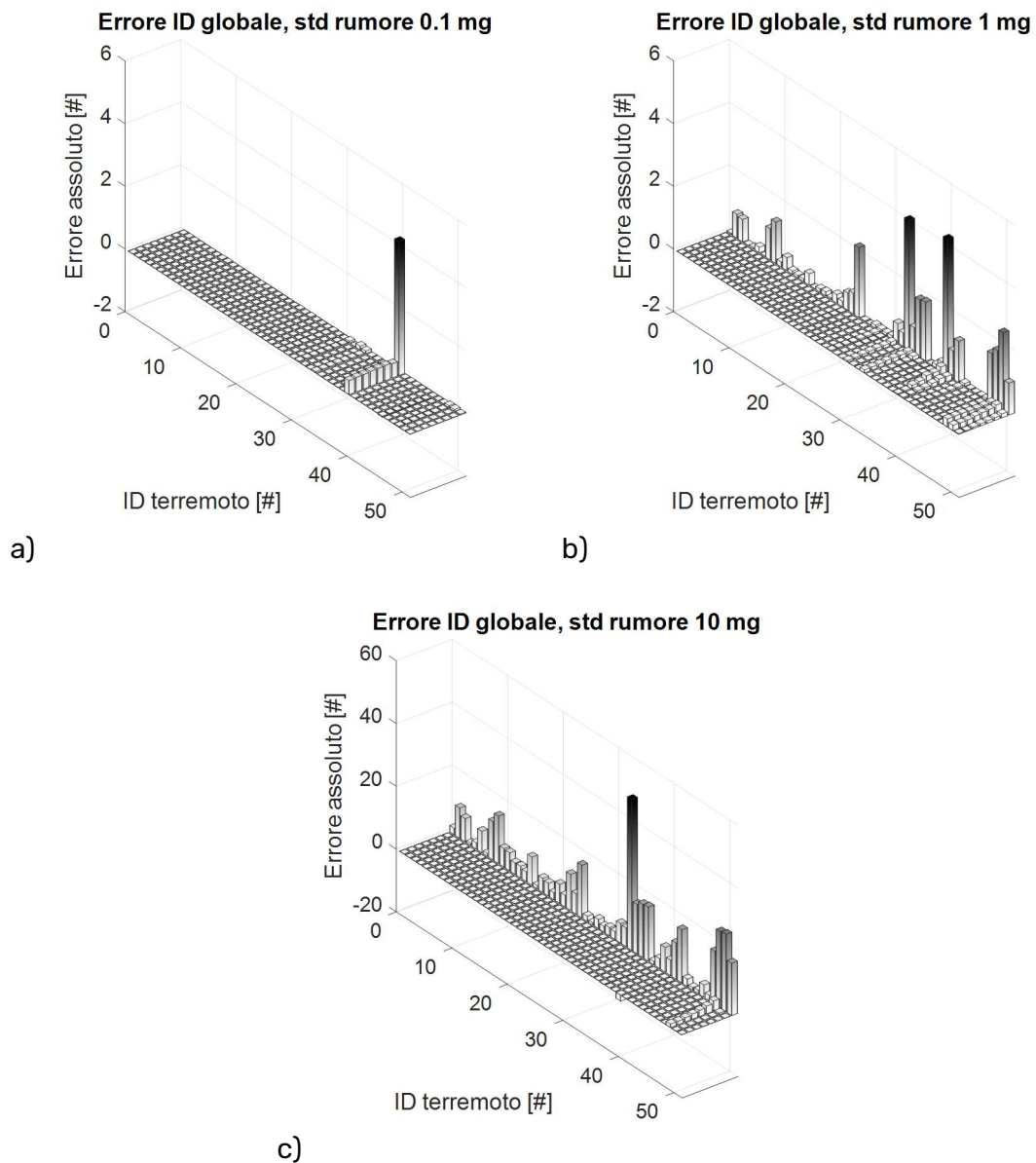


Figura 49 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale, in funzione della soglia scelta per la partenza dell'integrazione dal segnale di velocità al segnale di spostamento per rumore del sensore pari a 0.1 mg (a), 1 mg (b) e 10 mg (c), vengono rappresentati da sinistra valori di soglia crescenti da 10 std fino a 4 std ed infine l'integrazione dell'intero segnale

Analizzando i risultati dei grafici contenuti in Figura 49, si osserva come per tutti i livelli di rumore analizzati, l'innalzamento della soglia di start nella procedura di integrazione consente di ridurre l'errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale. Inoltre si evidenzia come sia fortemente sconsigliato l'integrazione dell'intero segnale in quanto porta ad una sovrastima del danno anche in segnali con livello di rumore medio-basso (1 mg).

In Figura 50, viene riportato uno zoom nell'intervallo d'errore [-0.5:0.5] dei grafici contenuti in Figura 49 utili alla determinazione della soglia di start nell'integrazione.

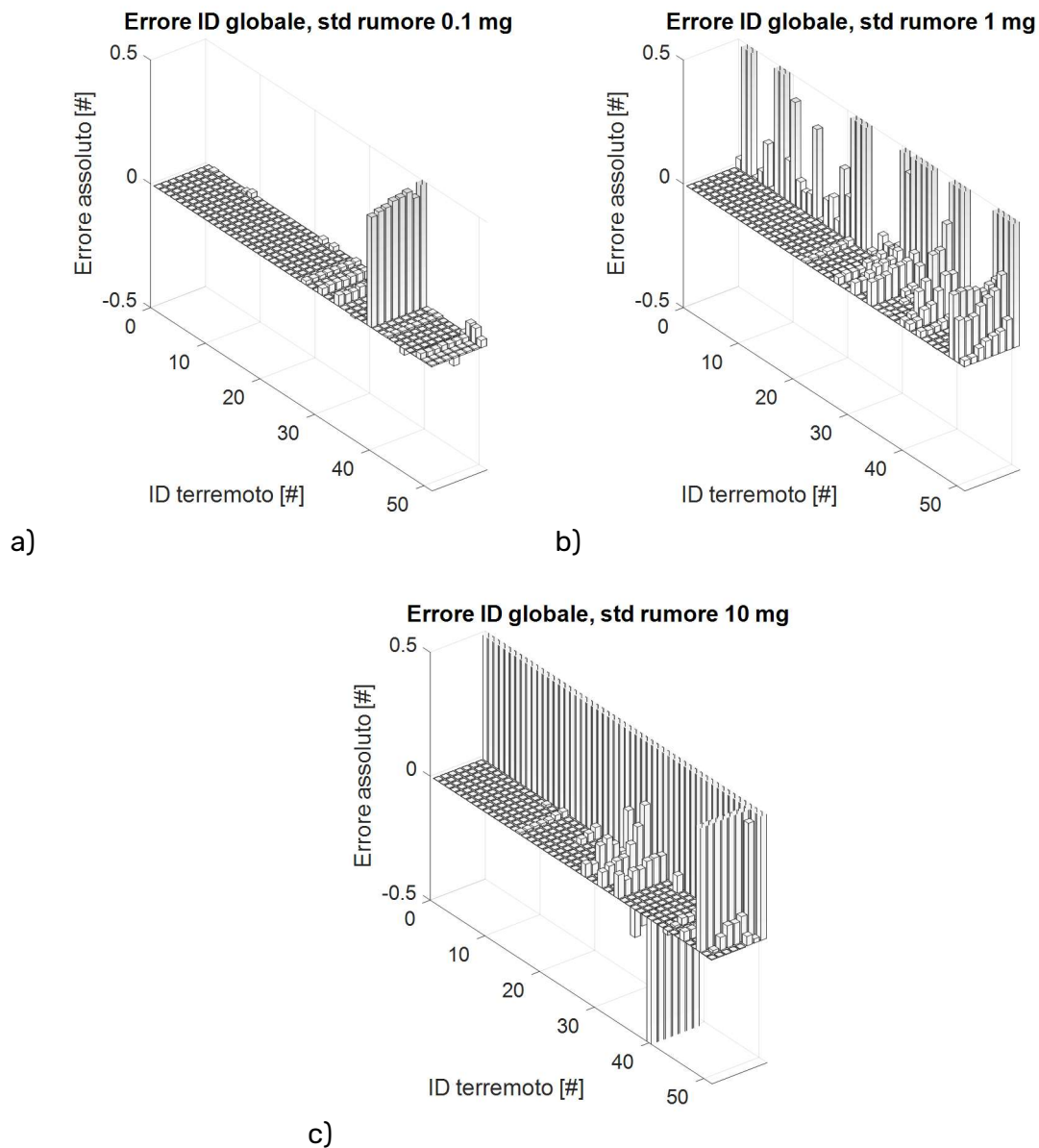


Figura 50 Zoom nell'intervallo d'errore [-0.5:0.5] commesso nella determinazione dell'indice di danno globale, in funzione della soglia scelta per la partenza dell'integrazione dal segnale di velocità al segnale di spostamento per rumore del sensore pari a 0.1 mg (a), 1 mg (b) e 10 mg (c) vengono rappresentati da sinistra valori di soglia crescenti da 10 std fino a 4 std ed infine l'integrazione dell'intero segnale

La definizione di tale soglia risulta infatti fondamentale per limitare gli errori introdotti dal rumore strumentale. La determinazione di quest'ultima deve essere effettuata prendendo in considerazione alcuni aspetti. Come detto precedentemente, più il valore della soglia risulta elevato, migliore è la qualità dei risultati ma, allo stesso tempo l'accelerazione necessaria alla determinazione della condizione di start risulta essere più elevata, pertanto si andrebbe a identificare un numero di eventi minori. In Figura 51 è possibile osservare le differenze riscontrate

nell'integrazione di un segnale d'accelerazione al variare del valore di soglia di partenza della procedura.

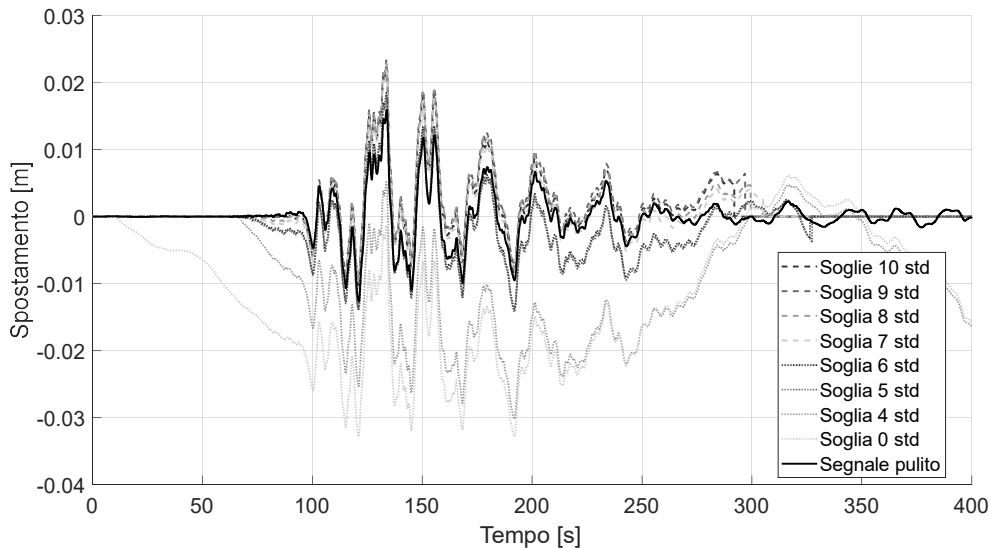


Figura 51 Esempio di integrazione del segnale per differenti valori di soglia di attivazione dell'integrazione

La determinazione della soglia deve essere pertanto considerata come il corretto compromesso tra un valore sufficientemente alto, utile nel limitare l'influenza del rumore strumentale (si consiglia un valore non minore a 8), ma, soprattutto per sensori caratterizzati da un elevato rumore, non eccessivamente alto poiché il prodotto tra soglia e deviazione standard del rumore porterebbe dei valori di start troppo elevati. Considerando pertanto il limite minimo proposto pari a 8 std, si evidenzia come l'utilizzo di un sensore di scarse qualità, oltre che a compromettere la bontà dei dati porta ad innalzare il valore di "buio" del sensore.

Alla luce delle valutazioni effettuate all'interno di questo capitolo, la procedura necessaria alla stima del danno in seguito ad un evento sismico prevede le seguenti fasi:

- Superato il trigger di partenza su uno o più sensori "master" si avvia l'acquisizione del segnale di tutti i sensori installati. È consigliabile scegliere questi sensori tra quelli posizionati sul terreno in quanto consentono di acquisire l'input sismico subito dall'edificio; inoltre l'utilizzo di almeno due sensori master fornisce all'installazione una maggior sicurezza contro le false attivazioni. Tali sensori possono essere collocati anche all'esterno dell'edificio

in una zona soggetta a minor disturbo; questo risulta di fondamentale importanza se installati in edifici industriali dove a causa delle lavorazioni svolte all'interno le attivazioni potrebbero essere innumerevoli;

- Avendo a disposizione la registrazione dell'evento sismico e la risposta degli elementi strutturali, questi vengono combinati in modo da ottenere i valori relativi tra i vari elementi strutturali.
- Nota l'accelerazione differenziale subita dai vari elementi è possibile effettuare l'integrazione passando dal segnale di accelerazione al segnale di velocità e successivamente applicare le condizioni al contorno che ci consentono di eliminare eventuali derive del segnale;
- Attraverso la storia di accelerazione ed il segnale di velocità si va ad identificare la condizione di inizio e di fine dell'integrazione. Qualora all'interno di un segnale non fosse individuata la condizione di start, quel segnale viene considerato a spostamento nullo, negli altri casi si procede all'integrazione. Quest'ultimo aspetto è molto importante, infatti andando ad integrare esclusivamente il rumore strumentale andremmo a "creare" uno spostamento non reale, dato che ad un segnale fortemente influenzato dal rumore corrisponde un segnale debole. Risulta quindi più accurato imporre l'assenza di spostamento relativo tra gli elementi.
- Ottenuto il segnale di spostamento viene applicato l'algoritmo per la determinazione dell'indice di danno e le successive valutazioni in termini di perdite.

4.4.2 Effetti dell'intensità del rumore sulla stima delle perdite

Nel capitolo precedente ci siamo soffermati esclusivamente sulla procedura da applicare per minimizzare l'errore di stima nel calcolo dell'indice di danno, in quanto ritenuto il punto di partenza per l'applicazione della procedura di perdita. In questo capitolo, fissata la procedura, vogliamo analizzare come l'intensità del rumore del sensore influenzi i risultati ottenuti. Come fatto precedentemente, alla luce dei risultati ottenuti sul segnale numerico, si decide di procedere attraverso la valutazione del danno mediante l'indice di Powell e All Ahabadi. Inoltre la condizione di start dell'integrazione del segnale di velocità è stata legata al superamento di 8 std del rumore strumentale.

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

Andremo pertanto ad analizzare come l'indice di danno globale risulti influenzato dal rumore e come questo può incidere nella determinazione delle perdite. Per far ciò sono stati simulati sensori caratterizzati dalle seguenti intensità di rumore:

- 0.1mg (sensore di ottima qualità);
- 0.5mg;
- 1mg (sensore di buona qualità);
- 2mg (sensore di media qualità);
- 5mg;
- 10mg (sensore di scarsa qualità).

In Figura 52, si osserva l'errore ottenuto nella combinazione degli indici di danno locali dei singoli elementi al fine di ottenere un unico indice di danno globale. Ogni striscia di risultati rappresenta un'intensità di rumore, partendo con i segnali meno disturbati (più a sinistra) fino a raggiungere il rumore strumentale di 10 mg (più a destra). Come pareva logico aspettarsi abbiamo un incremento dell'errore (calcolato rispetto alla determinazione dello stesso indice ma partendo dall'accelerazione FEM) al crescere dell'intensità del rumore strumentale. L'unica eccezione è rappresentata dall'evento 40. Tuttavia tale evento è associato al completo collasso della struttura e l'errore commesso nella determinazione del danno non ne pregiudica il risultato finale.

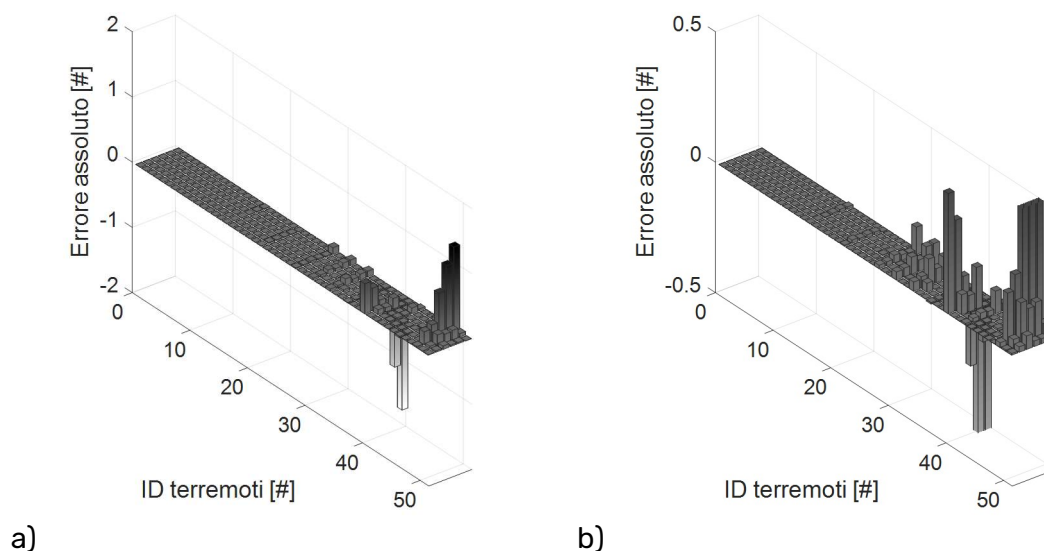


Figura 52 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale (a) e zoom nell'intervallo d'errore [-0.5 : 0.5] (b) all'aumento dell'intensità di rumore strumentale per le 6 bande di interesse (da sinistra pari a 0.1mg) fino a destra pari a 10mg

È inoltre interessante osservare come tendenzialmente l'errore commesso tenda a sovrastimare il danno, tuttavia non va a evidenziare falsi positivi.

Determinato il valore degli indici di danno risulta possibile effettuare le medesime valutazioni in termini di stima delle perdite. In questo caso, rispetto a quanto fatto precedentemente per l'indice di danno globale, torniamo a trattare la dispersione dei parametri utilizzati alla quantificazione del danno (in modo da considerare le incertezze legate alle resistenze dei materiali, geometriche e ai modelli utilizzati per quantificare gli spostamenti agli stati limite di snervamento e ultimi), effettuando una serie di simulazioni che consentono di variare tali parametri per un valore $\pm 20\%$ rispetto al valore medio. In questo caso il confronto proposto viene effettuato rispetto al calcolo delle perdite ottenuto in modo rigoroso attraverso la procedura PEER PBEE.

In Figura 53 vengono sintetizzati i principali risultati ottenuti nella determinazione delle perdite economiche. Si osserva come per i sensori di ottima qualità l'errore commesso risulta essere del tutto trascurabile e siano in grado di stimare correttamente i valori delle perdite.

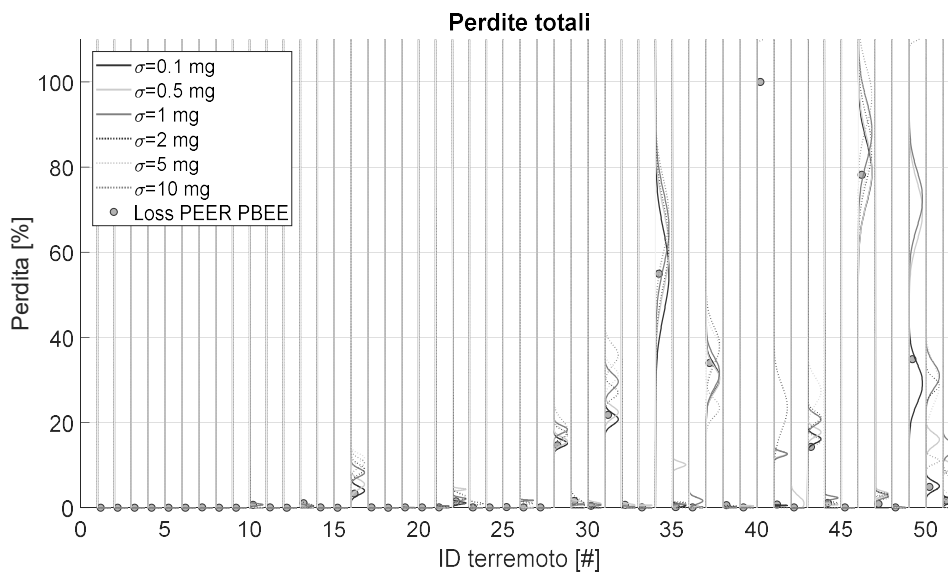


Figura 53 Perdite valutate attraverso la procedura proposta per differenti intensità di rumore e confronto con la metodologia PEER PBEE (ingrandimento in APPENDICE 2)

All'aumentare dell'intensità del rumore si osserva come l'errore commesso sia via via crescente, in particolare si vuole sottolineare come per i sensori di bassa qualità esistano alcuni eventi (41, 49, 50 e 51) dove l'errore commesso non può essere considerato trascurabile. Il motivo di questa sovrastima è da ricercare all'interno del

segnale stesso. Innanzitutto ci troviamo dinnanzi a segnali caratterizzati da una durata dell'evento importante (molto più lunga rispetto agli altri) inoltre, soprattutto per gli ultimi tre segnali, la sollecitazione sismica è caratterizzata da due porzioni ad elevata intensità intramezzate da una porzione di segnale più debole. Questo incide notevolmente nella fase di integrazione del segnale nel passaggio dalla velocità allo spostamento, poiché l'elevata presenza del rumore porta ad una deriva del segnale che, al sopraggiungere della seconda parte significativa, si trova in una posizione errata rispetto al segnale reale. Si evidenzia infine come, in assenza di danno, stimata dalla procedura PEER PBEE, la procedura non commette errori tali da individuare un danneggiamento della struttura. In altre parole la procedura identifica correttamente gli eventi in cui è avvenuto un danno, commettendo eventualmente errori nella stima, ma non va a individuare un danno, quando questo non è presente.

4.4.3 Influenza del numero di sensori installati

Quanto visto fino ad ora, prevede l'installazione sulla struttura da monitorare di un elevato numero di sensori, in particolare si necessita di una coppia di sensori in prossimità di ogni punto in cui si vuole valutare lo spostamento differenziale. Ecco ad esempio che, per monitorare lo spostamento differenziale tra gli elementi di copertura, si incorre nella necessità di collocare due sensori in prossimità dell'appoggio di ogni connessione TT. Allo stesso modo per la valutazione dello spostamento relativo delle connessioni dei pannelli di chiusura risulta necessario applicare una coppia di sensori in prossimità della connessione pannello-struttura.

In questa sezione, vogliamo studiare e valutare la possibilità di ridurre il numero di sensori installati andando a stimare lo spostamento di determinati elementi, quali trave e pilastro, in funzione di un numero limitato di sensori. Nel caso specifico si decide di strumentare la trave in tre posizioni, in particolare alle estremità, sfruttando il sensore utilizzato per la determinazione del danno nella connessione TP, ed in mezzera, andando a stimare lo spostamento della trave nei punti intermedi. Allo stesso modo, il pilastro verrà strumentato in prossimità della base, sfruttando il sensore master che va ad attivare la rete di sensori ed il sensore posto in testa al pilastro (utilizzato anch'esso nella determinazione del danno trave pilastro).

L'applicazione della procedura rimane inalterata, pertanto tutte le considerazioni effettuate fino ad ora relative all'integrazione, allo start della procedura, del rumore

ecc. rimangono invariate. Al fine di valutare come la riduzione del numero di sensori incide sulla bontà dei risultati, si decide di effettuare il confronto in due livelli di intensità del rumore (sensore di ottima qualità, std 0.1 mg, e sensore di buona qualità, std 1 mg), tra il valore ottenuto con il numero completo di sensori e questa modalità ridotta. Va pertanto evidenziato come un errore nullo non significhi che la procedura individui il corretto valore di danno ma bensì che la riduzione del numero di sensori non porta modifiche alla valutazione.

In Figura 54 si osserva come l'errore, introdotto nella determinazione del danno andando a eliminare alcuni sensori, sia ridotto nell'ordine di circa 0.1, ad esclusione dell'evento 40 caratterizzato dal collasso globale della struttura.

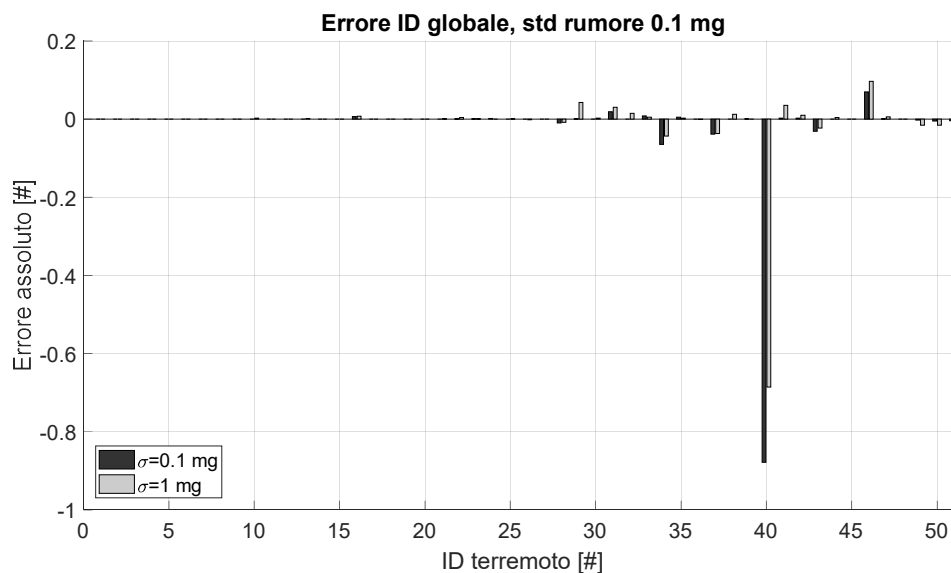


Figura 54 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale andando a ridurre il numero di sensori

Tuttavia, un adeguato zoom sulla fascia d'errore appartenente all'intervallo $[-0.1 : 0.1]$, osservabile in Figura 55, mostra come vi sia una serie di eventi, soprattutto per l'intensità di rumore pari a 1 mg (evento 10, 13 dal 20 al 26) dove si registra un danno che precedentemente non veniva individuato. Pertanto a differenza di quanto visto fino ad ora, la riduzione del numero di sensori può portare alla sovrastima di alcuni spostamenti, soprattutto nelle intensità medio basse, tali da evidenziare un danno non presente.

4. DETERMINAZIONE DEL DANNO IN SEGUITO ALL'EVENTO SISMICO: CASO STUDIO

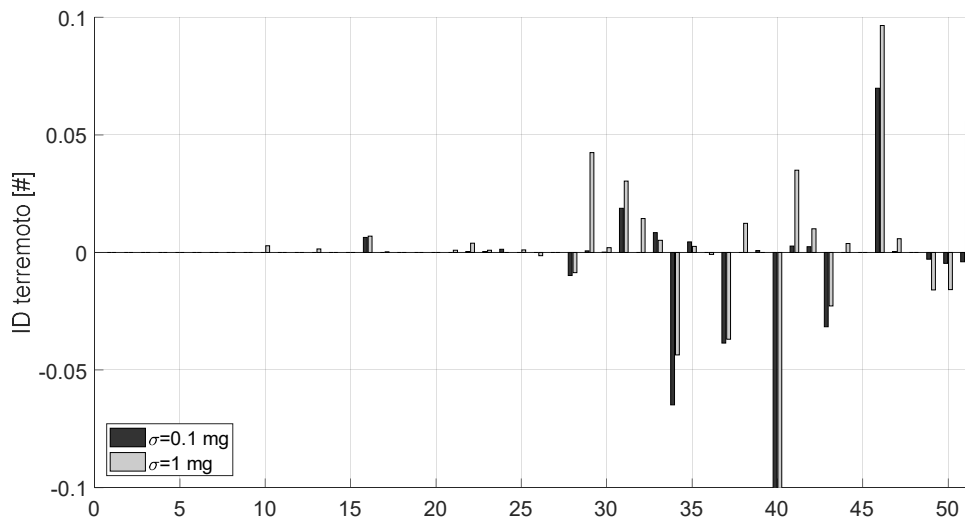


Figura 55 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale andando a ridurre il numero di sensori, approfondimento dell'intervallo [-0.1 : 0.1] (ingrandimento in APPENDICE 2)

Quest'aspetto si ripercuote fortemente nella determinazione del valore di perdita poiché, seppur in modo limitato, va a determinare una perdita quando questa in realtà non è individuata dai metodi più raffinati. Si osserva in Figura 56, come la riduzione del numero di sensori non vada ad incidere in modo significativo nella determinazione della perdita in eventi in cui era già stata evidenziata quest'ultima, bensì introduce un valore di perdita fittizia per tutta una serie di eventi in cui la configurazione completa della rete di sensori riesce a cogliere in modo adeguato l'assenza di danno.

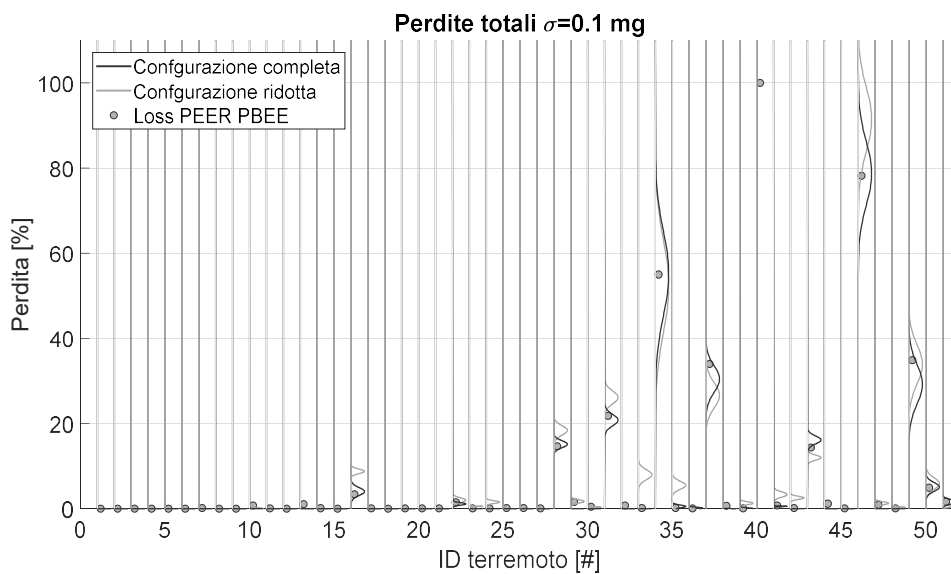


Figura 56 Confronto del valore di perdite tra la configurazione completa e ridotta della rete di sensori caratterizzati da un rumore strumentale di 0.1 mg (ingrandimento in APPENDICE 2)

Questo fenomeno risulta fortemente influenzato dal rumore strumentale. Infatti aumentando di un ordine di grandezza (da 0.1 a 1 mg) il rumore strumentale, questo fenomeno cresce esponenzialmente in molti più eventi, nonostante il sensore possa essere classificato di buona qualità per i nostri fini. In Figura 57 è possibile osservare il confronto per sensori aventi un'intensità del rumore strumentale pari a 1 mg. Alla luce di quanto evidenziato in questo capitolo si evidenzia come la riduzione del numero di sensori possa essere effettuata solo con sensori aventi ottime prestazioni, in quanto ci consentono di limitare la possibilità di sovrastima dell'errore. La riduzione del numero di sensori contribuisce, anche nei casi più virtuosi, ad introdurre una fascia di incertezza per ridotti valori di perdite di cui non siamo in grado di individuare se la stima effettuata sia corretta. Si osserva come tale fascia di dubbio possa interessare valori di perdite compresi tra 0 e 10%-15% del danno totale.

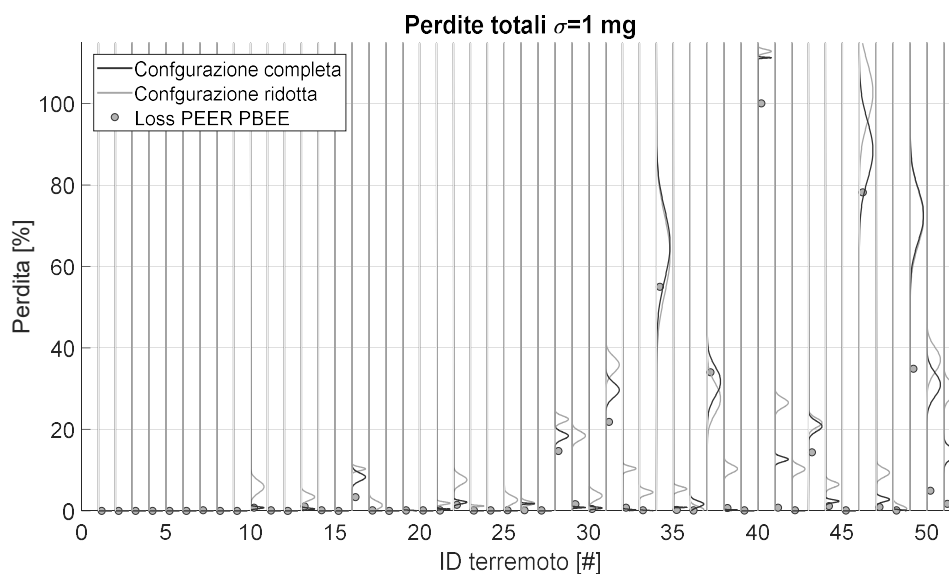


Figura 57 Confronto del valore di perdite tra la configurazione completa e ridotta della rete di sensori caratterizzati da un rumore strumentale di 1 mg (ingrandimento in APPENDICE 2)

4.5 Considerazioni finali

L'obiettivo di questo capitolo è stato individuare, definire e verificare una procedura che fosse in grado, in seguito ad un evento sismico, di quantificare in modo rapido ed esaustivo il danno verificatosi in una struttura. Questa procedura potrebbe rappresentare uno strumento di fondamentale importanza nella fase decisionale in seguito al sisma. Inoltre la valutazione del danno potrebbe essere effettuata in conoscenza della vera risposta sismica della struttura, conoscendo gli spostamenti massimi subiti dai principali elementi di interesse e non solo attraverso una valutazione visiva effettuata da tecnici abilitati. Ovviamente, il parere di un tecnico esperto rappresenta un valore aggiunto ed indispensabile per la determinazione dello stato di salute di un edificio. Questa metodologia si pone pertanto come uno strumento utile per prendere decisioni in modo accurato.

Nel corso del capitolo è stata pertanto definita dapprima una metodologia utile a parametrizzare le curve di perdita, intese come valore economico e tempo di inutilizzo, che fosse in grado di cogliere gli aspetti probabilistici della più raffinata procedura PEER PBEE, e che di conseguenza fosse in grado di trattare adeguatamente le incertezze relative ai materiali e alla stessa risposta strutturale. I risultati ottenuti a partire dal valore di spostamento hanno mostrato come la parametrizzazione della curva risulti sufficientemente robusta da minimizzare l'errore commesso.

Sfortunatamente, in generale, non si dispone del dato diretto di spostamento relativo tra i vari elementi strutturali, anche se strumentazioni utili alla sua misurazione sono presenti e, in caso di edifici particolarmente sensibili o di importanza strategica, potrebbero essere implementati nonostante i costi maggiori. Questo potrebbe non esser il caso di edifici ordinari, pertanto per avvicinarci ad una situazione reale si è deciso di ricavare il valore di spostamento partendo dalle registrazioni delle accelerazioni, in quanto misurabili attraverso sensori low-cost appartenenti alla famiglia MEMS. È stata individuata pertanto una metodologia in grado di minimizzare l'errore in fase di integrazione del segnale, anche in presenza del rumore strumentale. Ovviamente una qualità elevata del sensore, ovvero un ridotto rumore strumentale, aiuta nel minimizzare l'errore di stima, che si pone

inversamente proporzionale al disturbo. Si può affermare che sono stati raggiunti buoni risultati anche in presenza di una strumentazione di media qualità.

Infine si è deciso di indagare come la rimozione di alcuni sensori, e la stima dei dati relativi ai sensori mancanti influisse sui risultati. In questo caso si è osservato come la riduzione dei sensori introduca una fascia di incertezza nelle intensità basse che cresce esponenzialmente all'aumentare del rumore strumentale. Da un punto di vista strettamente economico potrebbe non risultare vantaggiosa la riduzione del numero di sensori poiché si necessiterebbe dell'acquisto di una strumentazione dal costo più elevato. Tali valutazioni devono tuttavia essere incrociate con le esigenze e le risposte che si vuole ottenere. Se l'interesse è posto esclusivamente nei confronti della sicurezza delle utenze che usufruiscono della struttura, l'introduzione della fascia di dubbio risulterebbe di poco interesse, se invece l'interesse fosse rilevante nella determinazione del danno anche per intensità del sisma ridotte, la riduzione del numero di sensori risulterebbe inadeguata.

In conclusione possiamo dire come la procedura dal punto di vista ingegneristico strutturale è stata definita e ci consente di avere ottimi risultati su segnali caratterizzati da un rumore strumentale ridotto. È stato individuato l'indice di danno di Power and All Ahabadi come strumento utile per la parametrizzazione delle perdite, ed infine è stato un algoritmo per la realizzazione fisica del sistema. Tale procedura è risultata adeguatamente robusta anche mediante sensori di ridotta qualità che potrebbero portare alla riduzione dei costi di installazione. Ovviamente tali aspetti, compresa la realizzazione del firmware per la comunicazione tra i vari sensori, non sono stati trattati, in quanto necessitano di adeguate competenze informatiche. Mentre più problematica è risultata la riduzione del numero di sensori posizionati. Il tema relativo all'utilizzo di sensori per il monitoraggio delle strutture si pone pertanto come un tema attuale e aperto a nuovi sviluppi.

4.6 Riferimenti

Bressanelli M.E.; Belleri A.; Riva P.; Magliulo G.; Belotti D.; Dal Lago B.; Papadrakakis M. ; Fragiadakis M., (2019), "Effects of modelling assumption in the local seismic response evaluation of RC precast industrial buildings", *European Community on Computational Methods in Applied Sciences, Compdyn 2019*

Cerini F, Adorno S. (2018) "Flexible Simulation Platform for Multilayer Piezoelectric MEMS Microphones with Signal-to-Noise Ratio (SNR) Evaluation", *Proceedings, 2018-11-23, Vol.2 (13), p.862, DOI: 10.3390/proceedings2130862;*

Geist J., Yaqub Afridi M., Craig D., and Gaitan M. (2017), "Gravity-Based Characterization of Three-Axis Accelerometers in Terms of Intrinsic Accelerometer Parameters", *Journal of Research of National Institute of Standards and Technology, Volume 122, Article No. 32 (2017) <https://doi.org/10.6028/jres.122.032>.*

Ibarra L.F., Medina R. A., and Krawinkler H. (2005). "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12), 1489-1511.*

ITACA INGV web page, <http://itaca.mi.ingv.it/>

Magliulo G., Capozzi V., Fabbrocino G., Manfredi G., (2011). "Neoprene-concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings". *Engineering Structures 33(2):535-538. DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.11.011*

Matlab v. R2019a, web page <https://it.mathworks.com/>

McKenna F., Fenves G.L. (2013), "OpenSees Manual". *Pacific Earthquake Engineering Research center.*

Pedley M. (2013), "Tilt Sensing Using a Three-Axis Accelerometer" 2007-2009, 2012-2013 *Freescall Semiconductor, Document Number: AN3461 Rev.6, 03/2013*

van Hees V., Fang, Z., Langford J., Assah F., Mohammad A., da Silva, Inacio C. M , Trenell M., White T., Wareham, Nicholas J. Brage S. (2014), "Autocalibration of accelerometer data for free-living physical activity assessment using local gravity and temperature: an evaluation on four continents", *United States: American Physiological Society, DOI: 10.1152/jappphysiol.00421.2014.*

Rahaman A., Park C.H., Kim B. (2020), "Design and characterization of a MEMS piezoelectric acoustic sensor with the enhanced signal-to-noise", Sensors and actuators. A. Physical., 2020-08-15, Vol.311, p.112087, DOI: 10.1016/j.sna.2020.112087

Trimpe S., D'andrea R. (2010), "Accelerometer-based Tilt Estimation of a Rigid Body with only Rotational Degrees of Freedom", 2010 IEEE International Conference on Robotics and Automation Anchorage Convention District May 3-8, 2010, Anchorage, Alaska, USA

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

La valutazione del rischio sismico di strutture esistenti, acquisisce un valore sempre maggiore nei territori, come quello italiano, caratterizzati da edifici che hanno superato la vita utile ad essi attribuiti in fase di progettazione o sono in procinto di farlo. Attraverso la valutazione del rischio sismico risulta pertanto possibile analizzare lo stato di salute dell'edificio nei confronti dell'azione sismica garantendo un adeguato livello di sicurezza per le utenze che fruiscono di questi spazi. Il tema relativo alla valutazione del rischio si trova spesso connesso alla tematica relativa alla modellazione la quale risulta essere di fondamentale importanza quando si vuole analizzare il reale comportamento della struttura.

Per quanto riguarda il caso specifico delle strutture prefabbricate possiamo evidenziare come la relativa semplicità nella modellazione dei componenti non lineari, in quanto tipicamente realizzati attraverso connessioni meccaniche, va a porsi in contrasto con l'elevato numero di elementi da modellare che possono portare a modelli aventi un onere computazionale importante. Inoltre, se nel caso di strutture tradizionali gettate in opera risulta possibile inglobare gran parte dei dettagli costruttivi nella descrizione della non linearità di un unico elemento, nel caso di edifici prefabbricati i particolari costruttivi introdotti nella realizzazione della struttura possono portare all'introduzione di nuovi elementi e modelli completamente differenti.

Questo capitolo, si pone pertanto l'obiettivo di far sintesi delle principali modalità di modellazione degli edifici prefabbricati esistenti. Va inoltre considerato come la tardiva classificazione sismica di gran parte dell'Italia ha portato alla realizzazione di edifici in assenza di adeguati sistemi di collegamento tra gli elementi. Al fine di individuare un buon compromesso tra l'assenza di linee guida per la progettazione sismica e l'attuale normativa si è deciso di collocarsi nel periodo storico degli anni '80, andando ad analizzare il comportamento di edifici situati in tre differenti zone sismiche a pericolosità crescente ovvero, Milano, Napoli e successivamente L'Aquila.

Le differenze di modellazione verranno successivamente valutate andando ad analizzare il valore delle perdite economiche causate dall'evento sismico, valutandole attraverso le metodologie indicate al capitolo 3, e verrà inoltre definito un indice di vulnerabilità di ogni modello legato al sito di interesse.

5.1 Principali normative relative agli anni '80

Come già detto nel capitolo introduttivo, si è deciso di effettuare la modellazione degli edifici realizzati negli anni '80. Tale scelta è stata effettuata principalmente per due motivi: innanzitutto questo periodo si colloca in una finestra di passaggio tra la quasi assenza di normative e la successiva introduzione delle moderne normative sismiche che portano ai concetti contenuti anche negli attuali codici. Inoltre si ha avuto l'occasione di poter osservare i progetti esecutivi di alcuni capannoni realizzati nella seconda metà degli anni '80 che forniscono uno strumento fondamentale per capire la prassi progettuale dell'epoca.

È interessante analizzare le principali normative dell'epoca al fine di capire come l'aspetto sismico venisse trattato. La normativa fondamentale degli anni 80 è rappresentata dalle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", [Decreto Ministeriale n. 108, pubblicato su gazzetta ufficiale il 24 gennaio 1986]. Tale normativa presenta al suo interno quattro differenti sezioni, oltre alle disposizioni generali (sezione A), ed i criteri generali di progettazione (sezione B), si entra nel dettaglio della progettazione di edifici e opere di sostegno del terreno (rispettivamente sezione C e D).

La prima parte della norma risulta fondamentale per la definizione della categoria sismica dei siti analizzati. Va ricordato come all'epoca individuata per questo specifico studio il territorio italiano fosse classificato in tre categorie sismiche più

un'ulteriore categoria senza classificazione. In Tabella 12 viene riportata la classificazione sismica dei comuni. Si osserva come tutti e tre i siti appartengano a differenti categorie sismiche. Va inoltre sottolineato come, a differenza di quanto avviene con le attuali normative, dove ogni comune viene classificato all'interno di macro categorie, entro le quali viene successivamente definita una sollecitazione di progetto specifica, con la normativa degli anni '80 non si aveva alcun tipo di classificazione all'interno della categoria dove la sollecitazione è ritenuta uniforme per tutti i comuni.

Tabella 12 Classificazione sismica dei siti oggetto di studio secondo la normativa degli anni '80

Sito	Categoria sismica	Grado di sismicità (S)
Milano	N.C.	Non classificato
Napoli	III	6
L'Aquila	II	9

Analizzando quindi la sezione B della norma, relativa ai criteri generali di progettazione, si osserva come vengano introdotti coefficienti di risposta, in funzione del periodo fondamentale, che vanno a ridurre la sollecitazione per edifici aventi periodo maggiore a 0.8s attraverso il coefficiente R calcolato come mostrato dall'Eq. 20, e il coefficiente di protezione sismica I, che può assumere valore pari a 1.4, in caso di edifici di primaria importanza per le necessità della protezione civile, 1.2 per edifici classificati per un particolare rischio e 1 per tutte le altre categorie.

$$T_0 > 0.8s \quad R = \frac{0.862}{T_0^{2/3}}$$

$$T_0 \leq 0.8s \quad R = 1$$

Eq. 20

Definiti tali coefficienti è possibile applicare le formulazioni riportate nell'Eq. 21 per la determinazione delle forze statiche orizzontali da applicare alla struttura.

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$
$$F_v = m \cdot R \cdot I \cdot W$$

Eq. 21

Dove F_h, F_v rappresentano rispettivamente la forza statica orizzontale e verticale da applicare alla struttura, R, I rappresentano i coefficienti di risposta e di protezione sismica W rappresenta il peso complessivo delle masse strutturali, m è un coefficiente di amplificazione delle forze verticali posto tipicamente pari a 2 mentre $C = \frac{S-2}{100}$ è il coefficiente di intensità sismica con S grado di sismicità specificato per la zona sismica. Si osserva pertanto come, trascurando i coefficienti di risposta ed il coefficiente di protezione, l'azione sismica orizzontale viene quantificata come quota parte del peso della struttura. In particolare si assume il 4% del peso in zona sismica III (Napoli) il 7% del peso in zona sismica II (L'Aquila) e nel caso più gravoso il 10% del peso in zona sismica I. Tali forze, qualora non rientrino in casi specifici individuati nelle sezioni successive della norma, vanno distribuite lungo l'edificio in modo proporzionale alle masse.

Analizzate le prescrizioni generali, possiamo ora andare ad analizzare nello specifico le prescrizioni da attuare nella progettazione degli edifici; la norma [Decreto Ministeriale n. 86, art. C.1] individua quattro tipologie costruttive:

- *Strutture in muratura;*
- *Strutture intelaiate in calcestruzzo armato o precompresso, in acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;*
- *Strutture a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti in conglomerato cementizio armato o parzialmente armato o da muratura armata;*
- *Strutture in legname.*

Come si può osservare non vi è una categoria specifica per strutture prefabbricate, tuttavia pare abbastanza scontato collocare tale tipologia di strutture all'interno delle strutture intelaiate. La norma, all'articolo C.6.1.1, prescrive come *si schematizzino due sistemi di forze orizzontali agenti, non contemporaneamente ed*

ortogonalmente tra di loro, tali forze devono essere applicate nel baricentro dei "pesi" dell'elemento strutturale.

La quantificazione delle forze avviene attraverso le formulazioni riportate dall'Eq. 22.

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I$$

$$W_i = G_i + s \cdot Q_i$$

Eq. 22

dove C, R, I assumono gli stessi valori indicati precedentemente, ε rappresenta il coefficiente di fondazione (tipicamente posto pari a 1, con limite superiore pari a 1.3 per casi di fondazioni particolarmente complesse), β rappresenta il coefficiente di struttura (tipicamente posto pari ad uno, salvo il caso in cui vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali in cui si assume un valore pari a 1.2), γ_i il coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche, G_i la somma dei pesi propri dell'i-esimo piano ed i relativi carichi permanenti, Q_i il massimo sovraccarico accidentale previsto nel calcolo statico d'esercizio mentre s rappresenta il coefficiente di combinazione sismica i cui valori vengono riportati in Tabella 13.

Tabella 13 Coefficiente di combinazione sismica per i carichi accidentali

Locale	Coefficiente s
Locale d'abitazione, uffici, coperture, balconi	0.33
Locali pubblici suscettibili ad affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)	0.50
Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale per spettacolo, chiese, tribune, ecc.) archivi magazzini, biblioteche contenitori, scale, ecc.	1.00

Al fine di determinare il coefficiente di risposta R , la normativa, per i soli edifici intelaiati prevede di poter stimare in modo approssimato il periodo fondamentale della struttura T_0 attraverso la formula semplificata riportata all'Eq. 23.

$$T_0 = 0.1 \cdot \frac{H}{\sqrt{B}}$$

Eq. 23

Dove H, B , espressi in metri, rappresentano rispettivamente l'altezza e la dimensione minore in pianta dell'edificio, mentre T_0 viene espresso in secondi.

Per quanto riguarda invece la componente verticale, questa tipicamente può essere trascurata ad esclusione di:

- Membrature orizzontali con luce maggiore di 20 m;
- Strutture di tipo spingente;
- Sbalzi.

In questi casi, la sollecitazione viene trattata in modo analogo alla componente orizzontale del sisma sostituendo il coefficiente K_{hi} con il coefficiente K_v che assume i valori di ± 0.2 per membrature di grandi luci e strutture spingenti o ± 0.4 per gli sbalzi.

L'ultima prescrizione fornita dalla norma in ambito sismico riguarda la ripartizione delle forze orizzontali [Decreto Ministeriale n. 86 art. C.6.1.2]; in particolare, si prescrive come la redistribuzione debba essere fatta in modo proporzionale alle rigidità, inoltre dovranno essere considerati eventuali effetti torcenti generati dall'eccentricità tra il centro di massa e di rigidità o qualora il rapporto tra le dimensioni principali in pianta dell'edificio risulti maggiore di 2.5, in quel caso il momento torcente viene valutato attraverso la formula riportata nell'Eq. 24.

$$M_{ii} = \lambda \cdot D \cdot \sum_{i=1}^N F_i$$

$$\begin{aligned} 2.5 < D/B < 3.5 & \quad \lambda = 0.03 + 0.02 \cdot (D/B - 2.5) \\ 3.5 < D/B & \quad \lambda = 0.05 \end{aligned}$$

Eq. 24

Sempre a questo articolo la normativa indica come:

La ripartizione delle forze sismiche al piano fra gli elementi verticali resistenti può in generale essere eseguita facendo l'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari.

Qualora l'impalcato non possieda l'ipotizzata rigidità nei riguardi di forze complanari se ne terrà conto nel calcolo, ovvero essa potrà essere conferita mediante irrigidimenti (controventature) opportunamente dimensionati.

In altre parole, per quanto concerne gli edifici prefabbricati in calcestruzzo armato, in zona sismica non possono essere ammesse connessioni tra i vari elementi garantite dal solo attrito.

Quanto previsto fino ad ora è da intendersi relativo a strutture in cui è possibile effettuare il progetto mediante un'analisi statica equivalente. Tale norma prevede quindi, nel caso di strutture aventi periodo fondamentale maggiore di 1.4 s, l'impossibilità di continuare attraverso tale procedura ed obbliga ad utilizzare una analisi dinamica a spettro di risposta.

Un'ultima indicazione relativa a tali edifici risulta inerente ad elementi divisori e pannelli esterni. All'articolo C.6.5 viene prescritto come, per pannelli divisori interni in muratura di dimensione maggiore a 20 m² (con altezza superiore a 4 m) o pannelli esterni con estensione maggiore a 15 m² (con altezza superiore a 3.5 m) debbano essere previsti adeguati sistemi di nervature verticali posti ad una distanza inferiore a 3 m. In caso di aperture, ed in zona con grado di sismicità $S > 9$, risulta necessario intelaiare quest'ultime con sistemi di nervature. Infine per quanto riguarda la presenza di eventuali pannelli prefabbricati di qualsiasi dimensione, devono essere previsti adeguati accorgimenti necessari ad evitare il loro distaccamento dalla struttura che li sostiene.

5.1.1 Indicazioni specifiche per edifici prefabbricati in calcestruzzo armato

Se quanto visto fino ad ora è da ritenersi valido per ogni tipologia di struttura che appartiene alla categoria di edifici intelaiati, quanto vedremo in seguito è stato appositamente sviluppato per edifici prefabbricati in calcestruzzo armato. Facciamo pertanto riferimento non più ad una normativa emanata dallo stato ma ad una normativa tecnica avente il fine di raccogliere leggi, decreti e norme tecniche con argomento: "Prefabbricazione e strutture prefabbricate" realizzata attraverso uno studio pubblicato dal CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche) nel 1986, n°10025 [CNR 86].

All'interno di tale circolare vengono trattati tutti i temi relativi alla prefabbricazione, dagli aspetti generali trattati nella parte I, in cui si tratta aspetti maggiormente legati ai materiali, problemi di esecuzione, controlli, collaudi ecc., fino ad aspetti strettamente strutturali contenuti nelle parti II e III; in particolare la parte II tratta gli aspetti relativi a strutture con elementi monodimensionali mentre la parte III tratta elementi bidimensionali come setti e grandi pannelli.

Dal punto di vista strutturale, per edifici industriali prefabbricati, suscita maggior interesse la parte II relativa ad elementi monodimensionali. È proprio all'interno di questa sezione dove troviamo il primo riferimento di interesse riguardante l'organizzazione strutturale, in cui si dice che, *ai fini della stabilità degli edifici, qualora non sia comprovata la capacità funzionale a telaio, la stabilità deve essere ottenuta affidando integralmente le azioni orizzontali ad opportune strutture atte a funzionare da controvento. [...] Per edifici industriali sono sconsigliate le unioni per semplice contatto tra l'orditura secondaria di copertura e le travi principali a meno di non prevedere accorgimenti opportuni tali da impedire il pericolo di scorrimento non reversibile sulle superfici di contatto.* Questa prima indicazione, se rispettata, avrebbe portato enormi benefici alle strutture prefabbricate. La prassi comune al di fuori delle zone non ancora classificate sismiche portava a trascurare questo tipo di connessioni lasciando la trasmissione degli sforzi di progetto orizzontali (vento) al solo attrito.

Entrando nello specifico delle soluzioni di collegamento tra gli elementi strutturali principali (connessione trave-pilastro) viene indicata una formulazione che consente di sfruttare le forcelle non solo in fase di assemblaggio della struttura ma anche per fornire maggiore stabilità alla trave. In particolare viene prescritto che la forcilla debba essere verificata per un momento M proporzionale alla reazione vincolare V della trave e la luce L della stessa come riportato nell'Eq. 25.

$$M = \frac{V}{\left(\frac{L}{300}\right)}$$

Eq. 25

Sempre relativamente alle forcelle viene prescritto uno spessore minimo pari a 9cm nella porzione inferiore e 7cm nella porzione superiore. Nel caso in cui vi fosse un collegamento tra le due forcelle di estremità viene consentito uno spessore inferiore,

comunque maggiore di 6cm. L'altezza massima non può superare 8 volte lo spessore medio, mentre la larghezza dovrà interessare l'intera profondità d'appoggio della trave. Le ultime prescrizioni sono relative all'armatura verticale con percentuale minima del 1.5% che deve risultare adeguatamente staffata in modo da garantire un corretto comportamento a mensola. Per completare le prescrizioni relative al collegamento TP vengono fornite una serie di indicazioni relative alla realizzazione delle travi, in particolare le estremità devono garantire un corretto appoggio con gli elementi verticali di sostegno e l'orditura degli elementi orizzontali.

In condizioni di semplice appoggio la trave deve prevedere accorgimenti tali da garantirne la stabilità anche in caso di imperfezioni nella realizzazione della stessa, al verificarsi di urti o in presenza del carico del vento.

Come abbiamo più volte ripetuto ed evidenziato, tra le vulnerabilità principali delle strutture prefabbricate troviamo gli elementi di collegamento tra le diverse porzioni della struttura. È proprio per questo motivo che un'intera sezione della parte II è dedicata alle unioni [CNR capitolo C. 3]. Innanzitutto troviamo una classificazione del tipo di unioni realizzabili raggruppate in cinque categorie:

- Unioni a secco, a sua volta suddivise in:
 - Appoggio per contatto diretto: sono sempre consentiti purché sia verificata la sicurezza, la complanarità e la regolarità degli appoggi stessi.
 - Appoggi per contatto di piastre metalliche: le piastre devono essere adeguatamente ancorate al calcestruzzo mediante sistemi idonei a sopportare le azioni nel piano delle piastre;
 - Appoggi in gomma con particolare attenzione alle prescrizioni del CNR relativa alla complanarità delle superfici;
 - Appoggio per contatto diretto con spinotti e tiranti: tipicamente utilizzati per limitare traslazioni dell'elemento, i collegamenti in semplice appoggio possono essere integrati con spine passanti o cavi post-teso;
 - Appoggi scorrevoli, in cui deve essere sempre garantita la possibilità di ispezionare, sostituire e compiere manutenzione dell'appoggio.
 - Unioni a umido, realizzate attraverso il getto integrativo con malte o calcestruzzi con o senza armatura aggiuntiva.
-

- Unioni incollate, realizzate attraverso apposito collante che, una volta indurito sono in grado di trasmettere forze assiali, taglienti, momenti flettenti e torcenti;
- Unioni saldate, in cui la saldatura tra elementi metallici collocati sull'elemento prefabbricato hanno il compito di trasmettere gli sforzi. Va tuttavia verificata la capacità dell'elemento stesso di diffondere la sollecitazione;
- Unioni pre-sollecitate, realizzate mediante la post-tensione di armature metalliche generando una forza di compressione tra le superfici a contatto.

Nella restante parte della norma vengono riportate le formule di verifica delle varie tipologie di unione. Di particolare importanza risultano le prescrizioni relative alle unioni in zona sismica in cui vengono riprese le indicazioni fornite dal DM 108/1986; ossia vengono vietate le connessioni per semplice contatto tra gli elementi strutturali. L'appoggio semplice è consentito solo *ove si consideri nulla la capacità di trasmettere azioni orizzontali e ove l'entità degli spostamenti relativi sia limitata da qualche dispositivo e sia inferiore a quella che può produrre la perdita d'appoggio*. Ovviamente viene ricordato come la realizzazione di tali unioni non debba impedire le libere deformazioni dello schema statico, pena l'insorgere di forze parassite. Un ultimo aspetto relativo alle unioni in appoggio semplice, combinate con appositi dispositivi utili a limitare gli spostamenti, è relativo alla verifica dell'affidabilità degli stessi anche in presenza della componente verticale del sisma.

Trattato il tema delle unioni possiamo dire di aver valutato le tematiche principali relativi all'aspetto strettamente strutturale, restano da analizzare alcune prescrizioni relative ad elementi prefabbricati di "completamento" della struttura, come i tamponamenti e i pannelli non portanti. Per quanto riguarda i tamponamenti deve essere garantito un adeguato collegamento alla struttura alla quale devono essere trasmesse le sollecitazioni. Se i pannelli sono posti orizzontalmente, vanno ancorati a dispositivi opportunamente dimensionati negli elementi verticali. Nel caso di pannelli verticali vanno adeguatamente connessi al piede e alla trave di sommità. Tali collegamenti devono essere meccanici e immediatamente efficienti senza considerare le forze d'attrito. L'ancoraggio sull'elemento di supporto deve essere effettuato nel nucleo resistente di calcestruzzo ad una distanza maggiore di 4cm dal bordo dell'elemento e 2cm dalla barra d'armatura. Infine per i pannelli non portanti è

utile ricordare come i collegamenti debbano essere tali da non incidere sulla rigidità strutturale e prevedere un comportamento duttile.

5.2 Descrizione dei casi studio e verifica/riprogettazione secondo le normative dell'epoca

Dopo la panoramica sulle principali normative degli anni '80, in questa sezione andremo a descrivere i tratti principali dell'edificio considerato come caso studio; avvalendoci anche del materiale trovato relativo al progetto esecutivo di un edificio industriale prefabbricato realizzato nella seconda metà degli anni ottanta. Tale edificio è stato realizzato in Emilia-Romagna e all'epoca di costruzione la zona non era considerata a rischio sismico, pertanto le prescrizioni da seguire in fase di progettazione erano relative ai soli carichi gravitazionali ed al vento.

Tale progetto ci consente di apprendere le prassi progettuali dell'epoca e valutare il rischio sismico associato all'edificio per sollecitazioni orizzontali crescenti passando da un sito caratterizzato da una ridotta domanda (Milano), per poi passare a sollecitazioni sismiche più elevate (Napoli e L'Aquila). Lo studio delle normative storiche ci consente inoltre di adeguare la prassi esecutiva comunemente utilizzata con le specifiche richieste delle normative dell'epoca, simulando in modo veritiero la progettazione storica.

L'edificio oggetto di studio si differenzia dal caso precedentemente analizzato al capitolo 4, utile alla determinazione del danno post sisma, essenzialmente per la connessione trave pilastro. Infatti non abbiamo più il collegamento mediante spinotti ma bensì la realizzazioni di forcelle nella sommità dei pilastri all'interno delle quali viene collocata la trave.

L'edificio ha una dimensione in pianta pari a 20x42 m, ed è costituito da otto campate poste ad un interasse di 6 m con luce pari a 20m. Lungo la direzione longitudinale, la chiusura verso l'esterno è realizzata mediante pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato posti orizzontalmente su tre livelli, con finestre a nastro poste nella porzione più elevata della struttura. Nella direzione ad essa perpendicolare la chiusura viene effettuata mediante pannelli verticali, ancorati al terreno nell'estremità inferiore e alla trave nell'estremità superiore. La copertura è realizzata mediante travi a doppia pendenza sopra le quali vengono posizionati dei tegoli a sezione pi-greco. Per l'edificio originario, essendo in zona non sismica, non sono

previsti particolari accorgimenti per quanto riguarda le connessioni degli elementi di copertura che vengono pertanto posti l'uno sull'altro per semplice contatto garantendo la trasmissione delle sollecitazioni orizzontali per semplice attrito. Nell'interfaccia di contatto si osserva inoltre come venga posto un elemento in neoprene al fine di garantire la diffusione dei carichi verticali.

In seguito vengono riportati alcuni dettagli costruttivi, utili per identificare quale fosse la prassi comune di progettazione, e utile ad individuare le principali caratteristiche degli elementi al fine di effettuarne successivamente la verifica. In Figura 58 è possibile osservare il particolare relativo alla realizzazione di un pilastro, con due esempi di sezione. Si evidenzia come nella sezione A (pilastro rettangolare) sia stata assegnata l'inerzia maggiore nella direzione di appoggio della trave. Tuttavia si osserva come la disposizione delle armature non sia simmetrica, ma posta per massimizzare il momento resistente nella direzione staticamente più sollecitata mentre nell'altra direzione non vi è adeguata armatura. Inoltre la distanza tra i ferri longitudinali è tale (45cm) da compromettere la capacità confinante delle staffe, seppur limitata, dato l'eccessivo passo delle stesse (20cm). Nella sezione inferiore (quadrata, 50 x 50cm) si osserva invece come vi sia una maggior simmetria seppur con l'eccezione dei primi tre metri dove vi è la presenza di due armature aggiuntive, poste col fine di massimizzare il momento resistente "statico". In entrambi i casi si evidenzia come fosse una prassi comune dell'epoca l'inserimento di armature di diametro ridotto ma raggruppate (due per la sezione A, mentre tre per la sezione B) agli angoli della sezione.

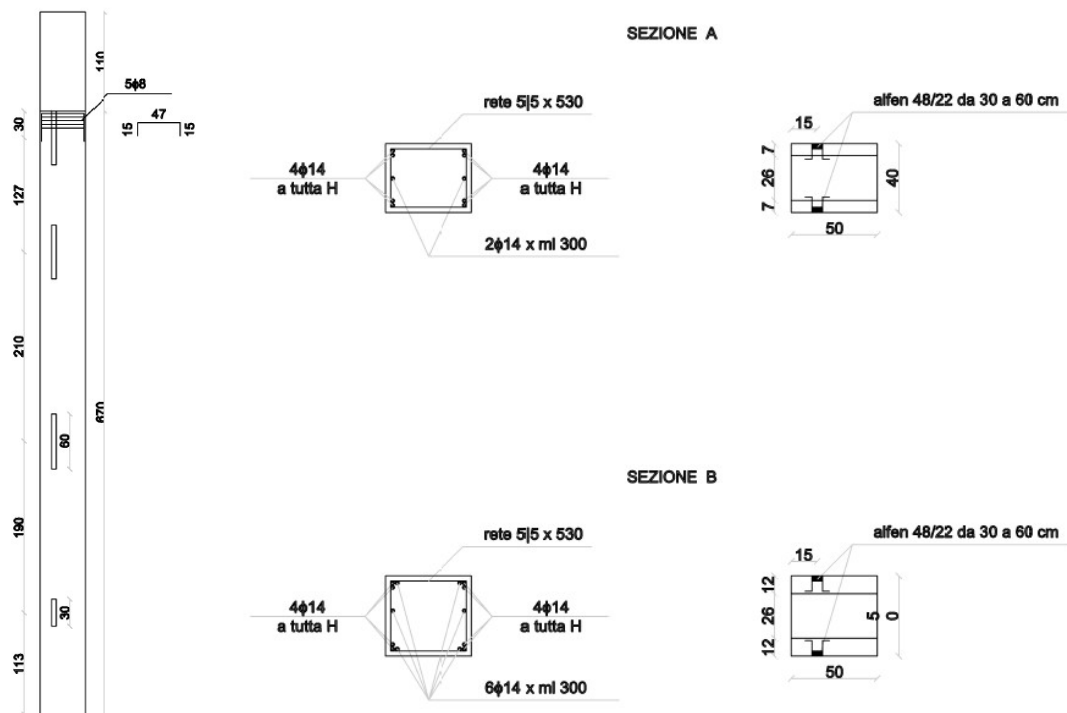


Figura 58 Stralcio del progetto originale contenete prospetto e sezione dei pilastri

In Figura 59 è possibile osservare il particolare costruttivo della realizzazione delle forcelle in testa al pilastro, in particolare si osserva come non vengano rispettate le caratteristiche relative allo spessore minimo (pari a 9cm all'attacco con il pilastro) e di lunghezza (massimo 8 volte lo spessore) prescritte dalle CNR 10025/86. Tali difformità possono essere in parte giustificate dalla non classificazione sismica della zona. Resta comunque interessante osservare come l'armatura longitudinale della forcella sia realizzata con un unico ferro sagomato che va ad ancorarsi nel pilastro, e come la stessa forcella presenti un'armatura a taglio lungo tutta l'altezza. La presenza di una staffatura $\phi 5$, una doppia armatura longitudinale $\phi 8$ ed il ridotto spessore di calcestruzzo fanno ipotizzare un ridotto copriferro con problemi relativi alla durabilità dell'elemento stesso.

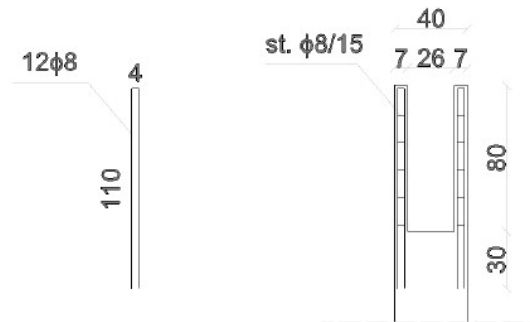
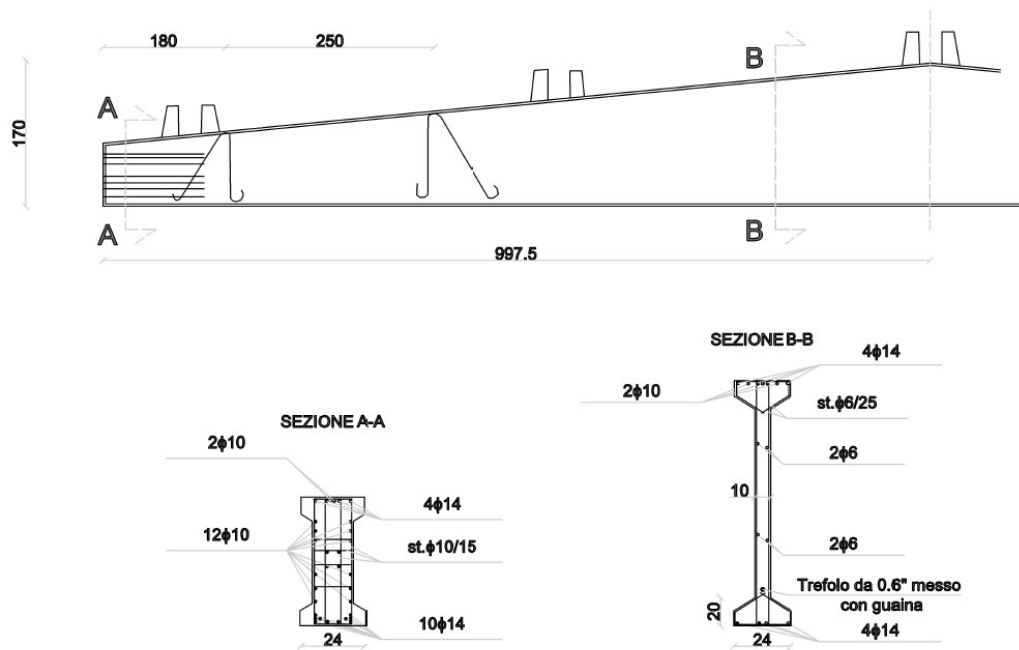
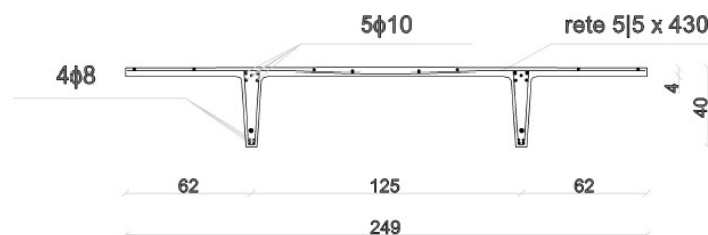


Figura 59 Particolare costruttivo della realizzazione delle forcelle in testa al pilastro

In Figura 60 vengono infine riportate alcune informazioni relative agli elementi facenti parte della copertura. Si osserva pertanto la trave a doppia pendenza (Figura 60a) con differente sezione tra l'appoggio, dove presenta una sezione compatta (quasi rettangolare) utile per garantire un'adeguata resistenza a taglio, e in mezzzeria, dove presenta una sezione più snella (sezione a I) utile per massimizzare il momento resistente. Nella Figura 60b si può osservare la sezione pi-greco del tegolo avente larghezza pari a 2.5 m. Ogni campata viene infatti chiusa mediante 8 tegoli posti in direzione perpendicolare alla trave. Gli aspetti relativi alla realizzazione della copertura verranno ripresi ed approfonditi in seguito nella fase di discussione della modellazione della copertura e l'influenza che essa può avere nei confronti dei risultati.



a)



b)

Figura 60 Particolare costruttivo del sistema di copertura, trave a doppia pendenza (a) e tegolo pigreco (b)

5.2.1 Verifica dello stato di fatto dei principali elementi nei confronti dei carichi orizzontali - Sito Milano

Dopo aver analizzato il progetto dell'edificio considerato come caso studio, si vuole effettuare una verifica nei confronti dei carichi orizzontali dei principali elementi resistenti, secondo le normative dell'epoca per il caso studio di Milano (assenza di classificazione sismica) e per gli altri siti (classificati sismicamente) con l'eventuale riprogettazione sismica per questi ultimi.

Per il primo caso studio analizzato si osserva come l'assenza della classificazione sismica del sito di Milano pone come unico carico orizzontale agente sulla struttura

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

il carico del vento. Data la geometria rettangolare della struttura possiamo individuare due tipologie di pilastri maggiormente sollecitati:

- Pilastro d'angolo che deve resistere alla spinta del vento in due direzioni tra loro perpendicolari, la prima agente su una superficie pari alla porzione superiore di metà facciata trasversale (40 m^2), la seconda su una superficie di dimensioni pari al prodotto tra l'altezza longitudinale (7.8 m) e metà interasse tra le campate longitudinale (3 m), per un totale di 23.4 m^2 .
- Pilastro laterale che deve resistere alla spinta del vento generata sulla superficie pari al prodotto tra l'altezza longitudinale (7.8 m) e l'interasse tra le campate longitudinali (6 m), per un totale di 46.8 m^2 .

Per la stima della pressione del vento si fa riferimento alla normativa del 1978 [Decreto Ministeriale n. 292 03/10/1978], dove tale pressione veniva quantificata attraverso la formulazione riportata dall'Eq. 26.

$$p = c \cdot q$$

Eq. 26

Dove c rappresenta il coefficiente di esposizione, il cui calcolo può essere ricondotto al grafico riportato in Figura 61, mentre q rappresenta la pressione cinetica.

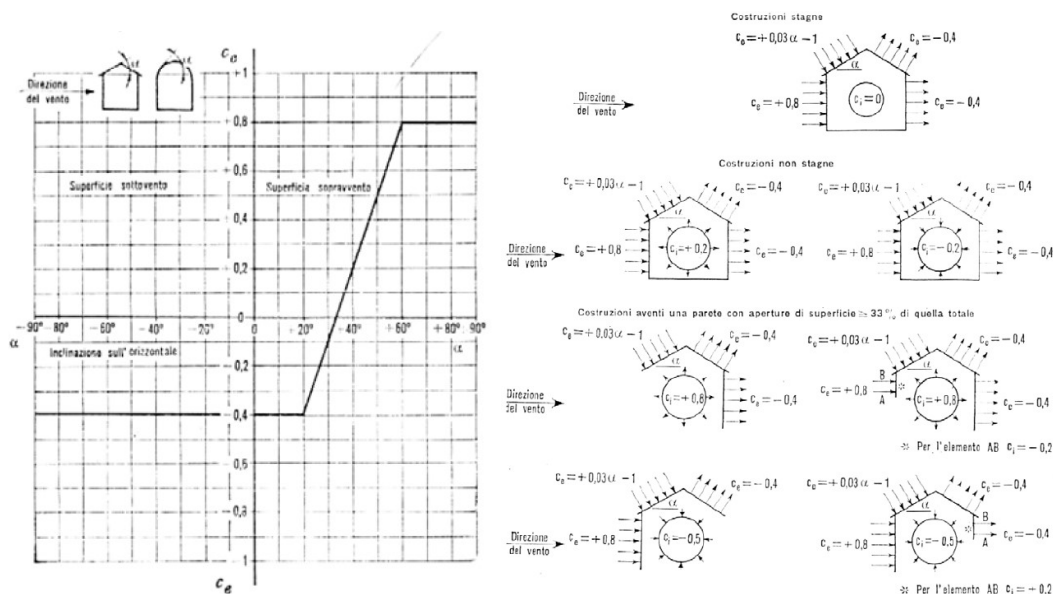


Figura 61 Determinazione del coefficiente di esposizione per la determinazione della pressione del vento

Per il caso studio in oggetto si osserva come il coefficiente d'esposizione assuma valore pari a 0.8 in caso di superficie esposta sopravvento e 0.4 in caso di superficie esposta sottovento. Per quanto riguarda la pressione cinetica del vento, anche in questo caso è possibile rifarsi ai grafici riportati in Figura 62, dove viene riportata la suddivisione in zone dell'Italia, utile all'identificazione della zona e fascia di competenza. Tali indicazioni verranno successivamente combinate con i dati contenuti in Tabella 14 e Tabella 15 al fine di quantificarne il contributo. Per il caso specifico di Milano si individua la regione A, con fascia 1, in quanto posti ad una distanza dalla costa maggiore di 40 km e ad una quota inferiore a 500 m sul livello del mare.

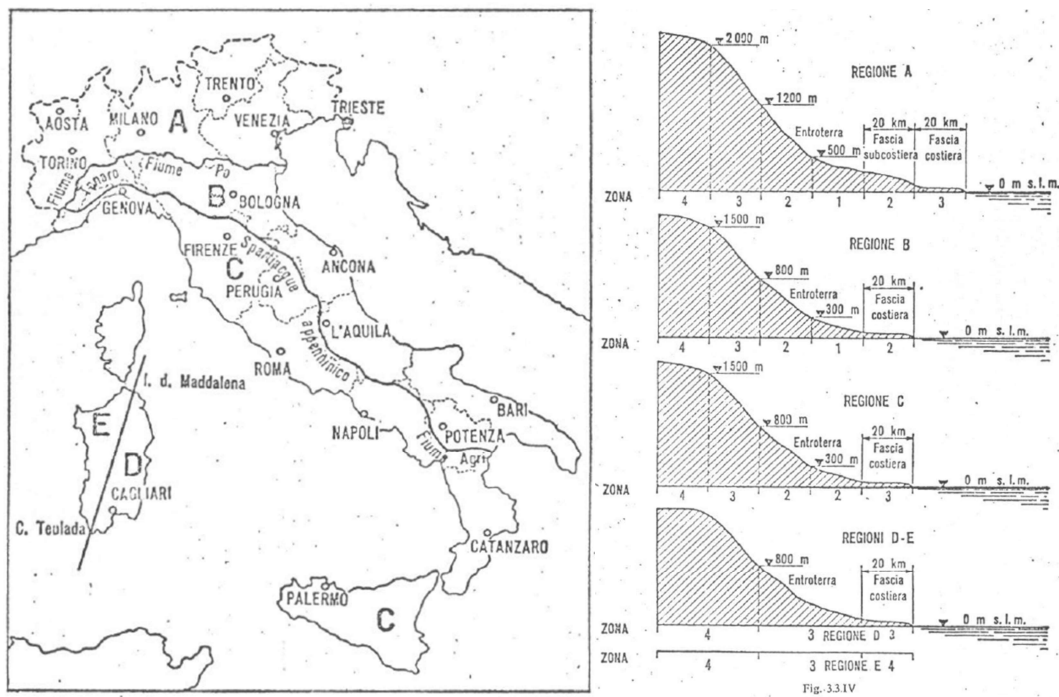


Figura 62 Quantificazione della pressione cinetica del vento in funzione della zonizzazione dell'Italia

Tabella 14 Determinazione del coefficiente q_0 in funzione della ragione

Zona	1	2	3	4
$q_0 \left[\frac{kgf}{m^2} \right]$	60	80	100	120

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

Tabella 15 Quantificazione del coefficiente cinetico in funzione delle caratteristiche in altezza dell'edificio

	h < 10 m	10 m < h < 20 m	20 m < h < 100 m	
			h < 10 m	h > 10 m
$q \left[\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right]$	$0.75 \cdot q_{20}$	$q_{20} \cdot \frac{(h+20)}{40}$	q_{20}	$q_{20} + 60 \cdot \frac{(h-20)}{100}$

Alla luce di questi dati è possibile quantificare il coefficiente $q = 45 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$, ottenendo una forza sollecitante lungo l'altezza del pilastro pari a:

- 144kgf/m o 1.41kN/m per il pilastro d'angolo in direzione trasversale;
- 106kgf/m o 1.04kN/m per il pilastro d'angolo in direzione longitudinale;
- 211kgf/m o 2.08kN/m per il pilastro laterale in direzione longitudinale;

Considerando ora uno schema statico di pilastro incastrato alla base, si ottengono i seguenti momenti sollecitanti:

- 45.12kNm in direzione trasversale e 31.64kNm in direzione longitudinale per il pilastro d'angolo;
- 63.28kNm in direzione longitudinale per il pilastro laterale.

Tali valori vanno sommati al momento generato nella direzione trasversale dell'edificio dall'eccentricità del carico verticale in testa al pilastro, considerato a favore di sicurezza pari a metà sezione del pilastro stesso. Si genera pertanto un momento aggiuntivo pari a 25.94kNm per il pilastro d'angolo e 38.55kNm per il pilastro laterale.

In Tabella 16 è possibile osservare in sintesi i risultati delle verifiche di resistenza nei pilastri analizzati. Si evidenzia come l'armatura contenuta dai pilastri sia tale da garantire un tasso di lavoro sempre inferiore a 1 anche in condizioni estremamente sfavorevoli dove si è massimizzato il contributo relativo all'eccentricità del carico in testa al pilastro. Si può pertanto affermare che il progetto dell'elemento pilastro nei confronti dei carichi previsti dalla normativa in vigore all'epoca della costruzione risulti ampiamente soddisfatto.

Tabella 16 Momento sollecitante, momento resistente e tassi di lavoro dei pilastri maggiormente sollecitati dai carichi orizzontali per entrambe le sezioni disponibili

Pilastro	Momento sollecitante [kNm]		Momento resistente [kNm]		Tasso di lavoro ³	
	Direzione trasversale	Direzione longitudinale	Direzione trasversale	Direzione longitudinale	Direzione trasversale	Direzione longitudinale
Pilastro d'angolo - sez. A	45.12	57.58	203.9	262.7	0.22	0.22
Pilastro laterale - sez. A	0	89.22	203.9	262.7	0	0.33
Pilastro d'angolo - sez. B	45.12	70.19	230.5	279.7	0.20	0.25
Pilastro laterale - sez. B	0	101.83	230.5	279.7	0	0.37

Proseguendo con la verifica degli elementi principali si vuole valutare la capacità da parte della forcella di resistere alle sollecitazioni nel fuori piano della stessa nei confronti del vento. Innanzitutto si vuole evidenziare come, nonostante vi sia una forzante orizzontale anche negli elementi di copertura centrali, l'entità di tali forze risulti di molto inferiore rispetto alle sollecitazioni subite dalle travi poste in testa all'edificio in quanto, a causa dei pannelli verticali, ricevono la spinta della parte superiore dell'intera facciata scaricandole sulla trave stessa. Noto la superficie e l'entità della pressione del vento, possiamo quindi quantificare la forza totale agente sulla trave in 28.24kN. Poiché l'unico sistema per trasferire questo sforzo al pilastro è mediante l'attrito possiamo stimare il coefficiente d'attrito minimo perché non vi siano scorrimenti relativi tra gli elementi. Essendo il peso di pertinenza della trave in testa pari a 207.48kN (ottenuti come somma tra i 106.56kN della trave più il carico

associato all'area di influenza degli otto tegoli da 25.23kN ciascuno), si ottiene un coefficiente d'attrito minimo per evitare lo scorrimento pari a 0.13, di poco superiore a quanto tipicamente prescritto in letteratura per contatti tra calcestruzzo e neoprene. Si evidenzia tuttavia come in caso di attrito insufficiente o errata posa della trave stessa, non collocata in mezzeria rispetto alla forcella ma direttamente a contatto con essa, si andrebbe a sollecitare a taglio e flessione la forcella stessa, con una forzante pari a 14.12kN. Nell'ipotesi (a favore di sicurezza) in cui il contatto trave-forcella avvenisse nell'estremità superiore della stessa, si andrebbe pertanto a generare un momento sollecitante pari a 11.30kNm, inferiore al momento resistente delle forcelle pari a 21.78kNm. Allo stesso modo, considerando un'altezza utile della sezione pari a 55mm, ed un angolo di inclinazione θ del puntone in calcestruzzo pari a 30°, otteniamo una resistenza a taglio pari a 17.96kN, maggiore alla sollecitazione massima imposta dal carico del vento. Applicando a rigore le direttive previste dal CNR, al fine di poter sfruttare le forcelle per la stabilità delle travi, esse dovrebbero essere verificate anche per un momento generato da una forza proporzionale alla reazione vincolare della trave ed inversamente proporzionale alla luce come descritto dall'Eq. 25. Si osserva come, attraverso la suddetta formulazione, il momento sollecitante associato alle forcelle poste sul pilastro d'angolo risulti pari a 6.91kNm, mentre nelle forcelle poste sui pilasti laterali, dove la reazione vincolare cresce fino a 154.2kN, si ottiene un momento sollecitante pari a 10.28kNm. In entrambi i casi, nonostante la direttiva CNR non sia stata seguita in fase di progetto (come visto precedentemente nel non rispetto dei limiti dimensionali) l'elemento risulta sempre verificato, Si osserva inoltre come il momento, stimato mediante tale formulazione, risulti inferiore al momento generato per il carico del vento.

Completato il discorso inerente alla struttura principale nei confronti dei carichi orizzontali, passiamo ora ad un ultimo elemento sollecitato orizzontalmente, ovvero i pannelli di chiusura laterali. In questo caso, data la configurazione dell'edificio ed il coefficiente di esposizione, risulta maggiormente significativa la sollecitazione sottovento, poiché trattando il tema della sollecitazione nel fuori piano del pannello, in caso di sollecitazione sopravento si avrebbe il contatto diretto tra il pannello e l'elemento di supporto. Essendo il pannello tipicamente connesso in quattro punti (pannello orizzontale), abbiamo che la sollecitazione totale che va a interessare il pannello orizzontale è pari a 2.47kN, ovvero 0.62kN per ogni connessione del pannello. In modo analogo per il pannello verticale, essendo tipicamente vincolato in

due punti alla trave ed attraverso una fondazione continua al terreno, otteniamo che la forza sollecitante totale è pari a 3.53kN, che corrisponde a una sollecitazione sulla connessione pari a 0.88kN; in entrambi i casi valori molto inferiori al meccanismo di collasso più debole della connessione (che verrà approfondita in seguito) pari a 14.06kN.

In conclusione possiamo pertanto affermare come, nonostante l'edificio non sia stato progettato seguendo le direttive imposte dalle CNR, lo stato di sforzo degli elementi risulti inferiore rispetto alla resistenza degli stessi. Si osserva inoltre come i quantitativi minimi da normativa e la prassi comune di progettazione dell'epoca forniscano delle prescrizioni più stringenti rispetto a quanto necessario per la resistenza nei confronti dei carichi verticali.

5.2.2 Verifica dello stato di fatto dei principali elementi nei confronti dei carichi orizzontali ed eventuale riprogettazione - Sito Napoli

Analizzato e verificato lo stato di sforzo dei principali elementi, strutturali e non, facenti parte dell'edificio per il sito di Milano, si vuole ora verificare ed eventualmente riprogettare lo stesso edificio per il sito di Napoli. Innanzitutto si evidenzia come la dimensione delle forcelle non risulti coerente con quanto prescritto dalle CNR, pertanto si è deciso di riprogettare la sezione delle stesse in modo tale che le dimensioni risultassero compatibili con le prescrizioni. La dimensione delle forcelle è stata pertanto portata ad uno spessore di 10cm lasciando invariato il resto della struttura.

Per quanto riguarda i carichi orizzontali agenti sulla struttura, il caso studio di Napoli si differenzia da quello di Milano poiché collocato in zona avente grado di sismicità $S = 6$. Pertanto il dimensionamento degli elementi andrà effettuato rispetto alla condizione più gravosa tra la sollecitazione sismica e la sollecitazione del vento.

Per quanto riguarda questo ultimo aspetto, Napoli si trova nella regione C, in area costiera entro 20 km dalla costa, pertanto la zona di sollecitazione nei confronti del vento (Tabella 14) risulta esser la 3, caratterizzata da un coefficiente cinetico pari a

$q = 75 \frac{kgf}{m^2}$. Per quanto concerne invece l'azione sismica, è possibile stimare attraverso l'Eq. 23 il periodo proprio della struttura pari a 0.17 s che porta ad avere

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

un coefficiente di risposta $R = 1$. Trattandosi di un edificio ordinario, il coefficiente di protezione sismica della struttura è posto pari ad uno, e analizzando la pericolosità sismica del sito, si può calcolare il coefficiente $C = \frac{6-2}{100} = 0.04$.

Non avendo particolari differenze nella geometria della struttura, le verifiche da effettuare risultano essere le medesime effettuate per il caso di Milano. Pertanto in seguito verranno riportati in forma tabellare i valori delle sollecitazioni indotte dal sisma e dal vento sulla struttura ed i relativi tassi di lavoro. A livello dimensionale si è scelto di utilizzare il pilastro avente sezione 40x50cm.

In Tabella 17 è possibile osservare il momento sollecitante, il momento resistente ed il tasso di lavoro dei principali elementi sollecitati a flessione.

Tabella 17 Momento sollecitante, resistente e tasso di lavoro dei principali elementi sollecitati a flessione

Elemento	Momento sollecitante [kNm]		Momento resistente [kNm]	Tasso di lavoro	
	Vento	Sisma		Vento	Sisma
Pilastro d'angolo - sez. A direzione trasversale	75.2	81.59	203.9	0.37	0.4
Pilastro d'angolo - sez. A direzione longitudinale	95.97	81.59	262.7	0.36	0.31
Pilastro laterale - sez. A direzione trasversale	0	149.98	203.9	0	0.73
Pilastro laterale - sez. A direzione longitudinale	148.7	149.98	262.7	0.56	0.57
Forcella pilastro d'angolo	18.8	3.2	25.18	0.75	0.13
Forcella pilastro laterale	0	6.15	25.18	0	0.24

Si evidenzia come nella sollecitazione dei pilastri il carico sismico risulti molto simile al carico generato dalla pressione del vento. Tuttavia si nota come l'introduzione del carico sismico porti a considerare una sollecitazione in direzione trasversale lungo i pilastri laterali dell'edificio, ciò non avveniva invece con la determinazione del carico

del vento. Questo aspetto viene sottolineato dalla presenza di un tasso di lavoro molto maggiore rispetto agli altri. Per quanto riguarda invece l'aspetto delle forcelle, si nota come l'incremento del carico del vento porti alla necessità di un coefficiente d'attrito molto più elevato pari a 0.21; nel caso in cui questo generi lo scorrimento della trave o l'errore di posa della stessa si può avere la nascita di un momento sollecitante nella forcella molto maggiore rispetto a quello individuato dal carico sismico (rapporto di circa 1:6). Lo stesso discorso può essere effettuato nei confronti del taglio sollecitante: l'incremento della sezione della forcella, al fine di poter soddisfare i requisiti previsti dalle CNR, ha portato il taglio resistente al valore di 27.75kN, soddisfacendo la verifica, che risulterebbe non soddisfatta nel caso precedentemente analizzato. Si vuole rimarcare tuttavia come, sia per il taglio che per il momento il carico dimensionante è rappresentato dal vento e non dal sisma, anche considerando il momento sollecitante calcolato dall'Eq. 25, necessario per garantire la stabilità della trave.

Differentemente da quanto visto per le forcelle, la valutazione nei confronti delle connessioni dei pannelli porta ad un carico sismico maggiore o uguale rispetto a quanto previsto dal carico del vento. In particolare, l'incremento della pressione del vento porta rispettivamente ad innalzare lo stato di sforzo sulle connessioni a 1.03kN e 1.46kN per pannelli orizzontali e verticali mentre il carico sismico agente su di esse risulta pari a 2.24kN e 1.2 N rispettivamente.

Un ultimo aspetto relativo alla progettazione di tale struttura è da associare alla prescrizione contenuta all'art. C.6.1.2 [Decreto Ministeriale n. 108/86], in cui viene imposto l'obbligo di considerare un sistema appositamente dimensionato tale da garantire il comportamento rigido del piano. Pertanto i tegoli devono risultare adeguatamente collegati alla struttura mediante dispositivi meccanici in grado di resistere ad una forza sollecitante pari al 4% del peso del tegolo stesso, ovvero 1.01kN; si è deciso quindi di collegare i quattro appoggi dei tegoli mediante delle squadrette metalliche collegate con spinotti $\phi 10$ avente capacità pari a 10.4kN. Al fine di garantire il trasferimento delle azioni orizzontali lungo la direzione della trave, risulta inoltre necessario dotare la connessione trave pilastro di un sistema adeguatamente progettato che riesca anche ad inibire lo spostamento relativo sull'appoggio lungo l'asse della trave.

In conclusione possiamo dire che per il caso specifico di Napoli, caratterizzato da una bassa sismicità (per la normativa dell'epoca), l'introduzione delle sollecitazioni sismiche porta ad un incremento delle sollecitazioni della struttura; nonostante ciò i minimi normativi e la prassi progettuale risultano tali da non portare a sostanziali differenze nella geometria degli elementi principali. La vera novità introdotta con il passaggio ad una zona classificata sismica è relativa alla necessità di garantire un adeguato collegamento (minimo) tra i vari elementi strutturali. Si evidenzia infine come in aree caratterizzate da un'intensità del vento medio alta, questo aspetto risulta ancora preponderante rispetto alle sollecitazioni sismiche.

5.2.3 Verifica dello stato di fatto dei principali elementi nei confronti dei carichi orizzontali ed eventuale riprogettazione - Sito L'Aquila

Dopo aver evidenziato le principali conseguenze legate alla progettazione di una struttura in ambito sismico, considerando un'area caratterizzata da bassa sismicità e carico vento medio-alto, andiamo ora a valutare gli effetti sulla progettazione in un sito caratterizzato da un'intensità sismica media (per la normativa dell'epoca) e ridotto carico vento, ossia L'Aquila.

La classificazione della città de L'Aquila nei confronti del carico del vento la porta a posizionarsi nella zona B, in una quota compresa tra 300 e 800m sul livello del mare,

ponendo la città in zona 2, con un coefficiente cinetico $q = 60 \frac{kgf}{m^2}$; ci si pone quindi

esattamente in una condizione intermedia tra il sito di Milano e Napoli. Dal punto di vista della caratterizzazione sismica, lasciando inalterata la geometria generale dell'edificio uguale a quanto previsto in fase di riprogettazione per il sito di Napoli, non si hanno particolari differenze se non la sola determinazione del coefficiente

$C = \frac{9-2}{100} = 0.07$, dato il grado di sismicità del sito pari a $S = 9$. Come fatto

precedentemente per il sito di Napoli vengono riproposte in forma tabellare le verifiche flessionali da effettuare sui principali elementi. In Tabella 18, è possibile osservare il tasso di lavoro flessionale dei vari elementi strutturali.

Tabella 18 Momento sollecitante, resistente e tasso di lavoro dei principali elementi sollecitati a flessione

Elemento	Momento sollecitante [kNm]		Momento resistente [kNm]	Tasso di lavoro	
	Vento	Sisma		Vento	Sisma
Pilastro d'angolo - sez. A direzione trasversale	60.2	142.78	203.9	0.29	0.7
Pilastro d'angolo - sez. A direzione longitudinale	77.78	142.78	262.7	0.29	0.54
Pilastro laterale - sez. A direzione trasversale	0	262.46	203.9	0	1.28
Pilastro laterale - sez. A direzione longitudinale	119.0	262.46	262.7	0.45	0.99
Forcella pilastro d'angolo	15.0	5.6	25.18	0.6	0.22
Forcella pilastro laterale	0	10.76	25.18	0	0.43

Innanzitutto si denota, rispetto al caso precedente, una marcata differenza tra il carico del vento ed il carico sismico. In tutti i casi, ad esclusione delle forcelle, il carico sismico risulta dimensionante rispetto a tutte le altre sollecitazioni. Si evidenzia un deficit in termini di resistenza del pilastro laterale: infatti se in direzione longitudinale ci poniamo esattamente al limite elastico dello stesso, in direzione trasversale abbiamo un carico sollecitante maggiore rispetto al carico resistente del pilastro stesso. Tale deficit non risulterebbe soddisfatto nemmeno considerando la tipologia B (50 x 50cm); si rende quindi necessario l'inserimento di un'ulteriore barra d'armature. Sfruttando l'allargamento della sezione del pilastro, con il fine di migliorare la sicurezza degli elementi forcella e limitare i giochi tra le forcelle e la trave è stato allargato a 12cm lo spessore di queste ultime in modo analogo a quanto riportato nella tipologia B del pilastro. Di seguito vengono pertanto riproposte le verifiche con la nuova sezione riprogettata. I risultati riportati Tabella 19 soddisfano in modo completo tutte le verifiche flessionali degli elementi. Inoltre la nuova

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

geometria consente di sfruttare a pieno le caratteristiche dei materiali senza sovrastimare le sezioni come avveniva nei casi precedenti.

Tabella 19 Momento sollecitante, resistente e tasso di lavoro dei principali elementi sollecitati a flessione, in seguito alla riprogettazione

Elemento	Momento sollecitante [kNm]		Momento resistente [kNm]	Tasso di lavoro	
	Vento	Sisma		Vento	Sisma
Pilastro d'angolo - sez. A direzione trasversale	60.2	142.78	289.45	0.20	0.49
Pilastro d'angolo - sez. A direzione longitudinale	77.78	142.78	289.45	0.26	0.49
Pilastro laterale - sez. A direzione trasversale	0	262.46	289.45	0	0.90
Pilastro laterale - sez. A direzione longitudinale	119.0	262.46	289.45	0.41	0.90
Forcella pilastro d'angolo	15.0	5.6	52.88	0.28	0.10
Forcella pilastro laterale	0	10.76	52.88	0	0.21

Per quanto riguarda la resistenza della forcella, resta dimensionante il carico generato dal vento rispetto alla sollecitazione sismica e a quanto indicato dalle prescrizioni delle CNR (Eq. 25). Si vuole tuttavia osservare come la dimensione della forcella sia da imputarsi principalmente alla necessità di limitare i giochi tra la stessa e la trave. Di conseguenza, nonostante l'elemento risulti sovradimensionato per le sollecitazioni, rimane la soluzione tecnologicamente e economicamente migliore. Essendo la sollecitazione inferiore a quanto previsto per il caso di Napoli e la dimensione dell'elemento maggiore, risulta superfluo effettuare altre verifiche sull'elemento.

Dal punto di vista delle connessioni, al fine di garantire il trasferimento dei carichi orizzontali della copertura, l'incremento dell'azione sismica non porta in alcun modo a modificare il dispositivo meccanico utile a contenere gli scorrimenti. Discorso analogo può essere effettuato nelle connessioni pannello struttura dove tuttavia si evidenzia un deciso incremento della sollecitazione sismica che diventa predominante rispetto al carico del vento.

In conclusione possiamo affermare che, per siti aventi intensità sismica $S \geq 9$, le azioni indotte sulla struttura diventano tali da essere considerate predominanti anche in presenza di pressioni del vento medio-alte. Ciò è supportato dal fatto che per il caso specifico si è resa necessaria la riprogettazione dell'elemento pilastro. Solo per gli elementi forcella il dimensionamento rimane legato al carico del vento. Tuttavia tale aspetto risulta superato dalla necessità di ingrandire le sezioni al fine di limitare i giochi tra i vari elementi strutturali. Per quanto concerne la necessità di trasferire le forze dell'impalcato, l'incremento di forza non porta a sostanziali differenze.

5.2.4 Determinazione delle principali vulnerabilità e valori di perdita

Gli edifici oggetti di studio rappresentano una tipologia molto diffusa tra gli edifici prefabbricati in calcestruzzo armato. In particolare, la realizzazione del collegamento trave pilastro, mediante la realizzazione di una forcella, portava innumerevoli vantaggi, soprattutto in fase di esecuzione dell'opera. La presenza di tali forcelle consentiva infatti di poter posizionare in sicurezza la trave senza dover adottare accorgimenti tali da garantirne la stabilità nelle fasi intermedie di costruzione. Inoltre questa tipologia di collegamento non prevede l'installazione di spinotti con la successiva integrazione mediante malte di riempimento, andando pertanto a ridurre i tempi di realizzazione dell'intero sistema.

Nonostante l'importante compito che viene attribuito a questi elementi, si è visto come nei capitoli precedenti la determinazione delle sollecitazioni sugli stessi non viene trattato in modo esaustivo all'interno delle normative sismiche, e le stesse indicazioni fornite dalle CNR relativamente agli edifici prefabbricati suggeriscono una formulazione che spesso porta a stimare un momento sollecitante inferiore a quello previsto per la semplice spinta del vento sulle facciate di testa della struttura. Poiché la stabilità della trave risulta verificata solo dalla presenza di questo sistema,

risulta abbastanza scontato individuare nel collasso di questi elementi una forte vulnerabilità dell'edificio, poiché il collasso di questi elementi andrebbe a eliminare il ritegno trasversale della trave. Nonostante il collasso della forcella non porti al conseguente collasso della trave, ed in generale dell'intero sistema di copertura, poiché vi è comunque un momento stabilizzante generato dai pesi degli stessi elementi, si evidenzia come al superamento di tale momento stabilizzante non vi sia più nessun accorgimento in grado di invertire o bloccare la rotazione impressa alla trave stessa.

La presenza dell'elemento forcella è l'elemento che va a differenziare le vulnerabilità introdotte in questi modelli rispetto a quelli riportati nel capitolo precedente (Capitolo 4); restano pertanto confermate le vulnerabilità relative alla formazione della cerniera plastica alla base dei pilastri, lo scorrimento relativo tra trave e tegolo, il collasso delle connessioni meccaniche di collegamento tra travi e tegoli o pannelli e struttura. A livello di EDP, si è deciso di considerare per gli elementi sollecitati principalmente a flessione la curvatura.

In Tabella 20 vengono riportate le principali modifiche effettuate ai valori di perdita relativi alle tipologie di pilastro rispetto al caso studio analizzato al capitolo precedente. Si evidenziano leggere modifiche sui costi di ripristino dovute ad una sezione leggermente differente dal caso precedente, mentre rimangono invariate le tempistiche necessarie per effettuare gli interventi.

Tabella 20 Stati limite di danno individuati per le differenti tipologie di pilastro presenti nei modelli

Elemento	Danno	EDP [rad]	Costo [€]
Pilastro Sezione 40x50 (Dir. Inerzia minore)	DS1 Fessurazione	0.00620	69.36
	DS2 Espulsione copriferro	0.01065	281.97
	DS3 Collasso	0.0213	1578.72
Pilastro Sezione 40x50 (Dir. Inerzia maggiore)	DS1 Fessurazione	0.00630	77.07
	DS2 Espulsione copriferro	0.01175	313.3
	DS3 Collasso	0.0235	1578.72
Pilastro Sezione 50x50	DS1 Fessurazione	0.00635	77.07
	DS2 Espulsione copriferro	0.01185	313.3
	DS3 Collasso	0.0237	1657.66

In Tabella 21 è possibile osservare le stesse valutazioni effettuate per l'elemento forcella. Quest'ultimo, al pari del pilastro, è sollecitato principalmente a flessione nel fuori piano dello stesso; pertanto risulta logico attribuire gli stessi EDP individuati per il pilastro nella sola direzione trasversale, ossia la direzione di ritegno della trave. Anche in questo caso si osserva come la variazione della sezione della forcella stessa porti sì ad una piccola variazione dei costi di ricostruzione ma che questi non vadano ad incidere né sui primi due DS (poiché la variazione avviene in modo limitato solo nello spessore dell'elemento), né sulle tempistiche delle lavorazioni.

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

Tabella 21 Stati limite di danno individuati per le differenti tipologie di forcelle presenti nei modelli

Elemento	Danno	EDP [m]	Costo [€]	Operazioni necessarie al ripristino	Tempo [h]	
Forcella spessore 7cm 10cm 12cm	DS1 Fessurazione	0.0098	108.25	Iniezioni	1	
		0.0100				
		0.0105				
	DS2 Espulsione copriferro	0.0120	139.01	Demolizione copriferro	0.25	
		0.0135		Iniezione	1	
		0.0150		Ricostruzione copriferro	0.50	
	DS3 Collasso		0.0164	474.16	Demolizione	0.5
			0.0180		Inghisaggio nuove barre	8
			0.0196		Cassero	0.5
			575.76		Getto	1
					Scassero	0.4

Per tutti gli altri stati limite di danno, si può far riferimento a quanto riportato in Tabella 10, poiché non vi è alcuna variazione né geometrica né prestazionale degli elementi analizzati.

5.3 Modellazione degli edifici considerati

Come anticipato, la modellazione di strutture prefabbricate, con schema statico spesso riconducibile a strutture isostatiche, necessita della modellazione di tutti gli elementi costituenti la struttura stessa. Questo porta ad un onere computazionale elevato per i modelli analizzati. In una prima fase si è tuttavia deciso di modellare tutti gli elementi relativi ai componenti strutturali dell'edificio stesso, trascurando la modellazione esplicita dei pannelli ma introducendo le relative masse in forma concentrata, nella corretta posizione.

Al fine di alleggerire l'onere computazionale dell'analisi risulta di fondamentale importanza individuare gli aspetti non lineari fondamentali allo scopo di poterli inserire in modo corretto. Nel caso specifico si è deciso di inserire le seguenti vulnerabilità, indispensabili per avere una buona modellazione:

- Formazione della cerniera plastica alla base del pilastro;
- Formazione della cerniera plastica alla base delle forcelle;
- Sistema di simulazione del momento stabilizzante della trave;
- Contatto relativo tra l'estremità superiore della trave e le forcelle;
- Snervamento della connessione trave-tegolo (TT) o attrito calcestruzzo-neoprene tra trave e tegoli,

Se la formazione delle cerniere plastiche negli elementi inflessi è stata trattata in modo analogo a quanto visto precedentemente attraverso il comportamento isteretico Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Peak-Oriented Hysteretic Response (ModIMKPeakOriented Material) [Ibarra et al., 2005] di cui vengono riportati i principali parametri in Tabella 22, la simulazione del momento stabilizzante della trave ha necessitato di un'analisi approfondita sulla miglior modalità di modellazione.

Tabella 22 Principali parametri per la modellazione delle non linearità degli elementi inflessi

Elemento	K₀ [kNm/rad]	K₁/ K₀ [#]	M_y [kNm]	ϑ_p [rad]	ϑ_{pc} [rad]	ϑ_u [rad]	M_{res} [kNm]
Pilastro 40x50 Dir, Inerzia minore	32900	0.08	203.9	0.0151	0.0358	0.2	0.2
Pilastro 40x50 Dir, Inerzia maggiore	43100	0.07	262.7	0.0174	0.0432	0.2	0.2
Pilastro 50x50	45200	0.07	289.45	0.0186	0.453	0.2	0.2
Forcella sp. 7cm	2222	0.3	21.78	0.0066	0.018	0.2	0.2
Forcella sp. 10cm	4018	0.3	37.12	0.066	0.018	0.2	0.2
Forcella sp. 12cm	5686	0.3	52.88	0.0067	0.018	0.2	0.2

Prima di addentrarci nel dettaglio della modalità di modellazione del momento stabilizzante della trave vorremmo anticipare un concetto innovativo introdotto nella modellazione di questi elementi. In particolare si è deciso di valutare, durante l'analisi, lo stato di deformazione dei principali elementi andando a rimuoverli dal modello al superamento di una condizione limite. Tali operazioni hanno il compito di modificare in real-time il modello in termini di massa e rigidezza con il fine di simulare il più possibile il reale comportamento della struttura. Per il caso specifico si è deciso di estendere questa modellazione a tutti gli elementi del modello. Risulta pertanto possibile rimuovere:

- Masse dei pannelli verticali e/o orizzontali;
- Elemento tegolo, in seguito ad uno scorrimento relativo maggiore dell'appoggio;
- Elementi trave, in seguito ad una rotazione tale da portare al ribaltamento della stessa;
- Elemento forcella e pilastro al superamento della rotazione ultima;

In questo modo si vuole cercare di limitare i problemi di instabilità numerica del modello e portare a termine ogni analisi, anche in condizioni limite dove rimangono le singole colonne scollegate tra loro ma in continua sollecitazione.

Con il fine di comprendere al meglio il comportamento delle colonne e poter applicare la massa inerziale dei pannelli, si è deciso di discretizzare l'asse del pilastro in quattro porzioni, al disopra delle quali vengono inserite una serie di elementi utili a modellare il corretto comportamento del sistema di connessione TP mediante forcella. In particolare si può osservare in Figura 63 come nell'estremità superiore dell'asse del pilastro siano collocati due elementi rigidi orizzontali che hanno il compito di collegare questo punto con l'esatta posizione relativa all'asse della forcella, dove ha inizio la modellazione del suddetto elemento per tutta la sua estensione. Alla base di ogni elemento è stata inoltre prevista la modellazione del comportamento non lineare precedentemente descritto.

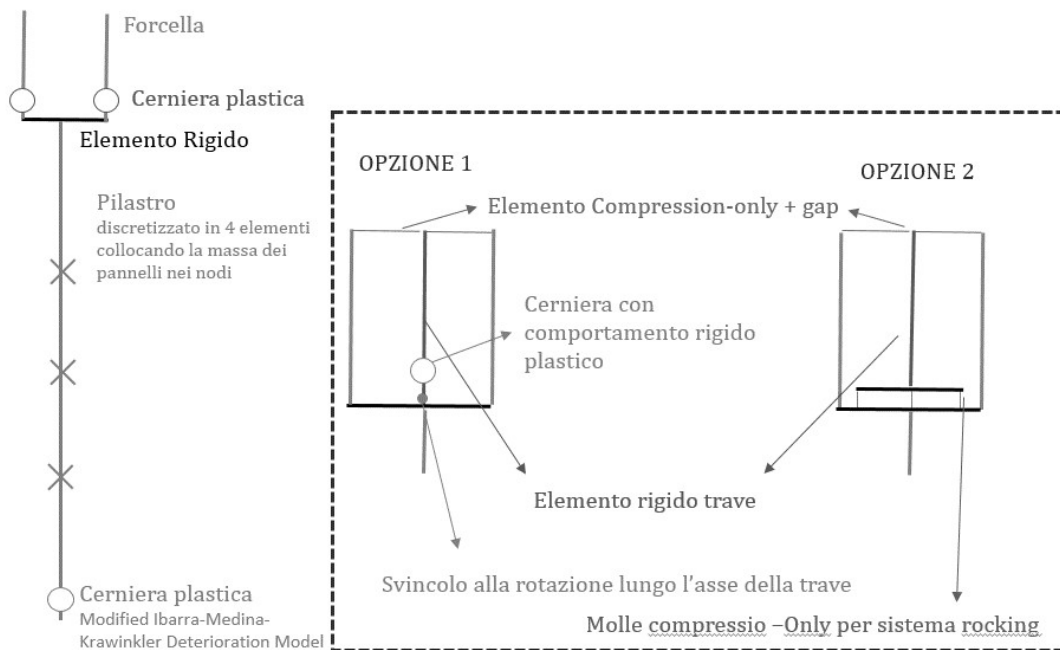


Figura 63 Modellazione della colonna e del sistema di connessione TP

Per quanto riguarda la modellazione del momento stabilizzante della trave, va evidenziato come la modellazione in condizioni statiche risulti completamente differente dalla condizione dinamica; infatti, in condizioni statiche è possibile calcolare il momento stabilizzante come equilibrio alla rotazione rispetto al punto nel quale si verifica la rotazione stessa, conoscendo l'esatta posizione dei carichi gravitazionali agenti. Tale momento ha valore massimo in configurazione non deformata e decresce in modo lineare fino ad annullarsi, nel caso specifico questo avviene per una rotazione di 10.5° . In condizioni dinamiche, ed in presenza della componente verticale del sisma, si osserva come il valore di tale momento sia continuamente in variazione. Questo avviene perché si ha una continua variazione sia del punto in cui il carico viene applicato che del carico stesso. La modellazione attuata con la rimozione degli elementi potrebbe portare inoltre alla riduzione non simmetrica dei carichi che contribuiscono a "sbilanciare" la trave in una specifica direzione.

Alla luce delle problematiche appena descritte, sono stati individuati due differenti sistemi di modellazione del momento stabilizzante della trave. Il primo (Opzione 1) prevede l'inserimento di un comportamento Elastic Multilinear che rappresenti in modo adeguato il momento stabilizzante della struttura. Essendo tale comportamento definito attraverso i valori di momento e rotazione, va calcolato a

priori e non può tener conto delle variazioni relative all'intensità e alla posizione del carico verticale. Quest'aspetto è stato tuttavia superato andando a valutare ad ogni step d'analisi la posizione e l'intensità dei carichi agenti su ogni appoggio TP procedendo alla ridefinizione e riassegnazione del comportamento isteretico. Questo consente di sfruttare l'esatta posizione ed intensità dei carichi valutati nello step precedente per verificare la stabilità della trave nell'istante successivo. La seconda ipotesi di modellazione (Opzione 2) prevede invece di modellare la larghezza reale dell'appoggio della trave e frapporre tra essa e l'elemento rigido utilizzato per simulare la larghezza del pilastro una serie (almeno 3) di molle reagenti in sola compressione, sfruttando una modellazione simile a quanto tipicamente utilizzato per sistemi di tipo rocking [Belleri et al. 2013, Sorace et al 2017, Bochmann et al 2019, Bressanelli et al. 2019, Mpampatsikos et al. 2020]. In entrambi i casi si è poi proceduto inserendo dei collegamenti tra estremità superiore della trave e delle forcelle che fossero in grado di simulare il contatto tra i due elementi (material Elastic no tensil) con un gap di 2cm.

Al fine di validare i sistemi di modellazione è stato realizzato un sistema ad una sola campata, sollecitato nella sola direzione perpendicolare all'asse della trave. Da tali modelli si è riscontrata l'impossibilità di utilizzare l'opzione di modellazione 2, in quanto, a seguito della rimozione degli elementi tegoli di copertura, viene registrata una forte oscillazione della componente verticale del carico che porta a generare una forza di trazione nell'appoggio TP. Poiché non è possibile inserire un elemento resistente a trazione tra la trave ed il pilastro (andrebbe a falsare la valutazione del rocking), il modello individua una labilità in tali posizioni andando a generare instabilità numerica nei risultati. Si è pertanto deciso di modellare il fenomeno attraverso l'opzione 1 che, seppure in modo semplificato e meno accurato rispetto alla modalità 2, riesce a cogliere correttamente le variazioni del momento stabilizzante.

5.3.1 Modellazione della copertura

Nei capitoli 5.1 e 5.2 relativi alle normative sismiche degli anni '80 e relative verifiche degli elementi, si è osservato come venga focalizzata l'attenzione sulla realizzazione di un diaframma di piano. La realizzazione di quest'ultimo consente infatti di attingere ad una buona ridistribuzione delle sollecitazioni orizzontali su tutti gli elementi sismo resistenti. Inoltre si evidenzia come il differente comportamento

della copertura (impalcato flessibile, implacato infinitamente rigido o soluzioni intermedie) può incidere fortemente nella risposta sismica della struttura. Si è voluto pertanto indagare, soprattutto nel caso specifico di Milano, dove non vi è nessun obbligo normativo nella realizzazione di diaframma di piano, come la differente realizzazione attraverso particolari costruttivi adeguati e la relativa modellazione possano influire sulla risposta sismica della struttura.

Innanzitutto, va evidenziato come nell'edificio considerato come caso studio, la presenza di una trave a doppia pendenza al di sopra della quale vengono posizionati dei tegoli aventi sezione pi-greco fa sì che si generi una differenza di quota tra la posizione relativa all'asse della trave e l'asse del tegolo. Questa deve pertanto essere compensata attraverso la realizzazione di un sistema di elementi rigidi che porta alla quota corretta dei vari elementi della copertura. In Figura 64 è possibile osservare una schematizzazione degli elementi di copertura; in particolare si evidenziano gli elementi all'estremità della trave, collegati all'elemento pilastro mediante il comportamento non lineare precedentemente descritto con il compito di simulare il momento stabilizzante. La modellazione degli elementi rigidi utili al raggiungimento della reale quota del tegolo è sdoppiata nelle campate centrali in modo da spostare, in direzione perpendicolare rispetto alla trave, il reale appoggio del tegolo, posto ad una distanza media pari a 6cm dal bordo della stessa.

Nella figura di destra è invece possibile osservare la modellazione completa del tegolo discretizzato in tre elementi, dove i punti evidenziati dai triangoli individuano l'esatta posizione del collegamento tra l'elemento trave e l'elemento tegolo.

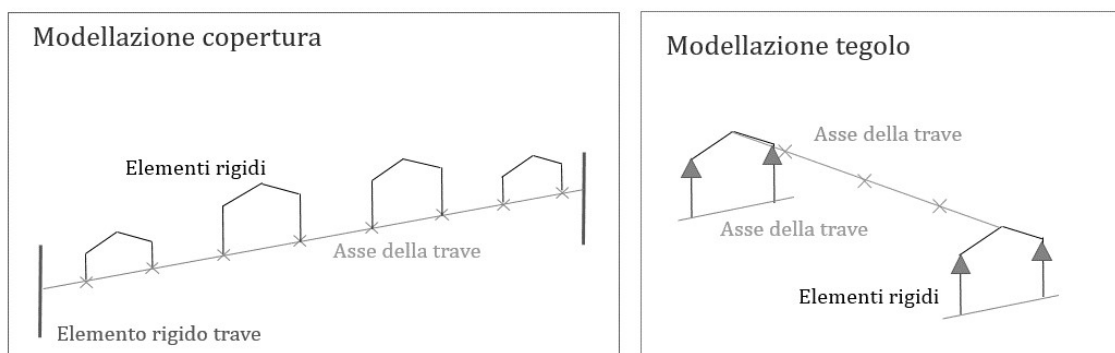


Figura 64 Schematizzazione della modellazione degli elementi di copertura

Per quanto riguarda la prima ipotesi di modellazione della copertura si è ipotizzato di collegare, in prossimità dei triangoli presenti nella figura di destra, il solo

comportamento ad attrito tra calcestruzzo e neoprene attraverso l'elemento di OpenSees Flat Slider Bearing Element caratterizzato da un coefficiente d'attrito pari a 0.1337 e una rigidità iniziale pari a 490kN/m. In altre parole, si necessita di uno spostamento di 0.2mm prima che l'elemento raggiunga l'attrito d'interesse. In questa prima ipotesi di modellazione si è deciso, in modo semplificato ed erroneo rispetto alla realtà, di lasciare la completa libertà di movimento al singolo tegolo. Per quanto riguarda la condizione relativa alla perdita d'appoggio è stata considerata una lunghezza d'appoggio media pari a 6cm. Si parla di valore medio poiché si è deciso di implementare all'interno delle caratteristiche di questi elementi una distribuzione casuale dell'appoggio con una variazione massima rispetto al valor medio di ± 1 cm. In Figura 65 è possibile osservare un istogramma relativo alla distribuzione della profondità di appoggio dei tegoli. Si vuole evidenziare come nella determinazione della lunghezza d'appoggio sia stata considerata una lunghezza costante dell'elemento, pertanto se in un'estremità l'appoggio risulta essere discordante di x mm in negativo rispetto al valor medio, nell'estremità opposta risulterà essere x mm più lungo.

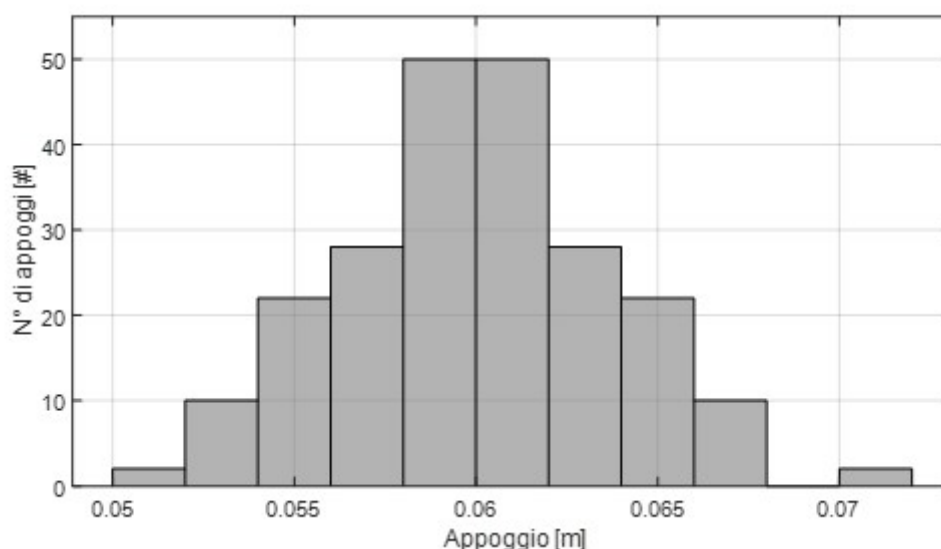


Figura 65 Descrizione schematica della distribuzione della profondità d'appoggio dei vari tegoli

Tale ipotesi di modellazione risulta essere estremamente semplificata tanto che è consentita la sovrapposizione dei tegoli che si muovono in modo discordante portando ad una possibile compenetrazione degli elementi. Per correggere tale errore indotto dalla modellazione semplificata, nella seconda ipotesi effettuata si è deciso di modellare in modo esplicito una trave di gronda posizionata alle estremità

delle travi che corre nella direzione longitudinale dell'edificio ed introdurre il contatto relativo tra gli elementi tegolo e tra tegolo e gronda. Tale ipotesi trova riscontro in dettagli costruttivi dell'epoca: in Figura 66 osserva la presenza di una squadretta metallica posizionata nell'angolo in basso a destra della gronda realizzata in calcestruzzo armato. La presenza di tale elemento, oltre che a fornire un valido supporto a contenere i movimenti relativi dei tegoli e contenere le spinte del vento sui pannelli di chiusura laterale consente anche di migliorare la stabilità delle travi stesse che, mediante questo elemento vengono accoppiate tra loro alle estremità limitando il possibile ribaltamento nel fuori piano.

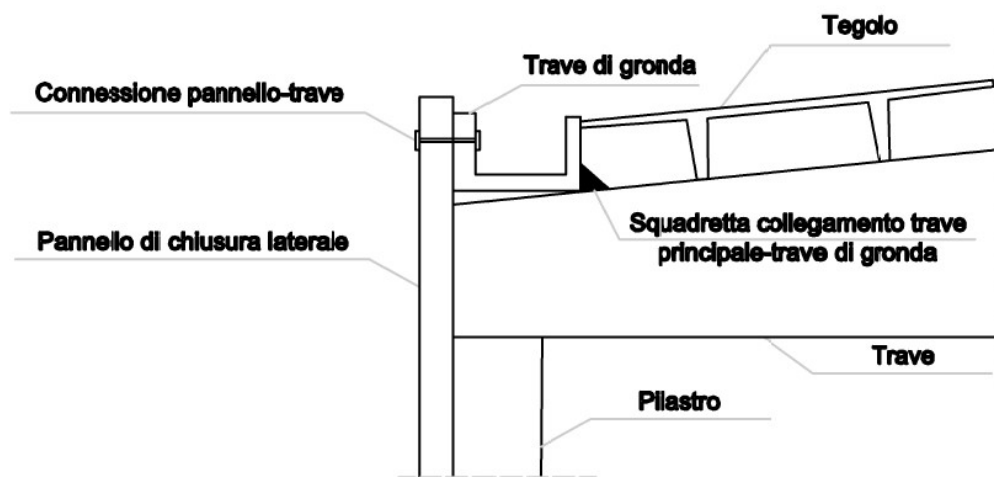


Figura 66 Particolare costruttivo della gronda posizionata in testa alla trave e relativo sistema di collegamento

Un ulteriore dettaglio è rappresentato in Figura 67, e prevede la realizzazione di un getto integrativo al di sopra dell'elemento trave in modo da realizzare un cordolo, sfruttando i ferri uscenti dalla trave stessa. All'interno del progetto viene prevista la possibilità di introdurre un giunto di dilatazione termica ogni 50 metri, ottenuto attraverso la non realizzazione del cordolo stesso. Nel caso specifico essendo il capannone di luce inferiore a 50 m non è stato introdotto alcun tipo di giunto.

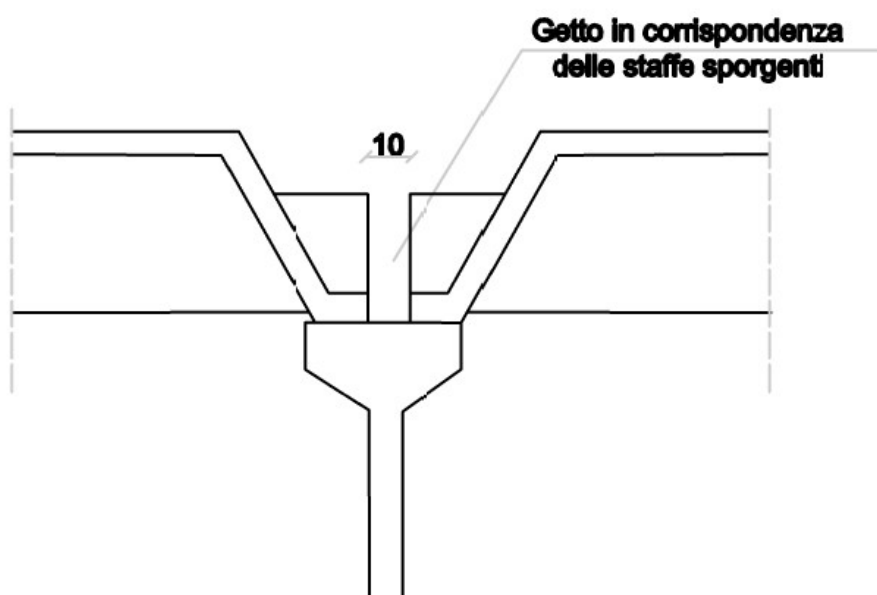


Figura 67 Particolare costruttivo di progetto e in fase di realizzazione dei cordoli di completamento posizionati al di sopra delle travi tra gli elementi tegolo

La presenza del cordolo gettato in seguito alla posa dei tegoli fa sì che vengano eliminati tutti i giochi tra gli elementi strutturali, che anche per semplice contatto non hanno possibilità di muoversi a meno che si verifichi uno spostamento differenziale tra due travi che portano al loro allontanamento. Entrambe le situazioni di contatto relative all'ipotesi di modellazione 2 e 3 vengono implementate in OpenSees mediante il comando Two Node Link Element tra i nodi alle estremità degli elementi da collegare mediante un comportamento Elastic No Tensil.

L'ultima ipotesi di modellazione effettuata per l'edificio di Milano consiste in un approccio inusuale per le prescrizioni previste dalle norme poiché porta ad un'estensione dei tempi e dei costi di realizzazione. Si tratta infatti della realizzazione di un getto integrativo di 5cm posto al di sopra dei tegoli che ha il compito di collegare in modo continuo l'intera copertura. La realizzazione di questa cappa fa sì che si formi una massa unica che va a sollecitare in modo uniforme i collegamenti trave-pilastro. Viene pertanto introdotta una nuova vulnerabilità che prima aveva una valenza secondaria relativa allo scorrimento della trave sulla testa del pilastro. A livello di modellazione è stato pertanto aggiunto un comportamento ad attrito, simile a quanto visto per il collegamento trave-tegolo, in corrispondenza dell'appoggio TP.

Con questa panoramica abbiamo descritto tutte le possibili modalità di realizzazione della copertura per edifici realizzati in zona non sismica, ovvero dove non viene

prescritto il collegamento meccanico degli elementi di copertura, tali soluzioni, ad esclusione dell'ultima analizzata, non sono tuttavia applicabili per i casi studio di Napoli e L'Aquila dove viene prescritta la realizzazione di collegamenti. Per la realizzazione di questi si è deciso di applicare in parallelo alla connessione ad attrito un collegamento meccanico realizzato mediante squadrette ancorate agli appoggi dei tegoli alla trave [Dal Lago B. et al., 2017]. Data la limitata azione sollecitante si è deciso di utilizzare spinotti di collegamento $\phi 10$, acciaio cl. 5.6, in grado di resistere ad una forza di 10.4kN, contro una sollecitazione prevista da norma pari a 0.43kN nel caso de L'Aquila e 0.25kN per il caso di Milano. Al sopraggiungere del collasso della connessione, l'elemento "ZeroLength" utilizzato nella modellazione viene rimosso lasciando l'attrito come unico sistema di trasmissione delle forze. Anche in questo caso, come in tutti gli altri modelli analizzati, viene considerata la distribuzione delle profondità d'appoggio riportata in Figura 65.

5.3.2 Modellazione dei pannelli di chiusura laterale

La modellazione effettuata fino ad ora, ad esclusione della rimozione degli elementi in seguito al collasso degli stessi, può essere considerata alla pari da quanto fatto in ambito professionale nella progettazione di edifici. In particolare si evidenzia una coerenza nella modellazione esclusivamente incentrata nelle componenti strutturali, inserendo gli elementi secondari unicamente come masse partecipanti al sisma. Ovviamente tale modo di procedere rappresenta una semplificazione nei confronti delle sollecitazioni che questi elementi, definiti secondari, subiscono. Poiché il danneggiamento di tali elementi avviene in genere per intensità del sisma medio-basse, e queste ultime contribuiscono in modo significativo alle perdite economiche, sia in termini di danni diretti che in termini di inutilizzo della struttura, si vuole indagare in modo approfondito l'effetto che la modellazione esplicita di tali componenti può portare nelle valutazioni finali. Come già indicato nei capitoli introduttivi, il compito principale di questi elementi è quello di separare l'ambiente interno dall'esterno, le modalità tipicamente utilizzate per lo svolgimento di tale funzione vengono rappresentate dalla realizzazione di tamponamenti in laterizio, o di pannelli prefabbricati posti orizzontalmente o verticalmente sulla struttura. Nel caso specifico, la realizzazione di tale chiusura avviene mediante pannelli verticali nelle facciate disposte trasversalmente rispetto allo sviluppo in pianta dove i pannelli vengono ancorati al terreno e alle travi d'estremità, mentre nella direzione

longitudinale sono disposte tre file di pannello orizzontali collegati attraverso appositi dispositivi ai pilastri. Nonostante i dispositivi tipicamente utilizzati per la connessione di questi elementi alla struttura siano diversi per pannelli verticali [Zubek et al. 2016, Belleri et al. 2019] e orizzontali [Belleri et al. 2016, Belleri et al. 2018], le modalità di funzionamento e di collasso della connessione risultano essere le medesime.

In particolare, per quanto riguarda la connessione dei pannelli verticali si ha che il peso proprio del pannello viene scaricato direttamente alla trave di fondazione mentre le connessioni poste superiormente hanno il compito di resistere alle sollecitazioni orizzontali imposte dal vento e/o dal sisma. Tali connessioni danno la possibilità al pannello di assecondare spostamenti relativi con la struttura nel piano del pannello, mentre vincolano lo spostamento nel fuori piano dello stesso. In modo analogo le connessioni dei pannelli orizzontali fanno sì che il peso proprio venga supportato dalle connessioni inferiori mentre alle connessioni superiori venga attribuita la stessa funzione richiesta alle connessioni dei pannelli verticali. In Figura 68 vengono mostrati un esempio di connessione superiore per pannelli verticali e per pannelli orizzontali.

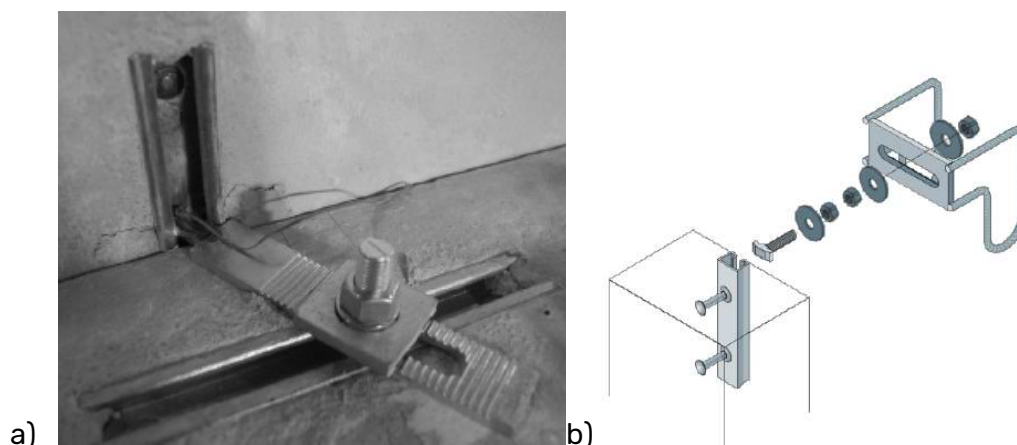


Figura 68 Esempio di connessioni superiori per pannelli verticali (a) [Zubek et al. 2016] e pannelli orizzontali (b) [Belleri et al. 2019]

È possibile osservare come in entrambi i casi vi sia la possibilità, grazie alla presenza di asolature nei collegamenti, di consentire spostamenti relativi. Superato il valore consentito, l'elemento di collegamento rappresentato dal bullone o dalla vite a testa d'ancora inizia a deformarsi per flessione andando a sollecitare sia la canalina di ancoraggio nella struttura di supporto che sé stesso.

Il collasso della connessione può pertanto sopraggiungere per due motivi differenti: un primo modo è relativo alla rottura per tenso/presso flessione della vite a testa d'ancora mentre il secondo è relativo allo strappo della canalina di ancoraggio. Pertanto, la modellazione dell'elemento deve essere eseguita in entrambe le direzioni orizzontali, in direzione perpendicolare al pannello avremo il comportamento assiale della vite a testa d'ancora mentre nella direzione del piano del pannello avremo un gap di spostamento e successivamente il comportamento a flessione della stessa.

Anche in questo caso viene valutato il collasso sia della connessione che del pannello, e la successiva rimozione dell'elemento. Per quanto riguarda il pannello, la rimozione dell'elemento viene effettuata nel momento in cui si ha il collasso di entrambe le connessioni superiori poiché questo andrebbe a rimuovere qualsiasi accorgimento utile ad impedire il ribaltamento dello stesso. Molto più interessante è invece il discorso relativo al collasso della connessione. Considerando un sistema di forze come quelle mostrate in Figura 69, abbiamo che la connessione è sollecitata da una forza assiale N ed una forza di taglio V .

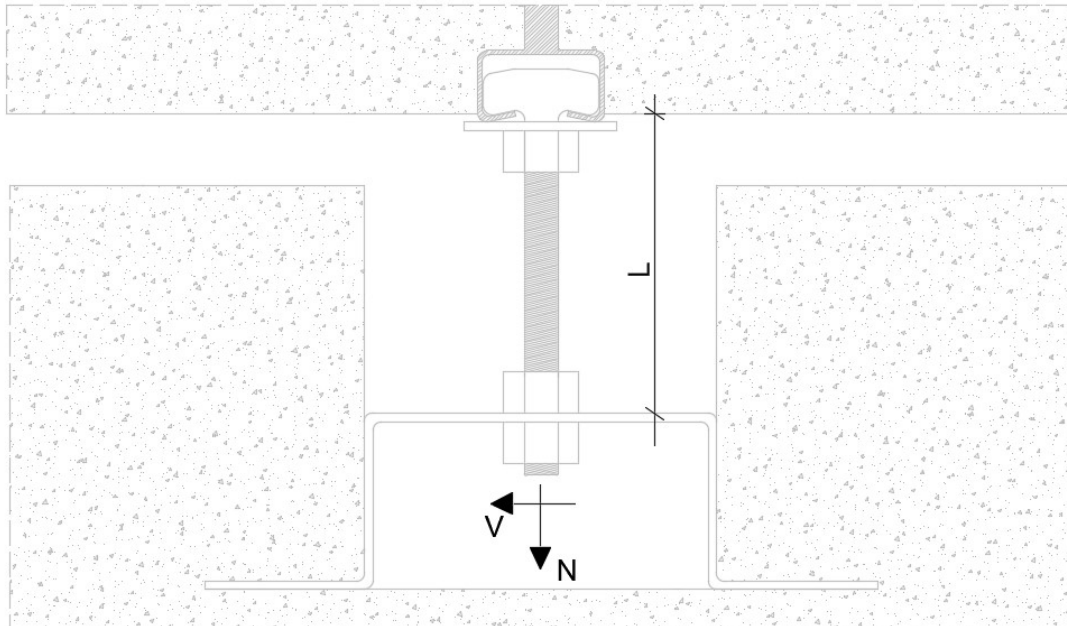


Figura 69 Schema di calcolo della connessione

Conoscendo la distanza L , tra l'ancoraggio della vite a testa d'ancora al pannello e la canalina, è possibile determinare il momento agente sulla vite a testa d'ancora

stessa semplicemente moltiplicando la forza di taglio per la distanza come riportato dall'Eq. 27.

$$M_{rd} = V \cdot L$$

Eq. 27

Considerando inoltre la forza assiale agente sull'ancora e un dominio di resistenza circolare otteniamo che la verifica a presso/tenso flessione dell'elemento può essere effettuata secondo l'Eq. 28

$$\left(\frac{N_{rd}}{N_{ed}}\right)^2 + \left(\frac{M_{rd}}{M_{ed}}\right)^2 \leq 1$$

Eq. 28

Sempre conoscendo il momento sollecitante e l'azione assiale possiamo calcolare lo sforzo agente sul labbro della canalina attraverso la seguente formula riportata dall'Eq. 29.

$$F_c = \frac{N_{rd}}{2} + \frac{M_{rd}}{B_r} \leq F_{lim}$$

Eq. 29

Dove N_{rd} deve assumere valore positivo se di trazione e negativo se di compressione, mentre B_r rappresenta il braccio della forza agente sulla canalina stessa per effetto del momento M_{rd} . Definite le equazioni di verifica (Eq. 28, Eq. 29) resta da definire l'azione limite di sollecitazione degli elementi. Se per quanto riguarda la verifica a presso/tenso flessione possono essere utilizzate le classiche formule per il calcolo delle strutture in acciaio, per la determinazione della forza limite della canalina tornano utili le formulazioni proposte da Belleri et al. (2016) che consentono di quantificarne il contributo. Nel caso specifico i valori di tali forze vengono riportati Tabella 23.

Tabella 23 Valori di resistenza delle connessioni pannello-struttura

Elemento	Azione	Resistenza [kN o kNm]
Pannello verticale	N_{rd}	68.00
	M_{rd}	0.20
	F_{lim}	14.06
Pannello orizzontale	N_{rd}	100.48
	M_r	0.22
	F_{lim}	14.06

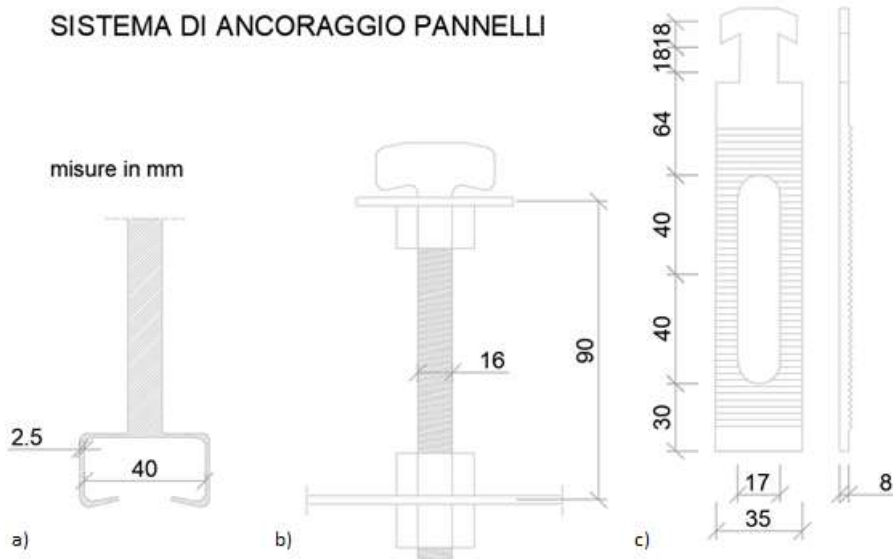


Figura 70 Rappresentazione schematica delle principali dimensioni delle connessioni analizzate: a) canalina di collegamento tra la struttura portante e la vite a testa d'ancora; b) vite a testa d'ancora utilizzata per i pannelli orizzontali; c) ancora utilizzata per la connessione dei pannelli verticali

Dal punto di vista della modellazione esplicita dei pannelli nei modelli precedentemente analizzati si sottolinea come rimanga valido quanto descritto nel capitolo 5.3.2 e quanto riportato in seguito si pone come semplice integrazione.

Come abbiamo detto precedentemente la connessione presenta un comportamento differente in funzione che lo spostamento si verifichi nel piano o nel fuori piano. Inerentemente a quest'ultimo spostamento si ha un'ulteriore distinzione tra il comportamento nella direzione dell'elemento di supporto, dove si verifica il contatto tra il pannello e la struttura sottostante andando a scaricare la forza generata sulla canalina, mentre nella direzione opposta abbiamo la sollecitazione a trazione dell'ancora che va a sovrassollecitare la canalina. La modellazione di questo comportamento risulta pertanto molto articolata ed è possibile osservarla nello schema riportato in Figura 71. Per quanto riguarda il comportamento della connessione inferiore dei pannelli orizzontali non vi è alcun accorgimento che colleghi direttamente i due elementi ma questo è in genere garantito dalla presenza di un bullone, posto in un'apposita sede che, prima attraverso l'attrito e successivamente mediante il contatto diretto, consente la trasmissione degli sforzi.

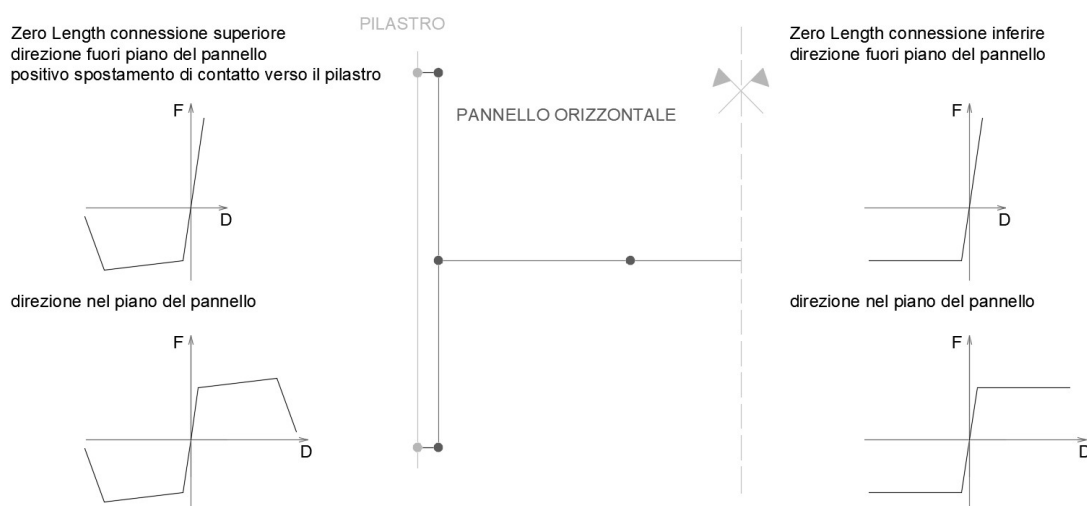


Figura 71 Rappresentazione schematica della modalità di modellazione dei pannelli di chiusura. In particolare si osserva a sinistra il comportamento della connessione superiore (uguale per entrambi i pannelli) con comportamento a trazione dell'ancora (in direzione negativa) e contatto pannello supporto (nella direzione opposta) mentre si osserva nel piano il comportamento taglio spostamento dell'ancora. A destra viene rappresentato il comportamento ad attrito della connessione inferiore ad esclusione della direzione nel fuori piano del pannello di avvicinamento al supporto dove viene modellato il contatto tra i vari elementi. La modellazione della connessione inferiore avviene solo per i pannelli orizzontali.

5.4 Descrizione dell'input sismico

Come già anticipato all'interno di questo capitolo, le analisi di pericolosità vengono effettuate su tre differenti siti ad intensità sismica crescente (Milano, Napoli e

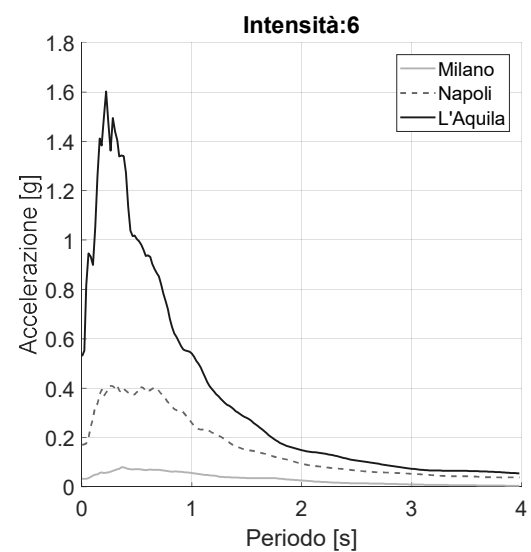
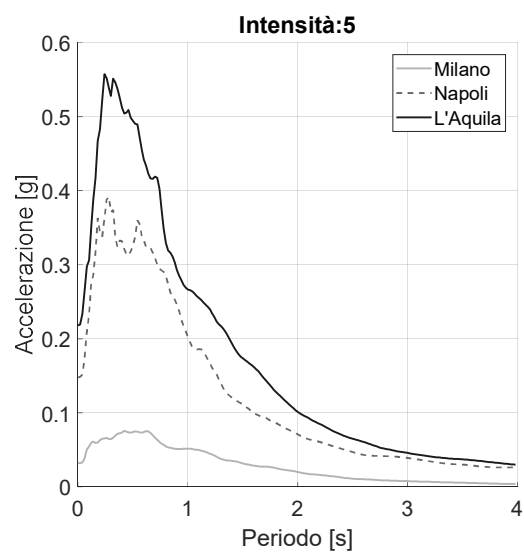
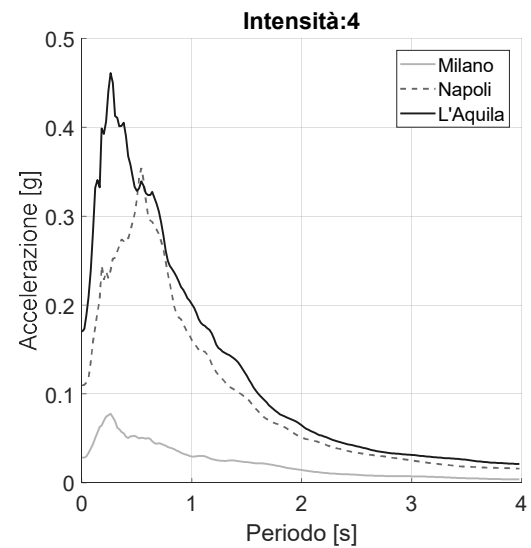
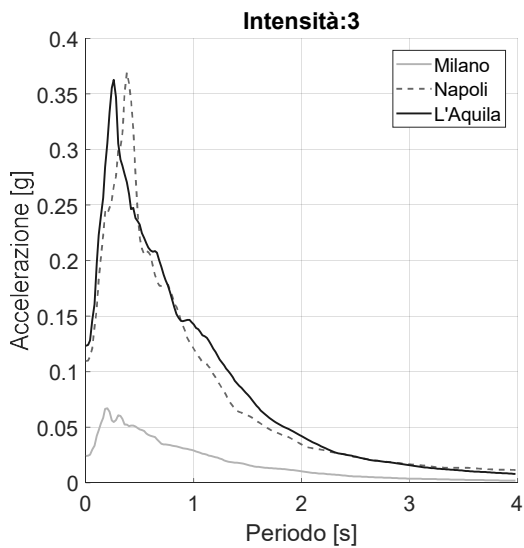
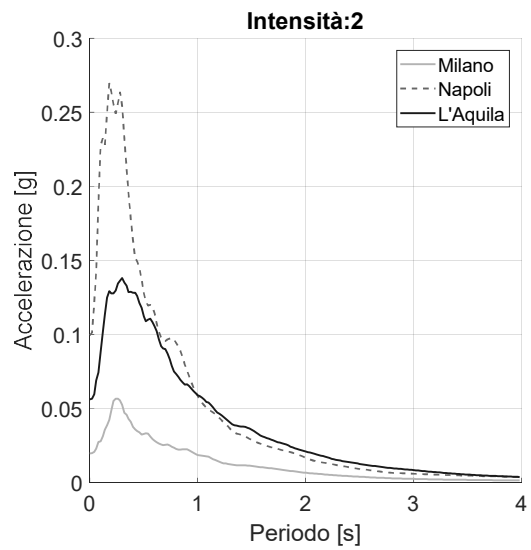
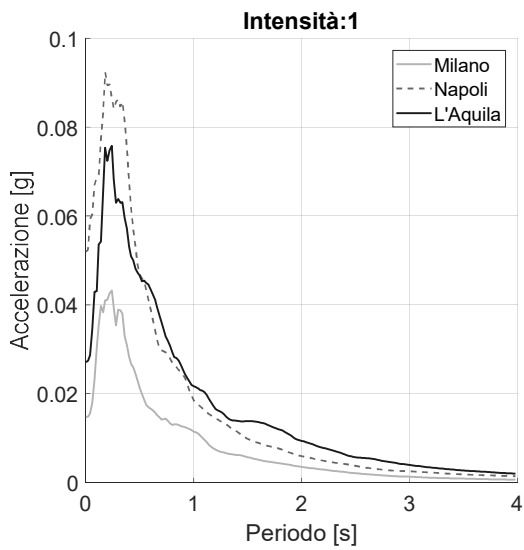
L'Aquila). Per ognuno di questi siti sono stati individuati all'interno del progetto RINTC dei set di accelerogrammi raggruppati in 10 intensità, all'interno dei quali sono contenuti 20 differenti sequenze sismiche. Tali sequenze vengono uniformate in corrispondenza del periodo pari a 2s, infatti il periodo della struttura è stimato in circa 1.8s. In Tabella 24 è possibile osservare il valore dell'accelerazione spettrale attesa, per le varie intensità dei vari siti analizzati.

Tabella 24 Parametri significativi dei terremoti individuati

Intensità	Accelerazione spettrale a 2s [g]		
	Milano	Napoli	L'Aquila
Intensità 1	0.004	0.07	0.011
Intensità 2	0.008	0.021	0.026
Intensità 3	0.012	0.041	0.049
Intensità 4	0.017	0.063	0.080
Intensità 5	0.023	0.089	0.124
Intensità 6	0.031	0.0119	0.184
Intensità 7	0.040	0.0155	0.270
Intensità 8	0.052	0.0195	0.379
Intensità 9	0.071	0.0256	0.572
Intensità 10	0.114	0.0384	1.077

Si osserva come le intensità inerenti ai siti analizzati variano da un valore minimo pari a 4mg (per l'intensità 1 di Milano) fino ad un massimo di 1.077g per l'intensità 10 de L'Aquila. In Figura 72 è possibile osservare lo spettro di risposta medio, ottenuto come media aritmetica degli spettri dei singoli accelerogrammi per tutte le intensità analizzate. In Appendice 4, è possibile osservare in modo dettagliato lo spettro di risposta di ogni sequenza sismica per ogni intensità per tutti i siti nonché lo spettro medio.

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI



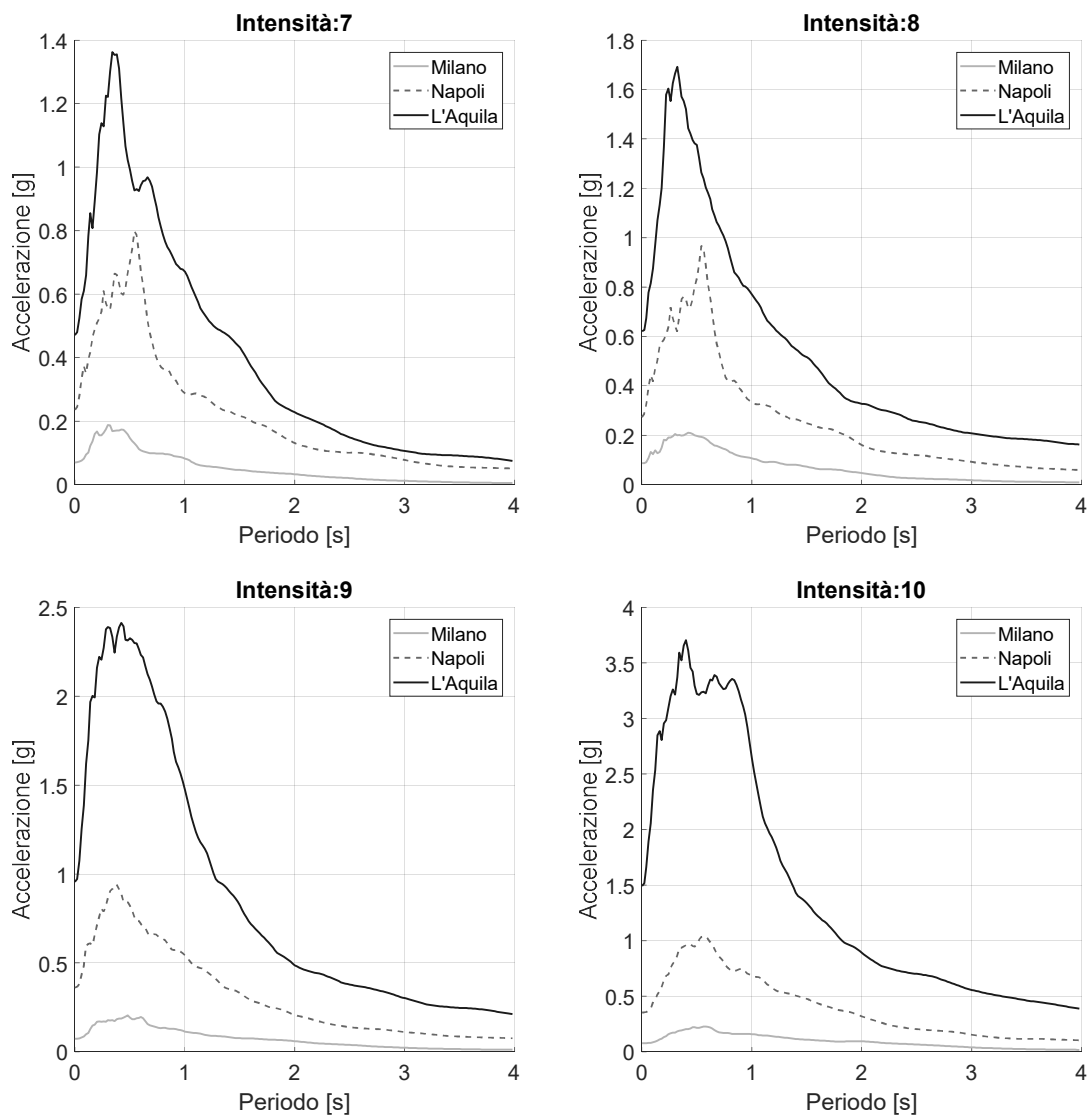


Figura 72 Spettro di risposta medio per le 10 intensità sismiche utilizzate nelle analisi ad elementi finiti per tutti i siti analizzati.

5.5 Risultati analisi push-over

Una volta realizzati i modelli, si è deciso di eseguire analisi di tipo statiche non lineare (Push-Over) in entrambe le direzioni principali al fine di individuare le maggiori vulnerabilità associate ad ogni modello. Tali analisi sono eseguite con una distribuzione delle forze proporzionale sia alle masse che al principale modo di vibrare della struttura, coerentemente alla direzione analizzata.

Al fine di uniformare l'identificazione dei modelli analizzati, viene in seguito riportata la nomenclatura dei modelli precedentemente descritti.

- M1 -> Sito Milano, modello con tegoli liberi di muoversi;

- M2 -> Sito Milano, modello con implementazione del contatto relativo tra i vari tegoli;
- M3 -> Sito Milano, modello con implementazione del contatto relativo tra tegoli e tegoli e trave;
- M4 -> Sito Milano, modello con implementazione della cappa collaborante e attrito nella connessione TP;
- N1 -> Sito Napoli, modello con la realizzazione di connessioni meccaniche tra trave e tegolo;
- A1 -Sito L'Aquila modello con la realizzazione di connessioni meccaniche tra trave e tegolo.

L'aggiunta della lettera P in seguito all'indicatore del sito d'interesse va ad evidenziare come il modello contenga la modellazione esplicita dei pannelli.

Di seguito vengono riportati i risultati delle analisi soffermandoci principalmente nel confronto tra i risultati ottenuti modellando in modo esplicito i pannelli di chiusura perimetrali e i modelli senza questa modellazione. In Figura 73 si può osservare il grafico rappresentante le curve di push-over nelle due direzioni principali, relative al modello M1, ovvero il modello caratterizzato dalla modellazione della copertura senza alcun vincolo relativo tra gli elementi di copertura. Si osserva come, in entrambe le direzioni, la curva presenti un comportamento elastico fino al raggiungimento dello spostamento pari a 0.065 m in direzione longitudinale (parallelo all'asse dei tegoli) e 0.105 m in direzione trasversale (perpendicolare all'asse dei tegoli) in cui viene vinta la forza d'attrito e si ha uno scorrimento dei tegoli senza alcun incremento di forza. Vogliamo inoltre ricordare come il modello M1 sia l'unico in cui non si è proceduto, vista l'eccessiva semplificazione, alla modellazione esplicita dei pannelli pertanto per tale modello non è possibile fare alcun tipo di confronto.

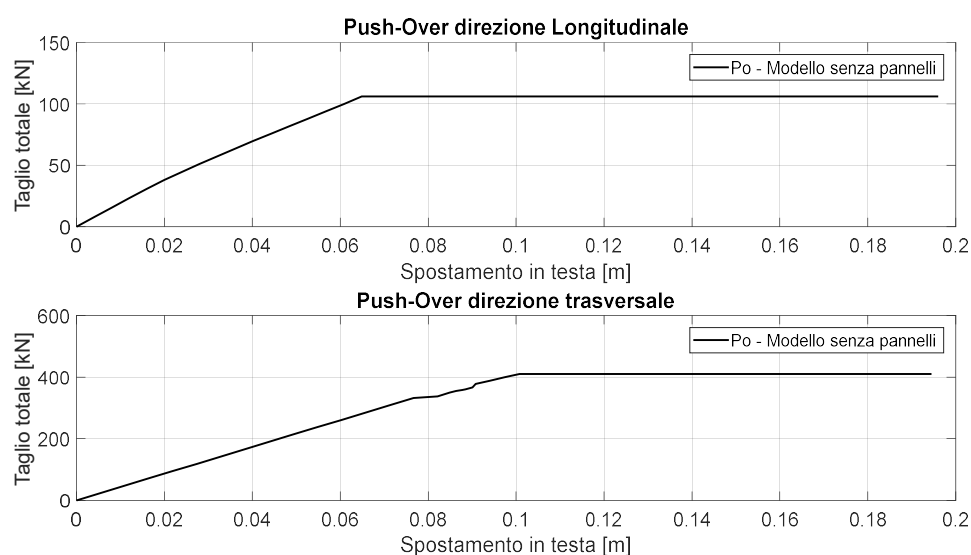


Figura 73 Risultato analisi push-over per il modello M1, in entrambe le direzioni principali

Il modello successivamente analizzato si differisce dal precedente per la presenza della modellazione esplicita del contatto relativo tra gli elementi tegolo. In questo caso si ha pertanto un cambiamento nella distribuzione delle forze, che porta ad un incremento del carico totale e della rigidezza della struttura [Scotta et al. 2015], come mostrato in Figura 74. Si evidenzia inoltre come il collasso della struttura avvenga in seguito alla formazione della cerniera plastica all'interno degli elementi pilastro. Va tuttavia evidenziato che l'analisi di tipo push-over non tiene conto degli effetti di tipo dinamico, per questo motivo si coglie il collasso del pilastro prima che si evidenzi lo scorrimento dell'intera copertura. Infatti se nel caso precedente, l'inizio dello scorrimento di un tegolo azzerava l'incremento di carico, in questo caso si verifica che lo scorrimento del primo tegolo genera il contatto con quelli adiacenti portando ad un nuovo incremento di carico finché tutta la copertura scorre rispetto ai supporti.

Per quanto riguarda i modelli relativi alla modellazione esplicita dei pannelli si evidenzia invece un incremento della rigidezza della struttura. In particolare nella direzione longitudinale abbiamo un incremento lineare della rigidezza a causa della presenza dei pannelli orizzontali che vanno ad accoppiare la risposta delle colonne adiacenti; viceversa in direzione trasversale si ha inizialmente la stessa rigidezza in entrambi i modelli, evidenziando solo successivamente a circa 0.035m di spostamento, un deciso incremento della rigidezza generato dall'interazione dei pannelli verticali con la struttura, si ha infatti il superamento dello spostamento di

progetto delle connessioni. È inoltre interessante osservare come l'incremento della rigidità dei pannelli porta la modalità di collasso principale ad essere quella relativa allo scorrimento di tutti i tegoli in copertura, raggiungendo un carico leggermente inferiore a quello osservato nell'analisi senza pannelli.

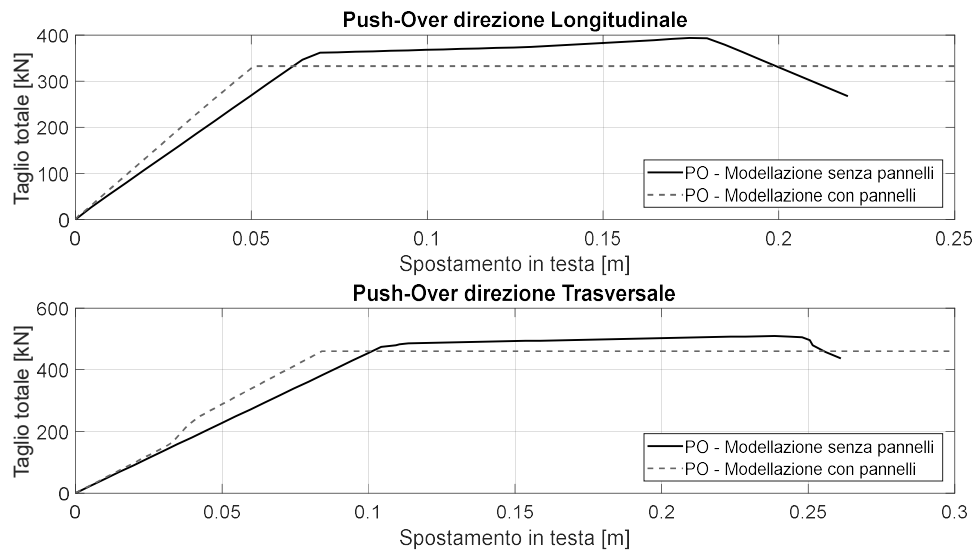


Figura 74 Risultato analisi push-over per il modello M2 e MP2, in entrambe le direzioni principali

In Figura 75 è possibile osservare i risultati relativi alla modellazione M3, caratterizzata dall'aggiunta, rispetto alla modellazione M2, del contatto relativo tra gli elementi tegolo e i cordoli in calcestruzzo realizzati al di sopra degli elementi trave che ne limitano lo scorrimento. Per questo motivo i risultati ottenuti sono molto simili a quelli individuati dal modello M2 evidenziando tuttavia il raggiungimento di una forza maggiore nei modelli MP3 rispetto ai modelli M3, causati dalla rigidità superiore della copertura.

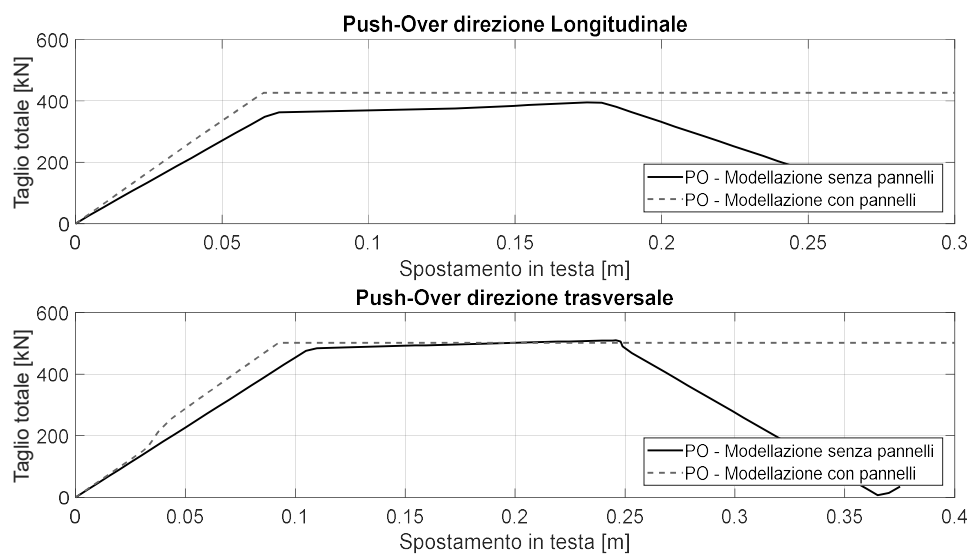


Figura 75 Risultato analisi push-over per il modello M3 e MP3, in entrambe le direzioni principali

L'ultimo modello analizzato per il sito di Milano è caratterizzato dalla presenza di un impalcato rigido in copertura, solidamente connesso agli elementi trave, con l'aggiunta della vulnerabilità associata allo scorrimento trasversale della trave in testa al pilastro. In Figura 76 si osserva come i risultati per i modelli senza la presenza esplicita dei pannelli evidenziano un comportamento differente nelle due direzioni. In particolare lungo la direzione parallela all'asse della trave si evidenzia lo scorrimento di quest'ultima al raggiungimento dello spostamento di 0.11 m; viceversa, come già avveniva nei modelli M2 e M3, in direzione longitudinale la principale modalità di collasso è associata alla formazione della cerniera plastica alla base del pilastro. Con l'aggiunta della modellazione dei pannelli invece si ha in entrambi i casi, come avviene nel modello MP3, che la modalità principale di collasso sia rappresentata dallo scorrimento degli elementi di copertura, in questo caso la trave. Si evidenzia inoltre lo stesso comportamento individuato nei modelli precedentemente descritti che portano ad un incremento della rigidità in entrambe le direzioni; ciò avviene sin dall'inizio dell'analisi nel caso della direzione longitudinale mentre per la direzione trasversale avviene solo in seguito al raggiungimento del fine corsa della vite a testa d'ancora utilizzata nelle connessioni per il fissaggio dei pannelli verticali.

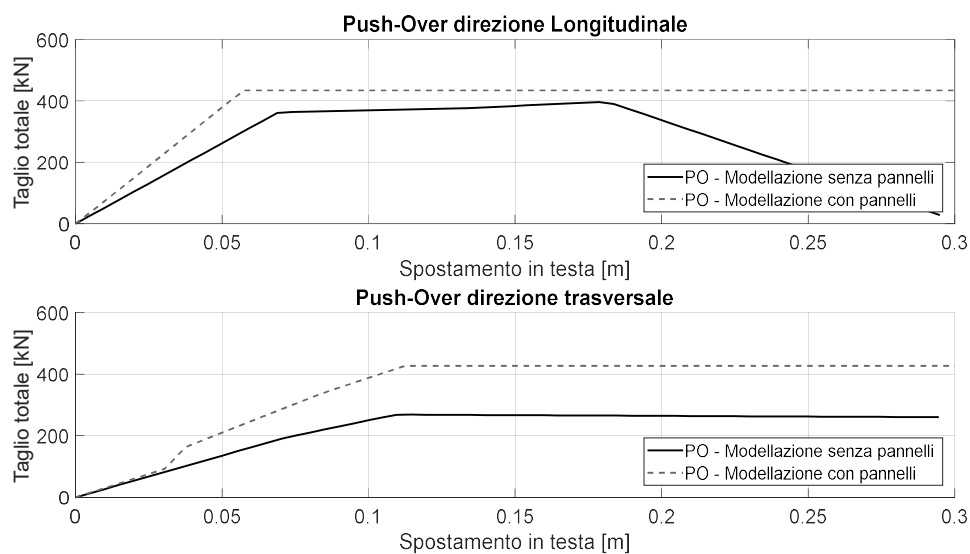


Figura 76 Risultato analisi push-over per il modello M4 e MP4, in entrambe le direzioni principali

Gli ultimi due modelli analizzati si riferiscono al sito di Napoli e de L'Aquila; essi si differenziano rispetto al sito di Milano per la classificazione sismica del sito all'epoca della costruzione, pertanto si è reso necessario dimensionare e successivamente modellare in modo esplicito un opportuno sistema di collegamento trave tegolo che fosse in grado di conferire il requisito del comportamento di piano alla struttura. I due modelli, osservabili in Figura 77 e Figura 78, presentano un comportamento simile e pertanto vengono trattati contemporaneamente. In particolare viene individuata come modalità di collasso principale la formazione della cerniera plastica alla base dei pilastri nei modelli N1 e A1; l'introduzione della modellazione dei pannelli porta ad un incremento della rigidità della struttura che viene mantenuta anche in seguito allo snervamento della cerniera plastica alla base dei pilastri. Tuttavia in direzione longitudinale, prima che si manifesti il collasso del pilastro, si ha la rottura delle connessioni trave tegolo con il successivo scorrimento di quest'ultimo senza alcun incremento di forza. Analizzando nel dettaglio l'andamento della curva nel modello AP1, si evidenzia inoltre una preventiva riduzione del carico in corrispondenza dello snervamento del pilastro; questo è da imputarsi al collasso delle forcelle sollecitate dalla trave che tende a ribaltarsi, tuttavia si sottolinea come nonostante la trave non presenti più alcun tipo di ritegno nei confronti del ribaltamento fuori piano il momento stabilizzante fornito dal peso proprio è tale da garantirne la stabilità.

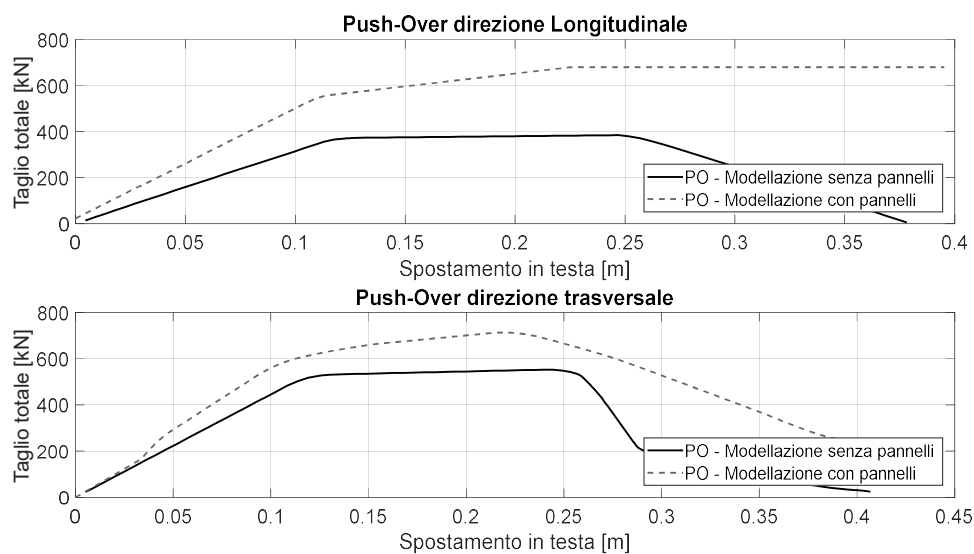


Figura 77 Risultato analisi push-over per il modello N1 e NP1, in entrambe le direzioni principali

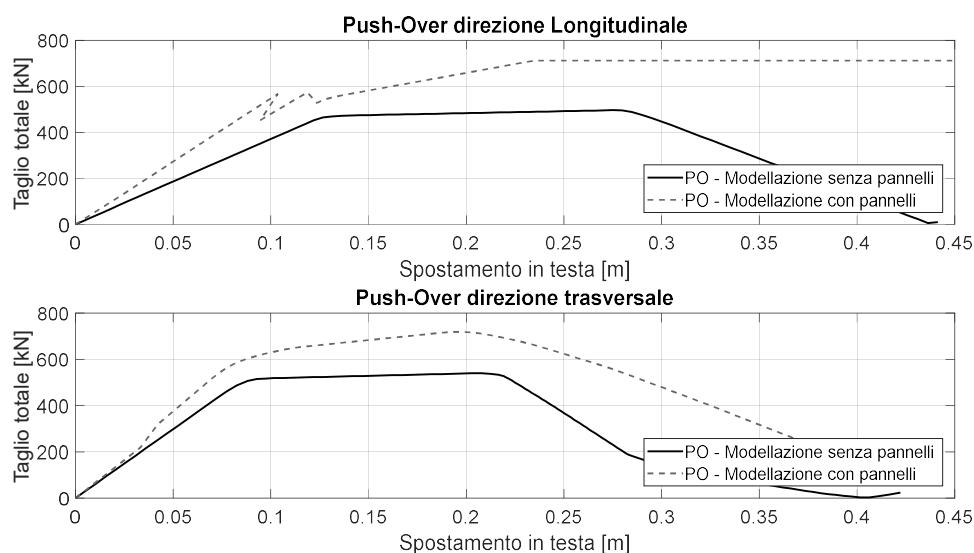


Figura 78 Risultato analisi push-over per il modello A1 e AP1, in entrambe le direzioni principali

5.6 Influenza della modellazione della copertura sui risultati ottenuti

Dopo aver descritto le principali vulnerabilità e le metodologie di modellazione degli edifici considerati, in questa sezione vogliamo soffermarci sull'influenza della modellazione della copertura sui risultati ottenuti. In particolare verranno mostrati i risultati inerenti a tre aspetti specifici:

- Valutazione dei principali EDP per le principali vulnerabilità strutturali;

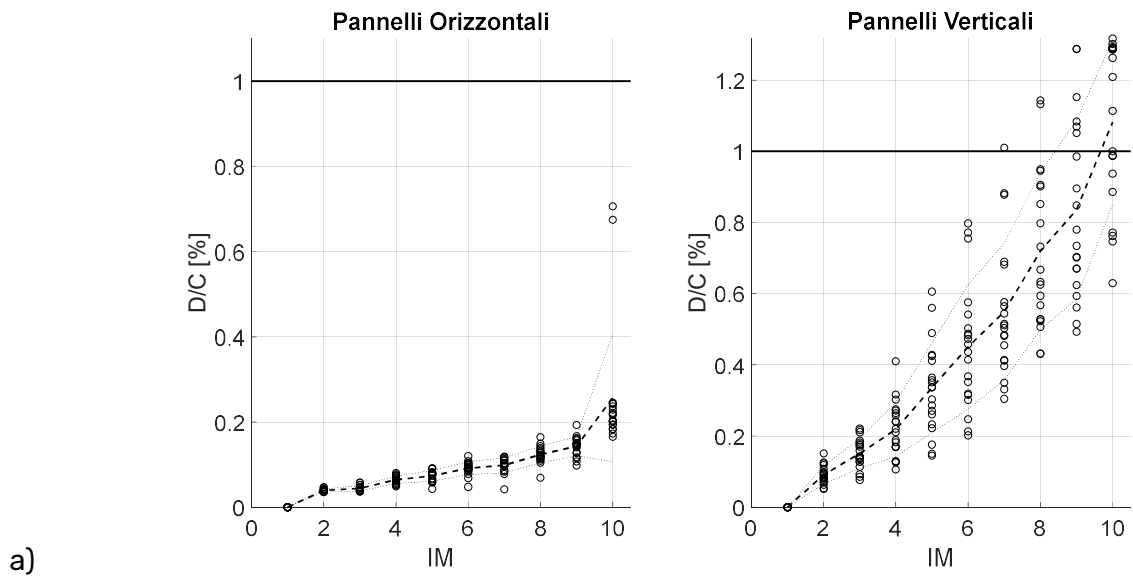
- Valutazione dei casi in cui si raggiunge e supera lo stato limite di operatività della struttura (associato al collasso degli elementi di chiusura perimetrale) e di salvaguardia della vita (associato al collasso degli elementi strutturali);
- Valutazione in termini economici dei danni diretti prodotti dall'evento sismico.

Prima di addentrarci in modo approfondito nella visualizzazione e successiva analisi dei risultati si evidenzia che da una prima analisi tutti i collassi dalla struttura sono da ricondursi o al raggiungimento della rotazione ultima del pilastro o al superamento dell'appoggio disponibile trave-tegolo. Per questo motivo tutti i risultati che verranno in seguito riportati avranno un focus principale su questi elementi. Nonostante ciò, le valutazioni globali, soprattutto inerentemente alla quantificazione delle perdite, vengono effettuate considerando lo stato di sollecitazione di tutti gli elementi precedentemente analizzati.

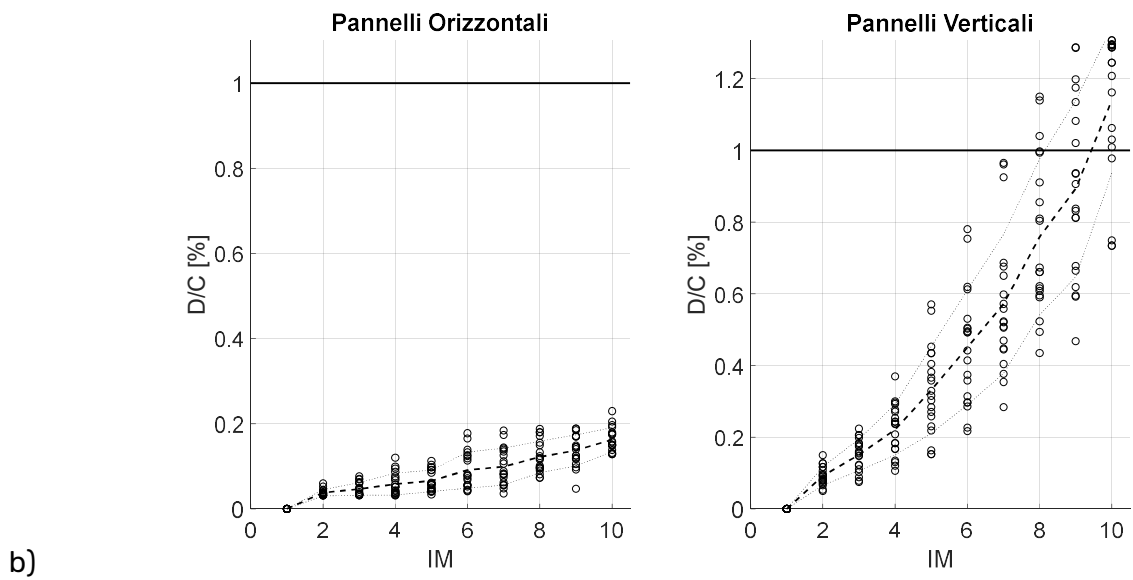
5.6.1 Valutazione dei principali EDP e stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali pannelli perimetrali

Come precedentemente detto il collasso dei pannelli di chiusura laterali non influenza la stabilità dell'edificio ma bensì la fruibilità dello stesso. Per questo motivo, la valutazione del loro collasso assume un valore fondamentale al fine di valutare gli effetti causati dall'evento sismico sulla struttura. Nonostante in questa famiglia di modelli non vi sia la modellazione esplicita di tali elementi risulta comunque possibile associare il collasso degli stessi agli spostamenti relativi subiti sia nel piano che nel fuori piano dei nodi a cui l'elemento è collegato alla struttura principale. In Figura 79 è possibile osservare, per il caso specifico di Milano, il rapporto domanda/capacità degli elementi costituenti la chiusura perimetrale dell'edificio. In particolare, ognuno dei punti riportati nel grafico corrisponde alla domanda massima subita dall'elemento per ognuna delle 20 analisi effettuate all'interno di ogni intensità riportata in ascissa.

M1 -> SITO MILANO, MODELLO CON TEGOLI LIBERI DI MUOVERSI

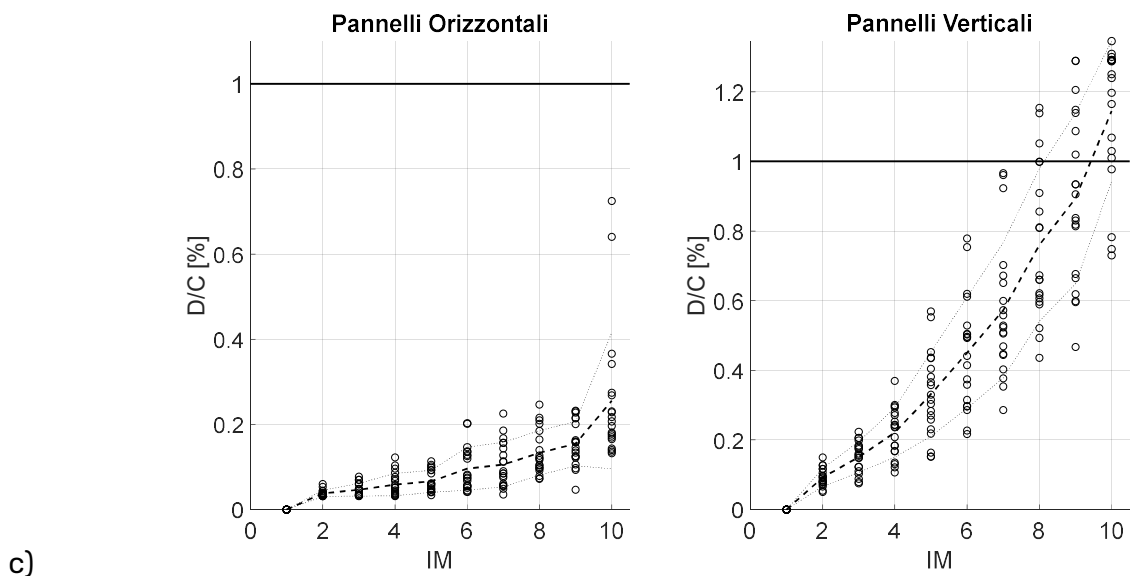


M2 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA I VARI TEGOLI



5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

M3 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA TEGOLI E TEGOLI E TRAVE;



M4 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DELLA CAPPA COLLABORANTE E ATTRITO NELLA CONNESSIONE TP

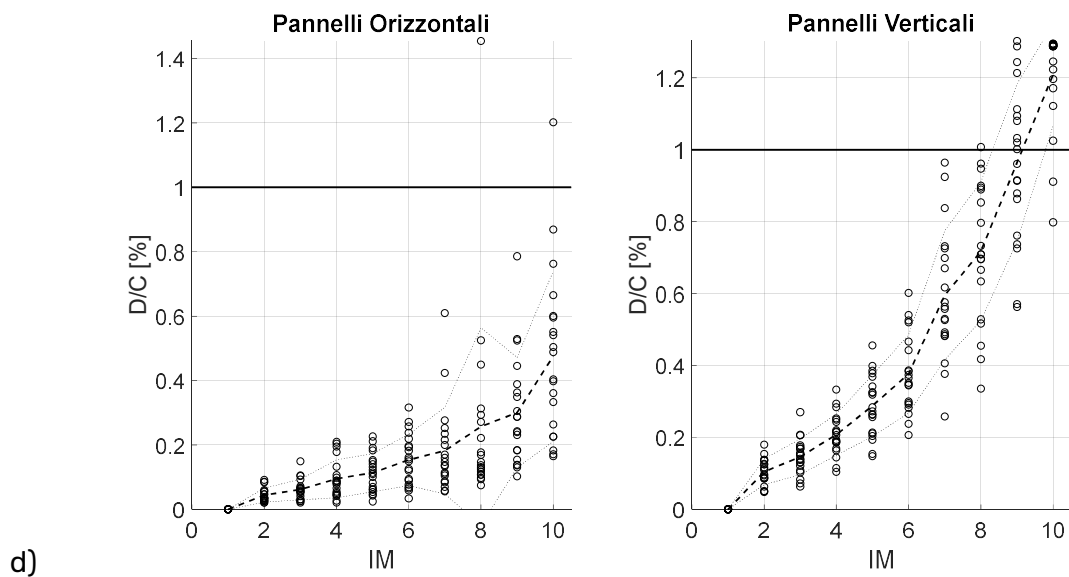


Figura 79 Rapporto domanda-capacità per i pannelli di chiusura perimetrali valutati nei modelli M1 (a), M2 (b), M3 (c), M4(d)

Apparentemente si osserva come i pannelli verticali risultino essere maggiormente sollecitati rispetto ai pannelli orizzontali. Questo può essere in parte correttamente giustificato dal fatto che lo sviluppo maggiore di tali pannelli sottopone gli stessi a spostamenti differenziali maggiori rispetto ai pannelli orizzontali. Quest'ultimo è

avvalorato anche dal confronto della differente modellazione della copertura. Si osserva infatti che, all'aumentare della rigidità della copertura (passaggio da M1 a M4) si ha un progressivo aumento dello stato di sollecitazione dei pannelli orizzontali, mentre rimane sostanzialmente invariata la risposta dei pannelli verticali. Nonostante vi siano dei punti aventi un rapporto domanda/capacità maggiore di uno anche nei pannelli orizzontali, si osserva, da quanto riportato in Figura 80, come tali punti non corrispondano al collasso del pannello orizzontale. Questo è dovuto essenzialmente alla modalità di rappresentazione dei risultati e la modalità di identificazione del collasso. Si ricorda infatti come la condizione necessaria ad identificare il collasso dei pannelli necessita del collasso di entrambe le connessioni, mentre quanto visualizzato in Figura 79 si riferisce al rapporto D/C massimo tra tutte le connessioni analizzate.

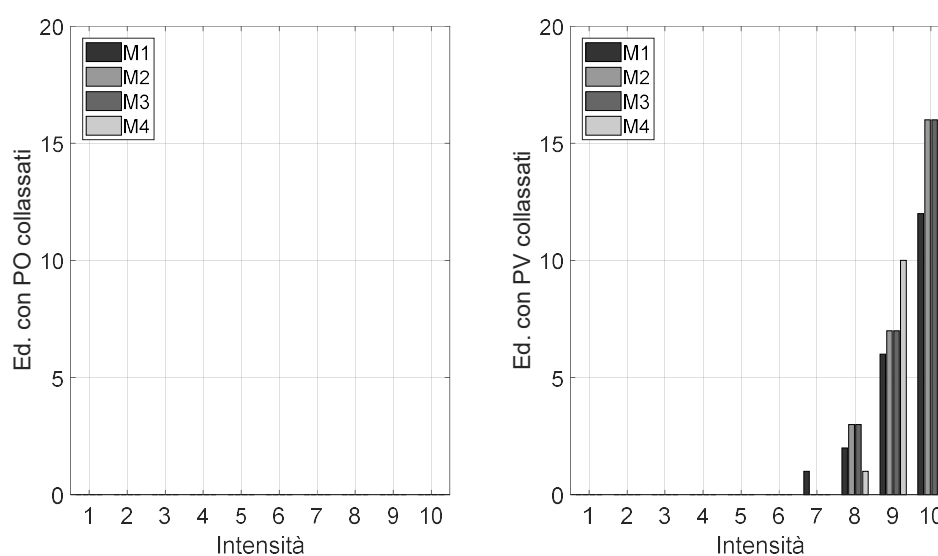


Figura 80 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di operatività della struttura per collasso dei pannelli orizzontali (PO a sinistra) e verticali (PV a destra), per il caso di Milano

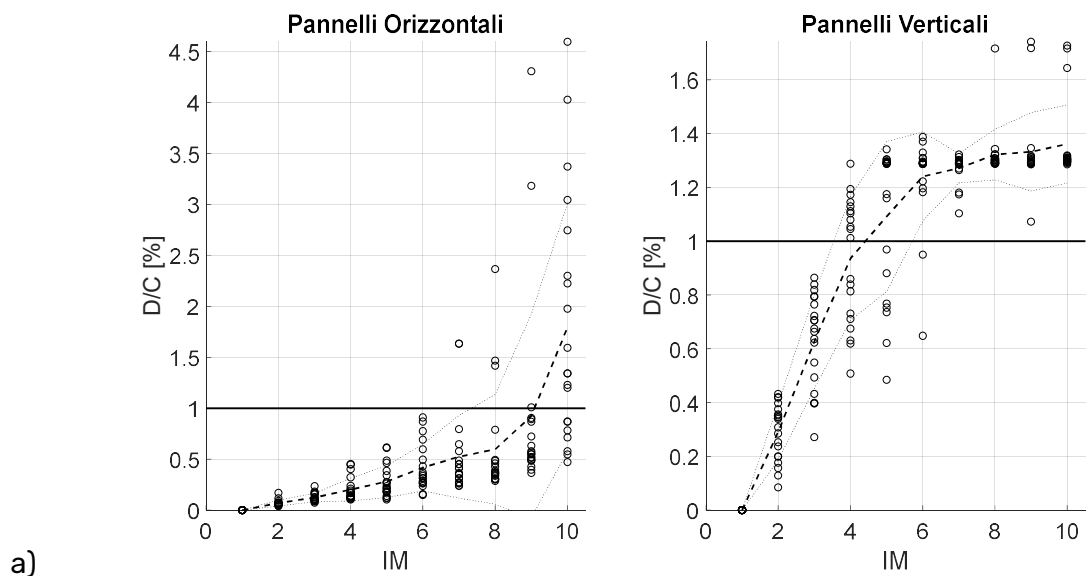
Si osserva che, in tutti i modelli analizzati non si evidenzia il collasso di nessun pannello orizzontale. Viceversa nelle intensità maggiori si verifica il collasso dei pannelli verticali anche in un sito caratterizzato da bassa sismicità come Milano. Viene inoltre confermato come l'aumento di rigidità della copertura porta all'incremento del numero di edifici in cui viene evidenziato il collasso degli elementi.

In modo analogo a quanto fatto per il sito di Milano, vengono ora proposte (in Figura 81) le stesse valutazioni per i casi di Napoli e L'Aquila. Si osserva come, a causa dell'intensità sismica più elevata, vi sia una considerevole crescita della domanda di

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

spostamento anche nei pannelli orizzontali. Si vuole inoltre sottolineare come per intensità superiori si manifesti un comportamento asintotico della curva rappresentativa della domanda dei pannelli verticali a circa 2 volte il valore della capacità dovuto essenzialmente al collasso di tutti i pannelli. Vi sono tuttavia alcune eccezioni, soprattutto nei pannelli orizzontali dove il collasso di una sola connessione porta ad un notevole incremento dello spostamento relativo dei nodi. Questo effetto viene evidenziato nei pannelli orizzontali poiché la richiesta di spostamento è legata alla risposta sismica di tre elementi distinti (due pilastri, e il pannello stesso); infatti, soprattutto per i pilastri d'estremità, la loro risposta può risultare molto differente a causa della massa della copertura a loro associata.

N1 -> SITO NAPOLI, MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA TRAVE E TEGOLO



A1 –SITO L'AQUILA MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA TRAVE E TEGOLO

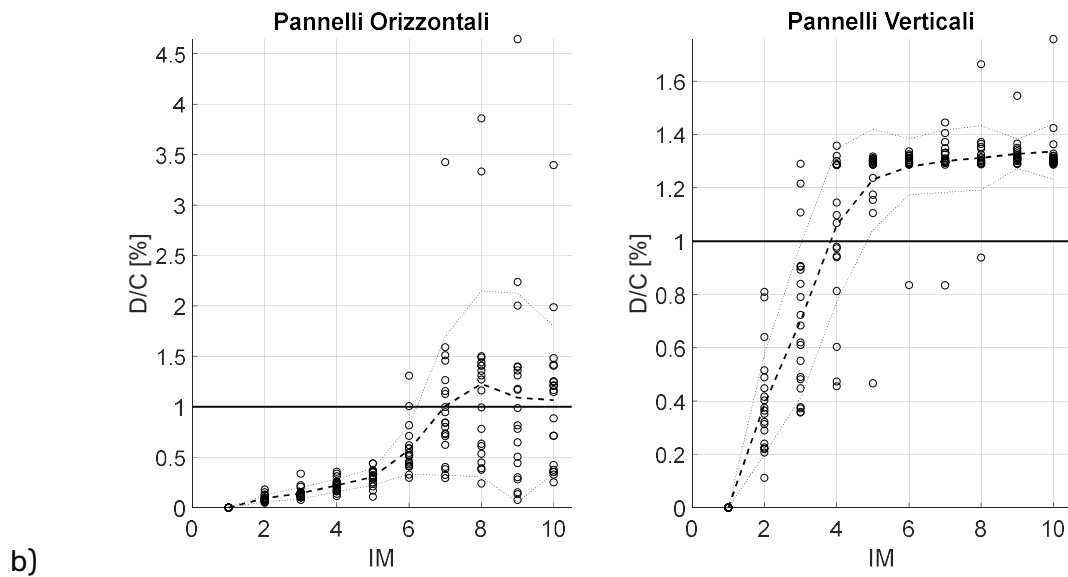


Figura 81 Rapporto domanda-capacità per i pannelli di chiusura perimetrali valutati nei modelli N1 (a), A1 (b)

In Figura 82 è possibile osservare il numero di edifici in cui si è raggiunto e superato lo stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali (pannelli perimetrali). Anche in questo caso si evidenzia come la vulnerabilità maggiore sia da ricondurre ai pannelli verticali.

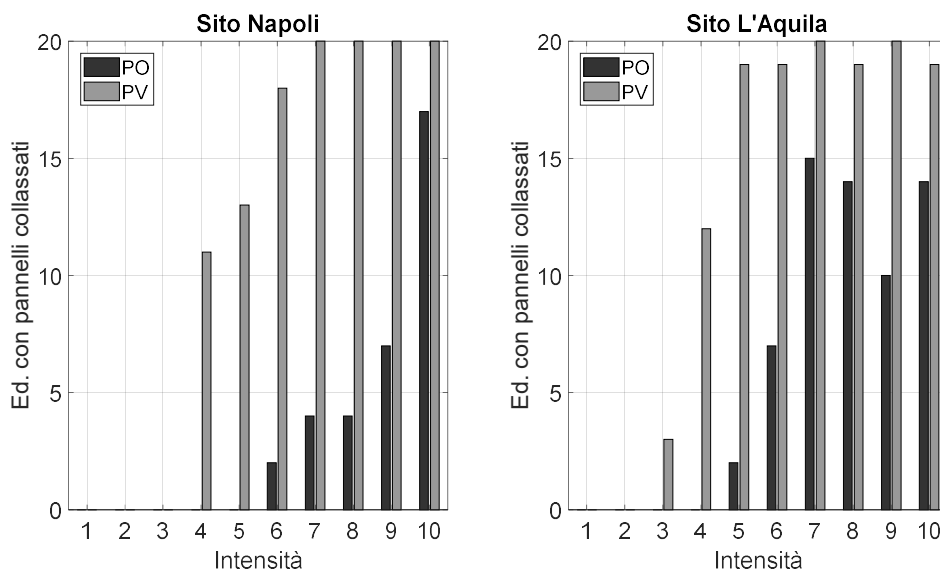


Figura 82 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di operatività della struttura per il caso studio di Napoli (a destra) e de L'Aquila (a sinistra)

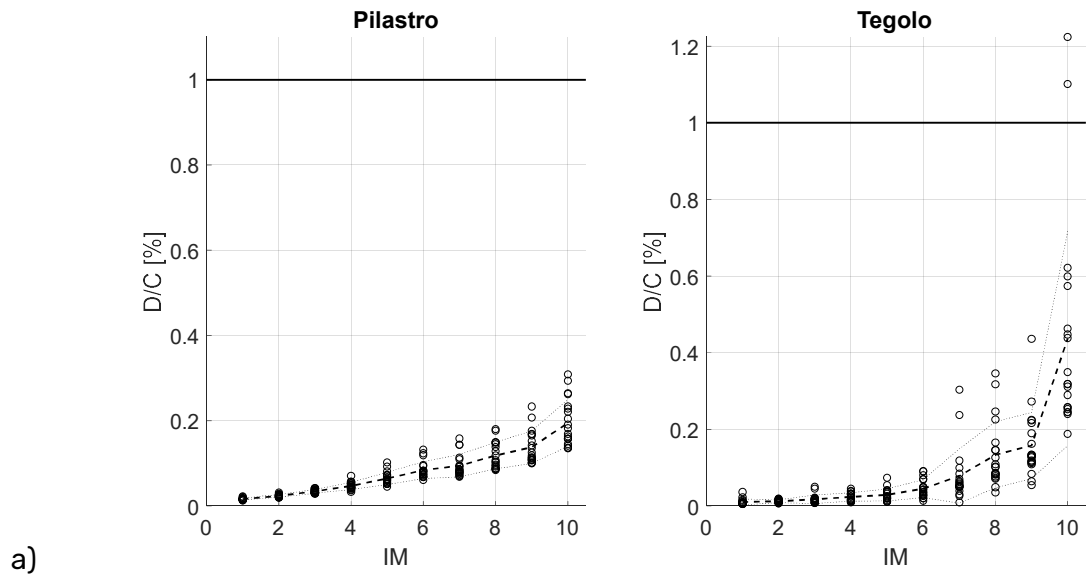
In conclusione, possiamo dire che la modellazione della copertura, sebbene porti a leggere modifiche in termini di domanda di spostamento negli elementi non strutturali, non porti a sostanziali differenze nei confronti dello stato limite di operatività della stessa. In tutti i modelli analizzati si è evidenziato una vulnerabilità maggiore dei pannelli verticali rispetto ai pannelli orizzontali, tuttavia queste considerazioni sono da ritenersi preliminari in quanto l'elemento non viene esplicitamente modellato, ma l'individuazione dell'EDP è da ricondursi alla risposta sismica dell'elemento di supporto influenzato solo in termini di massa dalla presenza del pannello.

5.6.2 Valutazione dei principali EDP e stato limite di collasso locale o globale della struttura

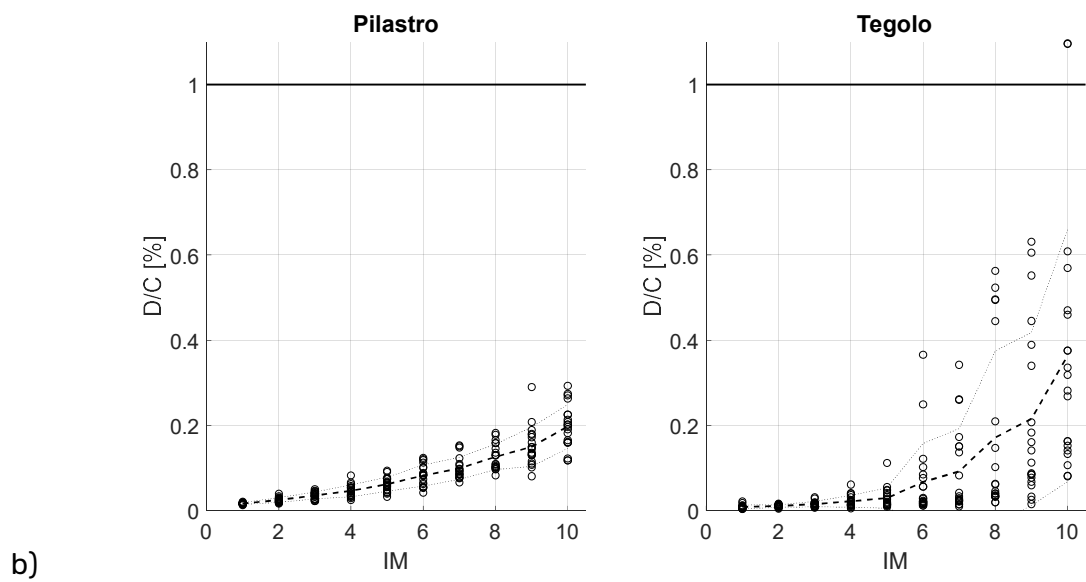
In modo analogo a quanto visto precedentemente per lo stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali, vengono ora trattati i collassi inerenti alla parte strutturale.

Come precedentemente detto, rispetto a tutte le vulnerabilità indicate al capitolo 5.2, sono state individuate come causa principale dei collassi le vulnerabilità relative allo scorrimento dei tegoli ed alla formazione della cerniera plastica alla base del pilastro. Gli accorgimenti previsti nella realizzazione della copertura consentono infatti di rimuovere dalle principali vulnerabilità il ribaltamento nel fuori piano della trave. Questo è riconducibile principalmente all'accoppiamento fornito dai tegoli che forniscono un momento stabilizzante per la trave associato al loro peso proprio. Tale effetto viene meno in seguito al collasso dei tegoli, tuttavia in tale condizione la riduzione della massa agente sulla trave porta a sollecitazioni ridotte che non riescono a causarne il ribaltamento. In Figura 83 è possibile osservare il rapporto domanda/capacità per i pilastri e tegoli. Nel caso di impalcato rigido (Figura 83d). Si è deciso di indagare lo scorrimento della trave, poiché lo scorrimento dei tegoli risulta per definizione nullo grazie alla realizzazione di una cappa collaborante.

M1 -> SITO MILANO, MODELLO CON TEGOLI LIBERI DI MUOVERSI

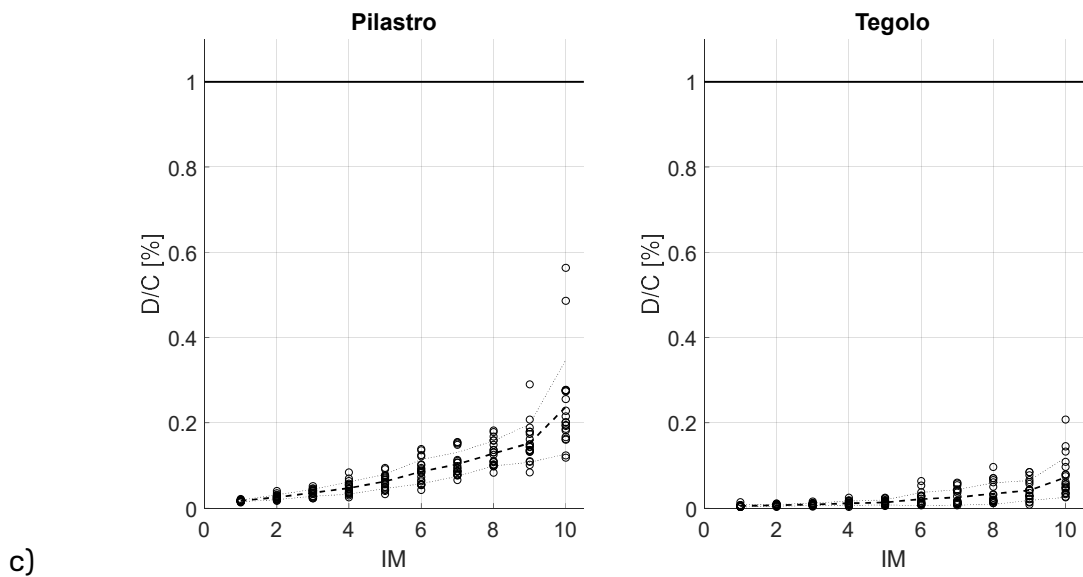


M2 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA I VARI TEGOLI



5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

M3 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA TEGOLI E TEGOLI E TRAVE;



M4 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DELLA CAPPA COLLABORANTE E ATRITTO NELLA CONNESSIONE TP

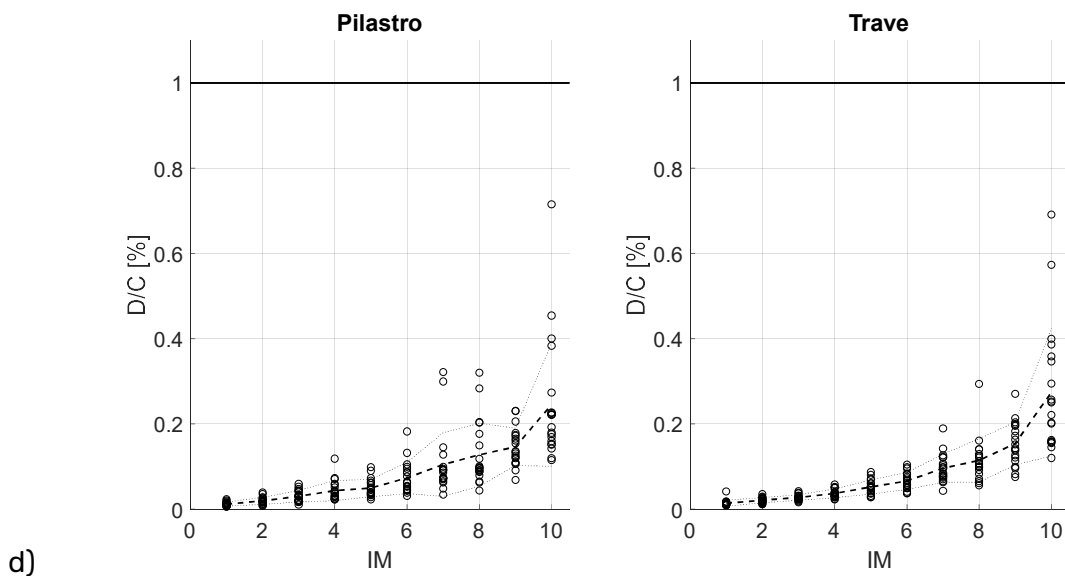


Figura 83 Rapporto domanda-capacità degli elementi della struttura principale valutati nei modelli M1 (a), M2 (b), M3 (c), M4(d)

Differentemente da quanto visto per lo stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali pannelli perimetrali, in questo caso, il superamento del rapporto D/C pari a 1 corrisponde al collasso dell'elemento strutturale. È interessante osservare che, la modellazione della copertura influisce fortemente nella

determinazione del danneggiamento. In modo analogo a quanto visto precedentemente si osserva come l'aumento della rigidità della copertura comporti una maggior sollecitazione del pilastro per via di una maggior trasmissione di forze tra gli elementi della copertura ed i relativi elementi di supporto. Quest'ultimo aspetto viene ben evidenziato dallo scorrimento della trave sull'appoggio, per il caso specifico di Milano, caratterizzato da un'intensità sismica ridotta. Tale aspetto non va a compromettere la sicurezza della struttura ma può tuttavia pregiudicarne l'operatività a causa degli eventuali spostamenti residui presenti. È inoltre interessante ricordare come l'edificio considerato sia rappresentativo del modo di progettare degli anni '80. A causa di una tardiva classificazione sismica di ampie aree del territorio italiano, la maggior parte degli edifici (anche in aree a intensità sismica media, superiore a quella valutabile a Milano) è progettata in modo analogo, pertanto il rinforzo della copertura o la realizzazione di collegamenti tra trave e tegolo possono risultare non sufficienti a garantire la sicurezza della copertura; infatti i problemi di scorrimento tra trave e tegolo, di entità limitata per il caso di Milano, potrebbero portare alla completa perdita d'appoggio.

In Figura 84 è possibile osservare, in un'altra forma grafica, il numero di edifici in cui si ha il raggiungimento e successivo superamento dello stato di collasso locale o globale della struttura.

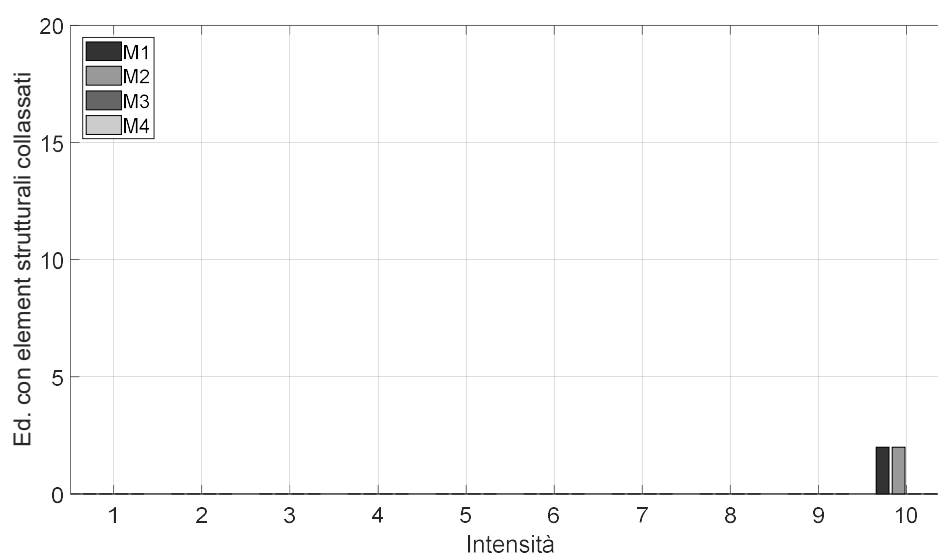


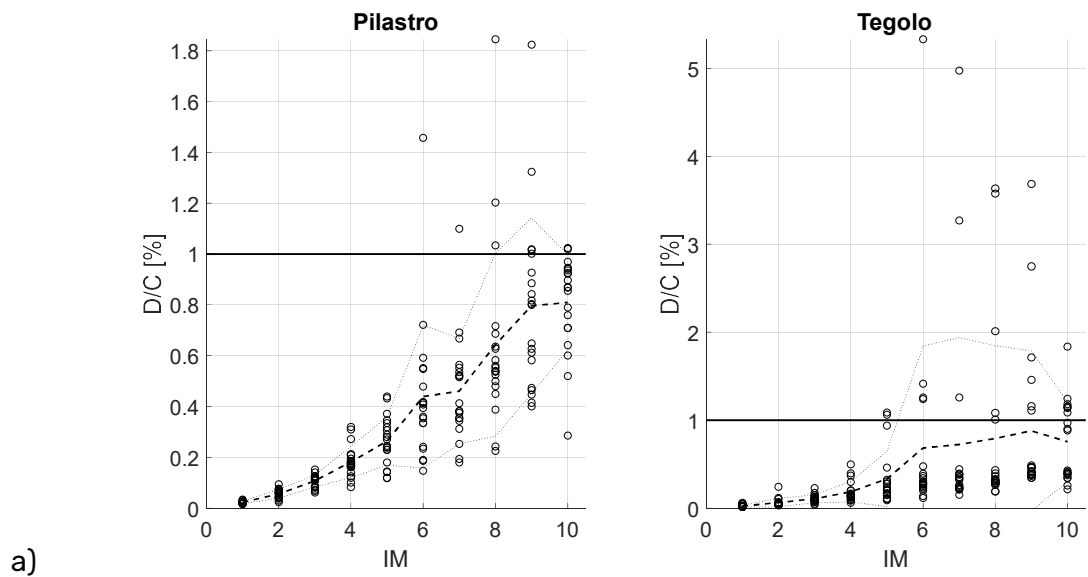
Figura 84 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di salvaguardia di collasso per il caso studio di Milano

Si osserva come solo i modelli M1 e M2, ovvero dove non vi è alcun accorgimento che limiti lo spostamento dei tegoli viene registrato il collasso degli elementi strutturali. In entrambi i casi, il collasso è da ricondursi all'eccessivo scorrimento dei tegoli rispetto all'appoggio realizzato sulla trave.

Il caso studio di Milano, seppur realizzato in un contesto caratterizzato da ridotta sismicità, si è dimostrato pertanto di fondamentale importanza per identificare se e come la modellazione della copertura potesse influire sui risultati. Pertanto, si ritiene che un'adeguata ispezione delle modalità di realizzazione della copertura e la relativa modellazione assumono un valore fondamentale nella definizione del rischio sismico.

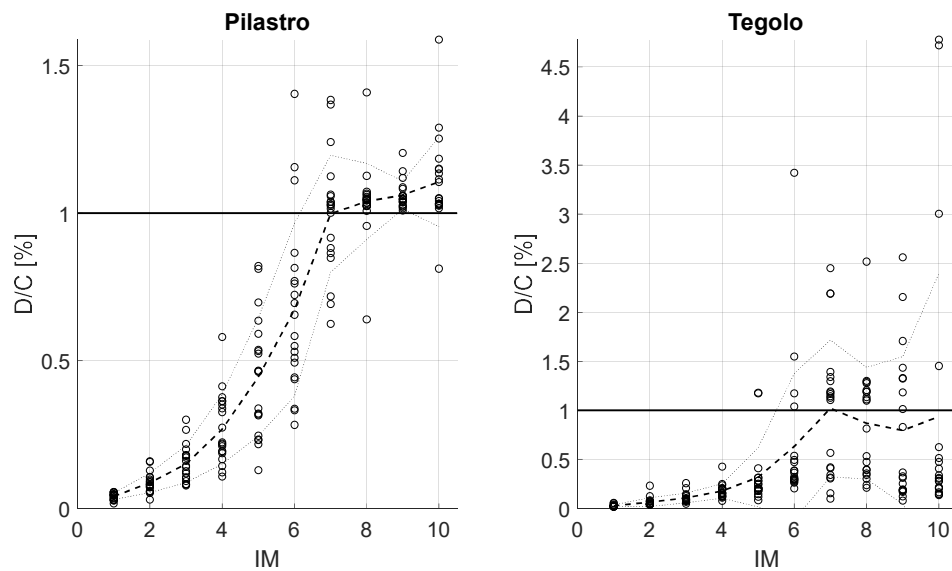
In analogia a quanto visto precedentemente e, spostandoci in zone caratterizzate da una sismicità più elevata, si può osservare in Figura 85 il rapporto domanda/capacità per i siti di Napoli e L'Aquila. Si evidenzia come in entrambi i casi la curva relativa al valor medio (tratteggiata in nero) presenti una tendenza asintotica nelle intensità maggiori. Questo è da ricondursi, come visto precedentemente, alla modellazione che prevede la rimozione dell'elemento in seguito al collasso. È inoltre interessante osservare come nel caso di collasso dei tegoli, per il sito di Napoli, vi siano due differenti gruppi di analisi, la prima caratterizzata da bassi valori di rapporto D/C tutti raggruppati anche nelle intensità maggiori dove non è sopraggiunto il collasso della connessione, mentre i secondi molto più dispersi registrati successivamente al collasso della stessa.

N1 -> SITO NAPOLI, MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA TRAVE E TEGOLO



a)

A1 -SITO L'AQUILA MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA TRAVE E TEGOLO



b)

Figura 85 Rapporto domanda-capacità degli elementi della struttura principale valutati nei modelli relativi ai siti di Napoli (a) e de L'Aquila (b)

Si evidenzia infine come il caso de L'Aquila caratterizzato da una copertura realizzata da connessioni più prestanti rispetto al caso di Napoli, evidenzi uno stato di sollecitazione delle connessioni inferiore che va tuttavia a sovrasollecitare i pilastri portandoli al di là della capacità stessa.

In Figura 86 è possibile osservare il numero di edifici in cui viene registrato il collasso di un elemento strutturale pregiudicando lo stato limite di collasso della struttura.

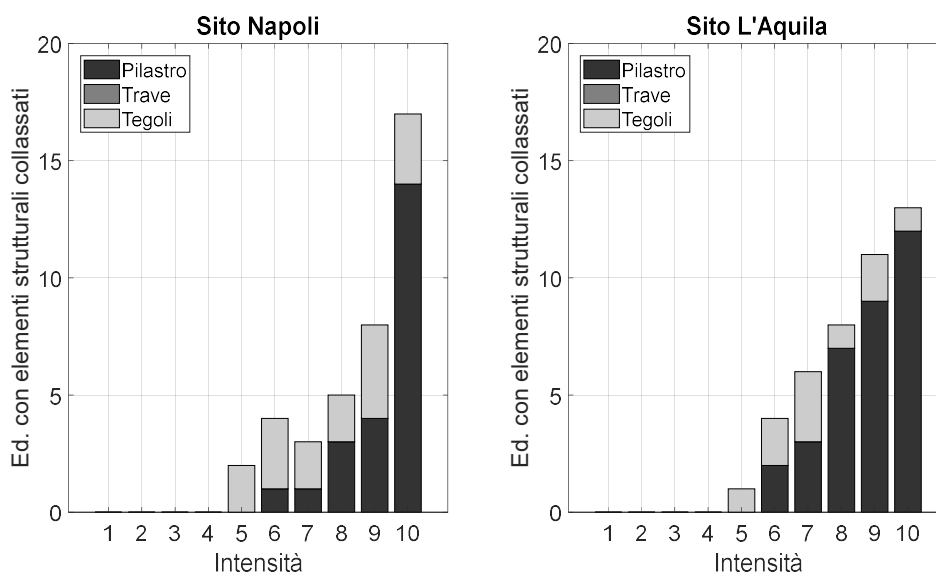


Figura 86 Numero di edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di collasso della struttura per il caso studio di Napoli (a destra) e de L'Aquila (a sinistra)

Con le diverse colorazioni si vuole evidenziare quale sia l'elemento per intensità superiori alla 6 che porta al superamento dello stato limite in oggetto. Si osserva come nella maggior parte dei casi il danno viene a manifestarsi per il raggiungimento delle condizioni ultime del pilastro portando al collasso l'elemento stesso e tutto ciò che esso supporta. Questo aspetto è risentito maggiormente per il caso de L'Aquila dove, come visto precedentemente, la realizzazione della copertura con connessioni più prestanti ha portato alla sovrasolleccitazione del pilastro. Si evidenzia infine come il numero di collassi registrati per il sito de L'Aquila risulti essere inferiore rispetto al caso di Napoli. Si ricorda infatti come il caso de L'Aquila è l'unico tra quelli analizzati in cui si è resa necessaria la riprogettazione degli elementi (capitolo 5.2.3). Si ipotizza pertanto che quest'ultimo aspetto abbia portato un beneficio all'edificio rispetto al caso di Napoli dove la prassi progettuale ed i minimi da normativa sono risultati sufficienti ad incassare il carico sismico.

5.6.3 Valutazione delle perdite economiche

Dopo aver approfondito i risultati relativi al superamento dello stato limite di danno e di collasso della struttura, che assumono un valore fondamentale per garantire un livello minimo di sicurezza per le utenze ed il contenuto dell'edificio, in questa

sezione vogliamo analizzare i costi necessari ed i tempi per il ripristino delle condizioni pre-evento sismico. Per far ciò ci avalliamo della procedura definita ai capitoli 3.1 e 3.3.

La valutazione economica del danno assume infatti un valore fondamentale per quanto concerne l'individuazione di una soluzione di retrofit in grado di ridurre sia il rischio sismico che le perdite economiche ad esso associate. Inoltre tale valore può essere facilmente compreso da chiunque e consente al proprietario di riconoscere e capire, attraverso un'unità di misura a lui nota, il reale rischio sismico della propria struttura. In questo capitolo, in modo analogo a quanto fatto precedentemente, non verrà trattato l'aspetto relativo al retrofit della struttura (che verrà trattato in un capitolo ad esso dedicato), ma andremo a effettuare delle considerazioni in merito a come la modellazione può influire nella definizione delle stesse perdite. Va infine sottolineato come, in merito alle tempistiche necessarie per il ripristino, esse siano da ricondursi alla sola durata del cantiere (da inizio a fine lavori), senza considerare tutte le varie operazioni preparatorie, permessi ecc.

In Figura 87 è possibile osservare il valore delle perdite economiche ed i tempi di inutilizzo della struttura a causa delle operazioni necessarie al ripristino per il caso studio di Milano.

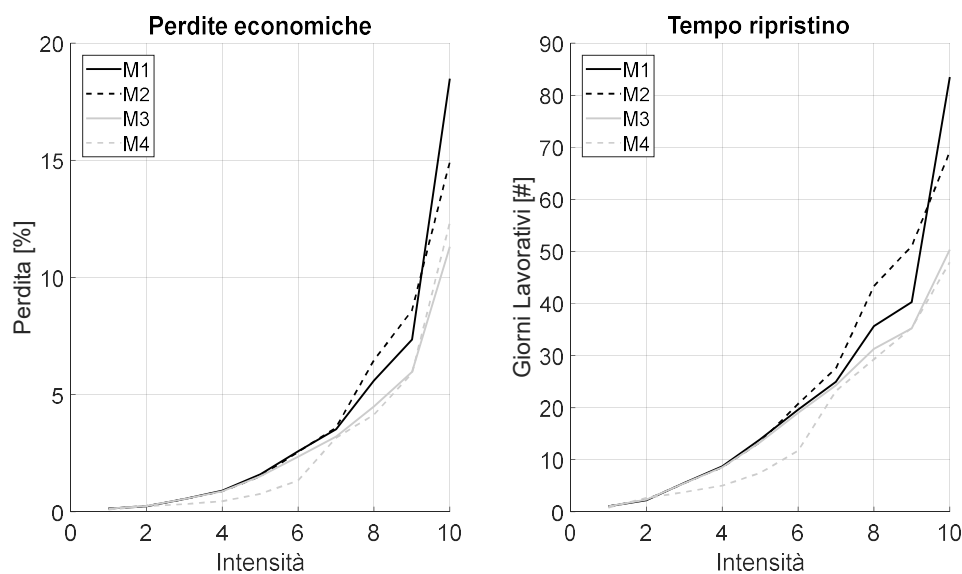


Figura 87 Perdite economiche e tempi necessari al ripristino per i casi studio situati a Milano

Si osserva come nonostante il valore di perdite massimo sia pari a meno del 20% del costo totale della struttura (pari a 350'000 €), al fine di completare le operazioni di ripristino siano necessari 50-80 giorni lavorativi. Si evidenzia ancora una volta come

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

le perdite dirette rappresentino solo una parte delle perdite totali generate dall'evento sismico. Se consideriamo il caso studio relativo ad un edificio prefabbricato, si osserva come in parallelo ad un danno relativamente limitato, si manifesti l'impossibilità della struttura di svolgere la funzione per cui è stata realizzata per un tempo elevato provocando perdite indirette di molto superiori al costo di ricostruzione dell'edificio.

Entrando nel dettaglio si evidenzia un certo parallelismo tra le conclusioni tratte nei capitoli precedenti, relative alla vulnerabilità sismica, e il valor di perdite raggiunto. Si nota come le variazioni relative ai valori di perdite economiche vengano amplificate in termini di tempi di ripristino dell'opera andando ancora una volta ad incidere sul computo delle perdite.

Anche in questo caso si nota una certa somiglianza tra i modelli M1 ed M2, caratterizzati da un valore di perdite elevati; nei modelli M3 e M4 si osserva una riduzione del valore delle perdite di circa il 30% e dei tempi di inutilizzo di circa il 50%. Possiamo pertanto concludere che le analisi effettuate sul modello di Milano evidenziando ancora una volta come la modellazione e i particolari costruttivi facenti parte della copertura giochino un ruolo non trascurabile nella quantificazione degli effetti generati dal sisma.

In Figura 88 vengono proposte le stesse valutazione effettuate per i siti di Napoli e L'Aquila.

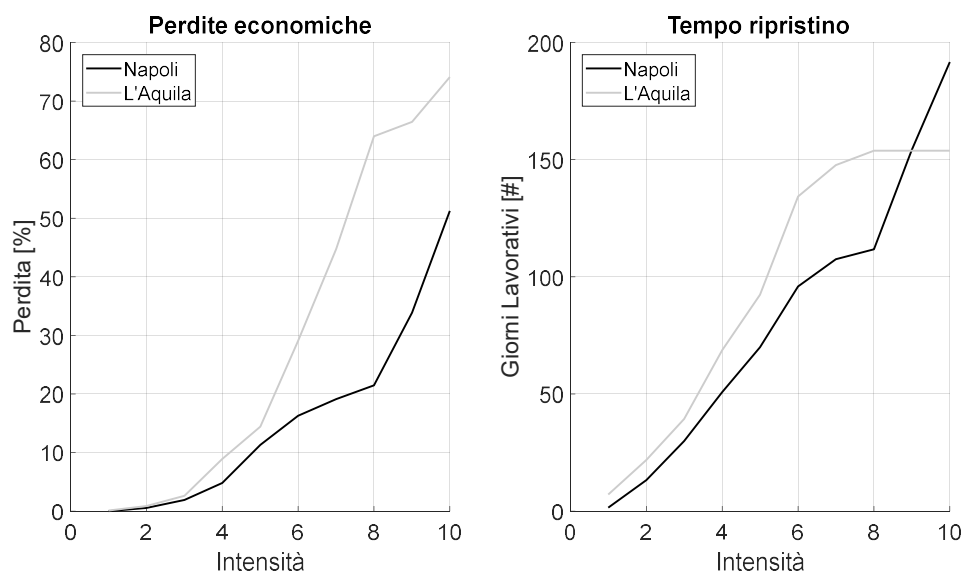


Figura 88 Perdite economiche e tempi necessari al ripristino per i casi studi situati a Napoli e L'Aquila

L'incremento della pericolosità sismica della zona ha portato ad un deciso innalzamento del valore di perdita fino a raggiungere un valore medio pari al 75% del costo dell'intera struttura nel caso de L'Aquila e pari al 50% nel caso di Napoli. Va sottolineato come tali valori di perdite risultino corretti dal punto di vista teorico e scientifico nell'applicazione della procedura, tuttavia in un caso reale tipicamente per valori superiori a 40-50% del costo totale della struttura risulta antieconomico procedere con il ripristino dell'edificio danneggiato e si procede pertanto con la demolizione e ricostruzione ex-novo della struttura. Con queste condizioni si avrebbe un salto netto del valore di perdita dalla condizione al di sotto del valore economicamente vantaggioso al costo totale dell'edificio.

Risulta inoltre particolarmente interessante valutare l'andamento dei tempi medi necessari alla ricostruzione. Ancora una volta si evidenzia come tali tempistiche abbiano un'incidenza enorme sul computo delle perdite indirette. Tuttavia l'aspetto interessante è relativo al fatto che si hanno tempi di ripristino molto più lunghi per il caso dell'intensità 10 di Napoli rispetto al caso della stessa intensità de L'Aquila nonostante il valore delle perdite risulti essere molto inferiore. Questo fenomeno è da ricondursi alla tipologia di danno, infatti analizzando nel dettaglio il caso l'intensità 10 si osserva come nel caso de L'Aquila, in alcune analisi, si ha il collasso totale della struttura. Pertanto le operazioni necessarie al ripristino si limitano alla demolizione e ricostruzione dell'edificio. Ciò non avviene per il caso di Napoli dove, non registrando il collasso dell'intera struttura, la procedura va ad individuare una serie di operazioni necessarie al ripristino degli elementi il cui computo risulta maggiore alla ricostruzione degli elementi stessi.

Questo aspetto non può essere trascurato data l'enorme incidenza delle perdite indirette sulle perdite totali, e dovrà essere accuratamente valutato al fine di determinare la reale convenienza nel ripristino della struttura rispetto alla demolizione e alla ricostruzione. Ciò avvalorava quanto detto precedentemente relativamente alla decisione di demolire e ricostruire al raggiungimento del danno diretto maggiore al 40-50% del costo dell'edificio nuovo.

5.7 Influenza della modellazione delle chiusure perimetrali sui risultati ottenuti

Dopo aver analizzato l'influenza della copertura sui risultati ottenuti, escludendo la modellazione esplicita delle chiusure perimetrali come avviene nella prassi comunemente seguita dai vari progettisti, in questo capitolo vogliamo soffermarci sull'influenza che la modellazione di questi elementi può portare nella risposta globale della struttura. Generalmente gli elementi di chiusura laterale sono caratterizzati da una propria massa (già considerata anche nella modellazione precedente) ma anche da una propria rigidità che porta ad un incremento di rigidità dell'intero sistema con la conseguente riduzione del periodo fondamentale della struttura. Con questa modifica dei parametri dinamici della struttura pare logico attendersi una differente risposta dell'edificio soprattutto nelle intensità più basse dove le sollecitazioni sono tali da recare un danneggiamento a questi elementi ma non il collasso. Ovviamente per le intensità più alte dove anche i modelli precedentemente analizzati coglievano il collasso delle pannellature ci aspettiamo risultati simili. Un ulteriore aspetto che potrebbe influenzare i risultati è legato, soprattutto per i modelli di Milano dove non vi sono accorgimenti tali da garantire un comportamento di piano della copertura, alla rigidità delle connessioni di tali elementi. Infatti considerare una rigidità infinita delle connessioni creerebbe un blocco rigido nella porzione inferiore della struttura creando un vero e proprio controventamento dato dai pannelli. Va tuttavia evidenziato come, in questo caso, non viene considerata una rigidità infinita ma, come descritto nel capitolo 5.3.2 relativo alla modellazioni di tali elementi e la reale rigidità delle connessioni.

Nel proseguo del capitolo, in analogia al precedente verranno pertanto trattate le valutazioni agli stati limite di operatività e di salvaguardia della vita, oltre che alla valutazione economica delle perdite per tutti i modelli precedentemente analizzati ad esclusione del modello M1, in quanto ritenuto irrealistico dal punto di vista della realizzazione ma studiato nel capitolo precedente come caso limite per la valutazione dell'influenza della modellazione della copertura.

5.7.1 Valutazione dei principali EDP e stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali pannelli perimetrali

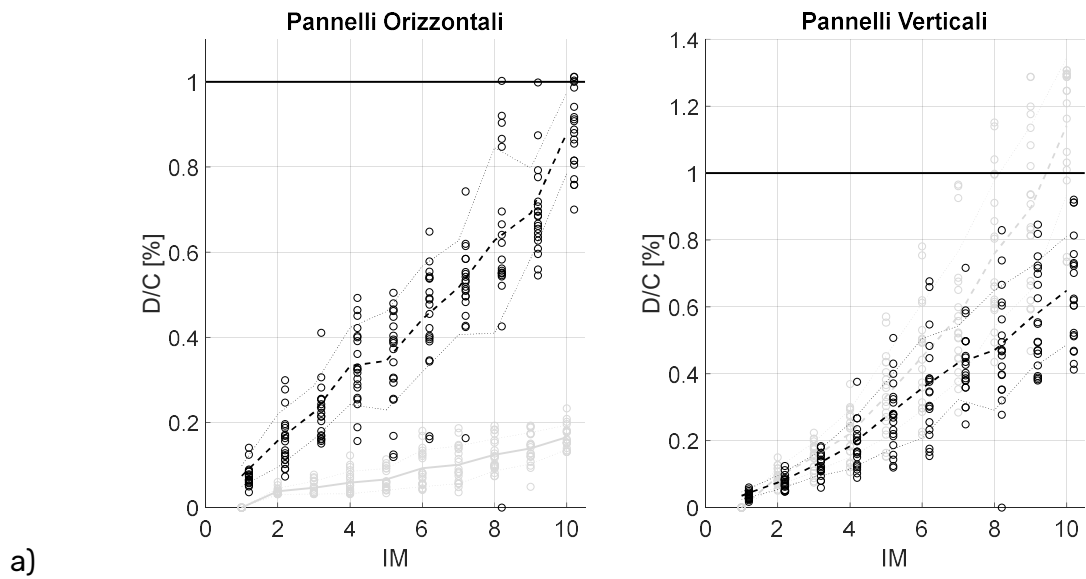
Il primo aspetto analizzato è relativo allo stato limite di danno associato al collasso degli elementi non-strutturali pannelli perimetrali. Va ricordato come questo stato limite sia strettamente collegato alla risposta della pannellatura, pertanto in questo preciso scenario di valutazione ci aspettiamo le maggiori differenze rispetto al caso senza la modellazione esplicita di tali elementi.

In Figura 89 viene proposto il confronto tra le valutazioni fatte in presenza (in grigio) e in assenza (in nero) della modellazione esplicita dei pannelli. In particolare per ogni intensità viene rappresentato il massimo valore del rapporto domanda/capacità per le connessioni delle pannellature orizzontali (a sinistra) e di quelle verticali (a destra).

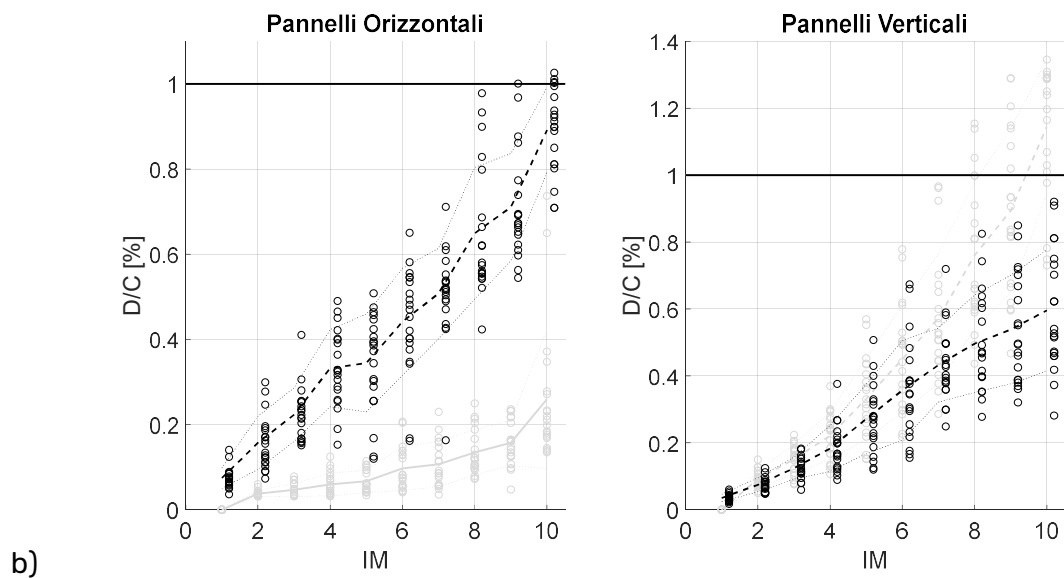
Si osserva come si ha un deciso incremento della domanda nel caso di pannelli orizzontali, tali da pregiudicarne la sicurezza fino al raggiungimento del collasso anche per intensità medie. Questo viene parzialmente giustificato dalle connessioni stesse di tali elementi. Vogliamo ricordare che, nella connessione superiore c'è un limite allo scorrimento del pannello mentre nella porzione inferiore è garantito dall'attrito generato tra la testa del perno di appoggio (che ha il compito di sorreggere il peso dell'elemento) ed il pannello stesso. Questa tipologia di connessioni unite all'elevata massa del pannello fa sì che anche per intensità sismiche medie, si manifestino delle forze d'inerzia tali da attivare lo scorrimento del pannello. Ciò non avviene nel caso dei pannelli verticali dove il vincolo posto alla base blocca lo scorrimento degli stessi mantenendo la domanda delle connessioni strettamente connessa alla risposta strutturale del supporto su cui sono montate. Per questo motivo non si evidenziano differenze significative tra le due tipologie di modellazione per i pannelli verticali.

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

MP2 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA I VARI TEGOLI



MP3 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA TEGOLI E TEGOLI E TRAVE;



MP4 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DELLA CAPPA COLLABORANTE E
ATTRITO NELLA CONNESSIONE TP

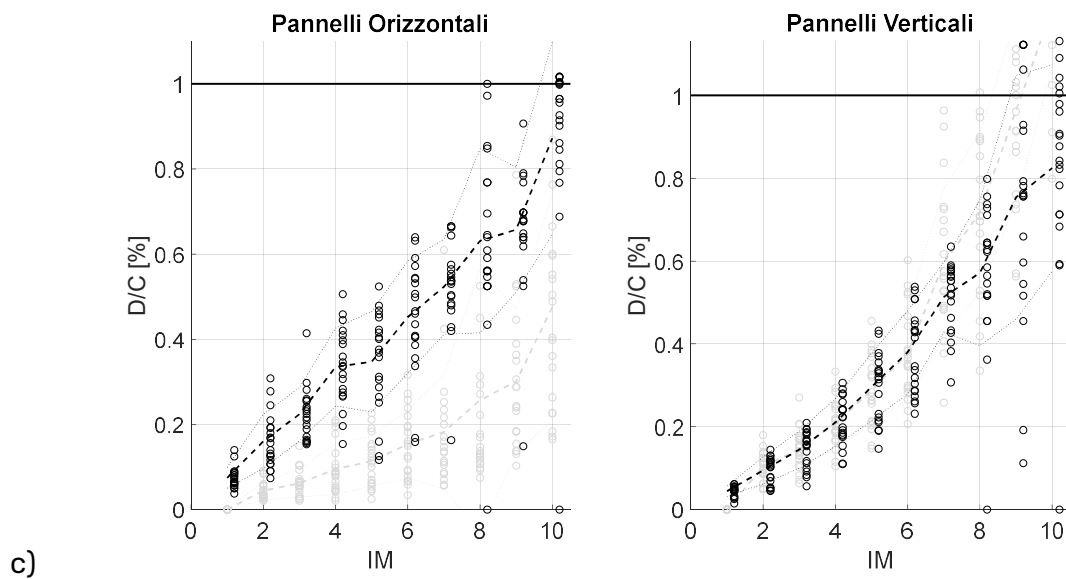
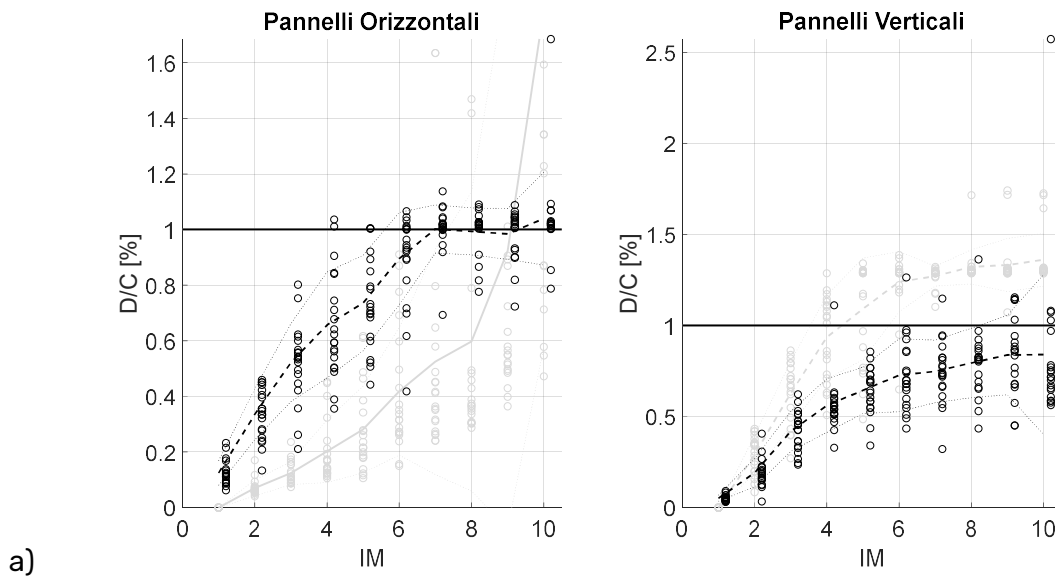


Figura 89 Confronto nel rapporto domanda-capacità tra assenza (in grigio) e presenza della modellazione esplicita (in nero) dei pannelli di chiusura perimetrale valutati nei modelli MP2 (a), MP3 (b), MP4 (c).

Risultati molto simili (n Figura 90) vengono evidenziati anche nei modelli caratterizzati da un'intensità sismica più elevata e, dalla presenza di connessioni meccaniche nella copertura. Per entrambi i casi si osserva una forte differenza nelle intensità intermedie mentre nelle intensità più alte si evidenzia un asintoto orizzontale generato dalla rimozione dell'elemento a seguito del collasso dello stesso.

5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

NP1 -> SITO NAPOLI, MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA TRAVE E TEGOLO



AP1 -SITO L'AQUILA MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA TRAVE E TEGOLO

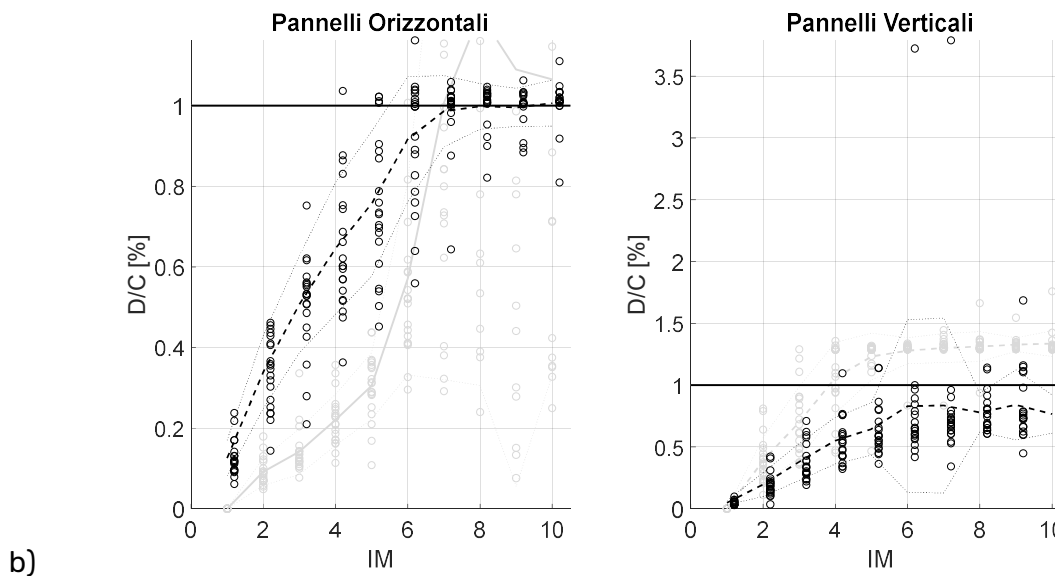


Figura 90 Confronto nel rapporto domanda-capacità tra assenza (in grigio) e presenza della modellazione esplicita (in nero) dei pannelli di chiusura perimetrale valutati nei modelli NP1 (a), AP1 (b)

In Figura 91 è possibile osservare il numero di edifici che ha raggiunto e/o superato lo stato limite di danno della struttura.

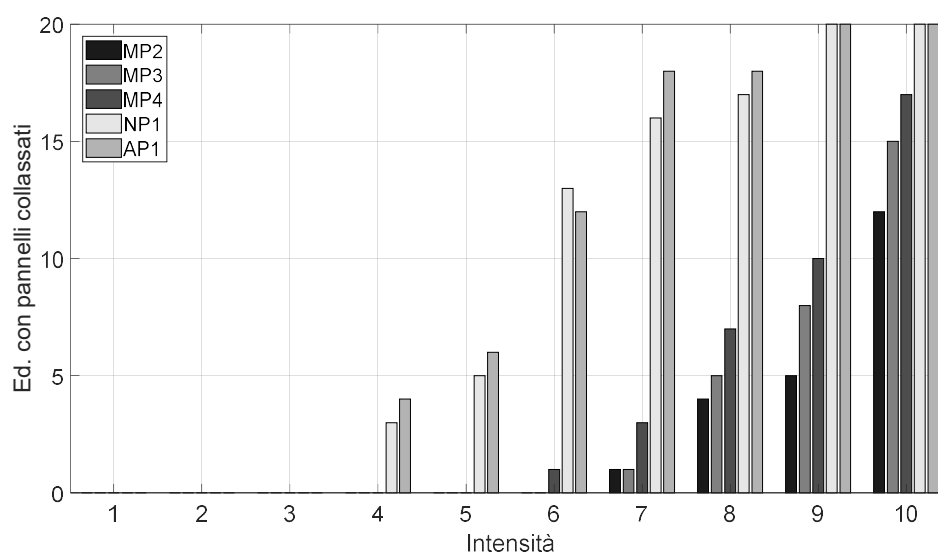


Figura 91 Edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di danno della struttura

In conclusione possiamo affermare che la modellazione esplicita dei pannelli evidenzia una sovrasollecitazione dei pannelli orizzontali e una leggera sotto sollecitazione dei pannelli verticali in quanto la modellazione esplicita di questi elementi fa sì che l'elemento stesso segua la struttura riducendo il valore di spostamento relativo tra i due elementi.

5.7.2 Valutazione dei principali EDP e stato limite di collasso locale o globale della struttura

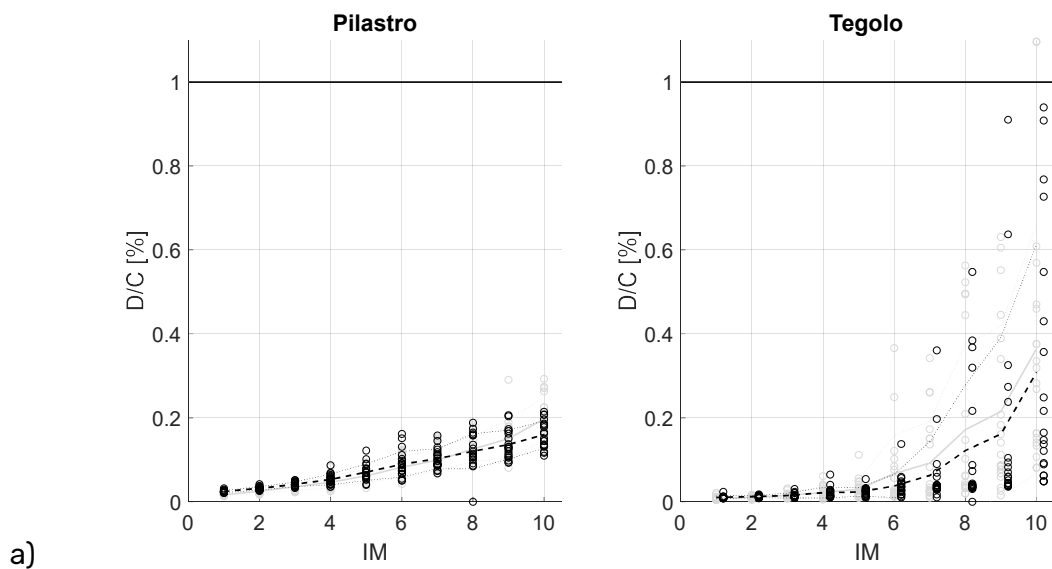
Valutato lo stato di operatività della struttura, in questa sezione verrà esaminato lo stato di collasso globale o locale della struttura strettamente connesso al collasso dei principali elementi strutturali dell'edificio. Viene pertanto esaminato il rapporto domanda/capacità dei pilastri e della copertura. In particolare viene riportato come valore di riferimento il collasso dei tegoli, già valutato precedentemente come l'elemento più vulnerabile della copertura, ad eccezione del modello MP4, dove la realizzazione di un impalcato rigido e l'introduzione dell'attrito nella connessione TP sposta la vulnerabilità in quest'ultimo elemento.

In Figura 92 vengono riportati i risultati con il relativo confronto rispetto al caso già descritto nel capitolo 5.6, per tutti i modelli analizzati. Si osserva come si ha una sostanziale differenza nei casi in cui vi è un comportamento di impalcato collegato (modelli MP4, NP1 e AP1), dove si evidenzia una leggera sovrasollecitazione degli

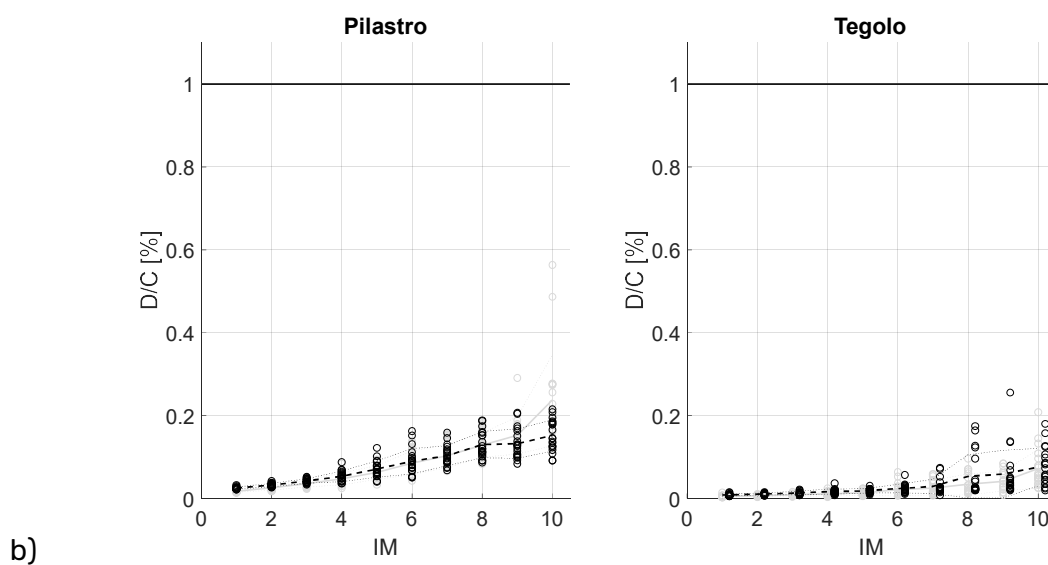
5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI

elementi rispetto ai casi MP2 e MP3; questi ultimi caratterizzati da una maggior flessibilità della copertura, evidenziano una leggera riduzione della sollecitazione o non presentano differenze sostanziali rispetto a quanto visto precedentemente.

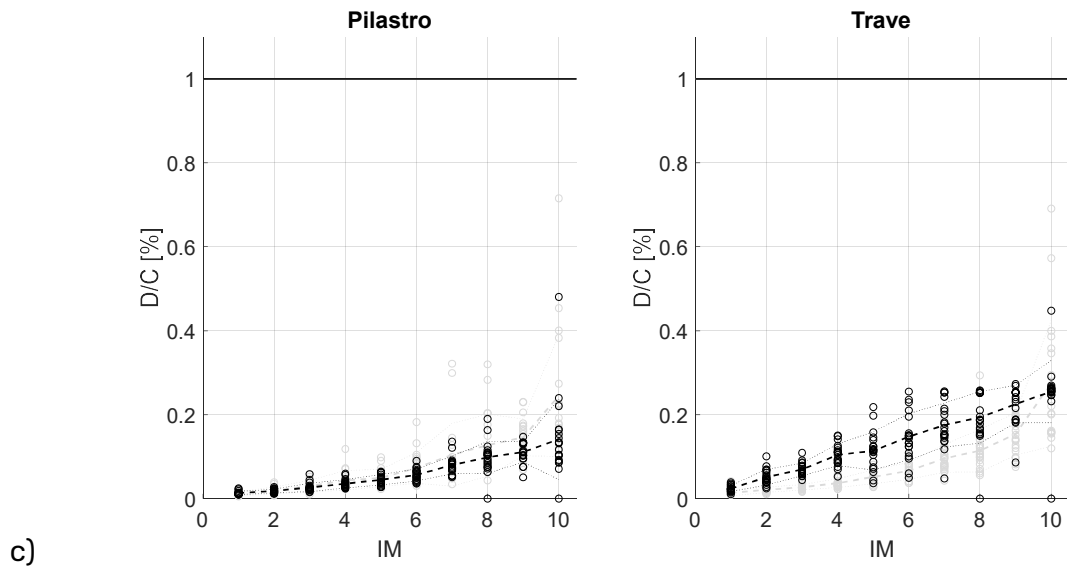
MP2 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA I VARI TEGOLI



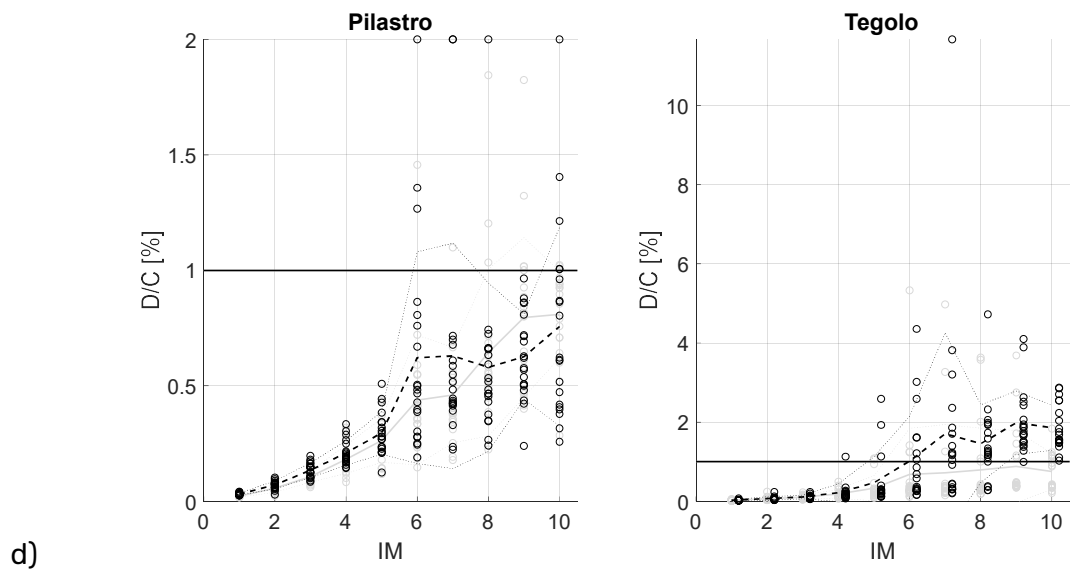
MP3 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DEL CONTATTO RELATIVO TRA TEGOLI E TEGOLI E TRAVE;



MP4 -> SITO MILANO, MODELLO CON IMPLEMENTAZIONE DELLA CAPPA COLLABORANTE E
 ATTRITO NELLA CONNESSIONE TP



NP1 -> SITO NAPOLI, MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA
 TRAVE E TEGOLO



AP1 –SITO L'AQUILA MODELLO CON LA REALIZZAZIONE DI CONNESSIONI MECCANICHE TRA TRAVE E TEGOLO

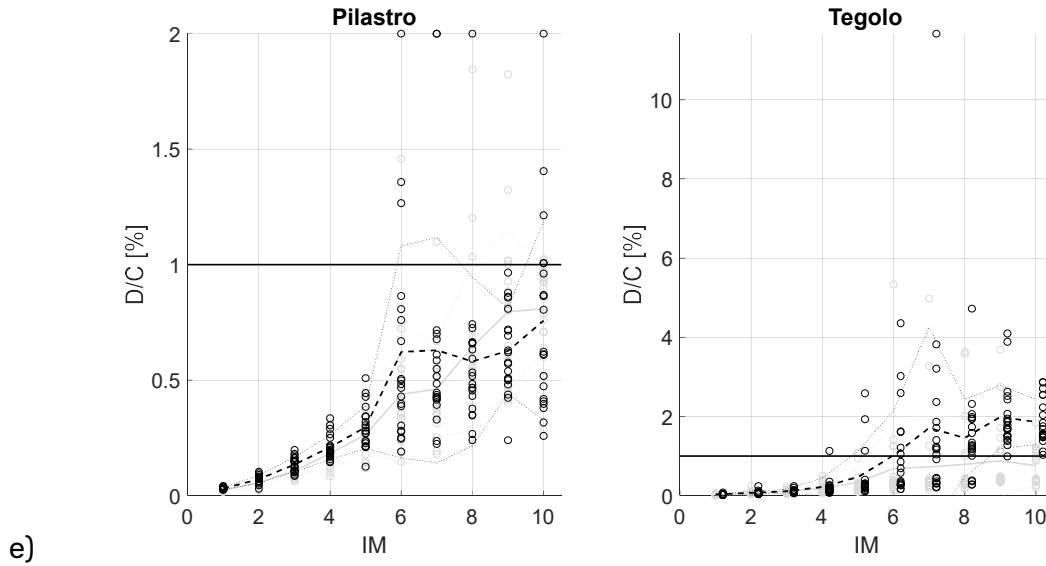


Figura 92 Confronto nel rapporto domanda-capacità tra assenza (in grigio) e presenza della modellazione esplicita (in nero) dei pannelli di chiusura orizzontali e verticali nei modelli MP2 (a), MP3 (b), MP4 (c), NP1(d) e AP1(e)

In Figura 93 è possibile osservare il numero di edifici in cui è stato raggiunto e/o superato lo stato limite di collasso globale o locale della struttura. Rispetto alla modellazione proposta nel paragrafo 5.7, non si registrano particolari differenze ad eccezione della comparsa di un nuovo collasso per il caso di Napoli nell'intensità.

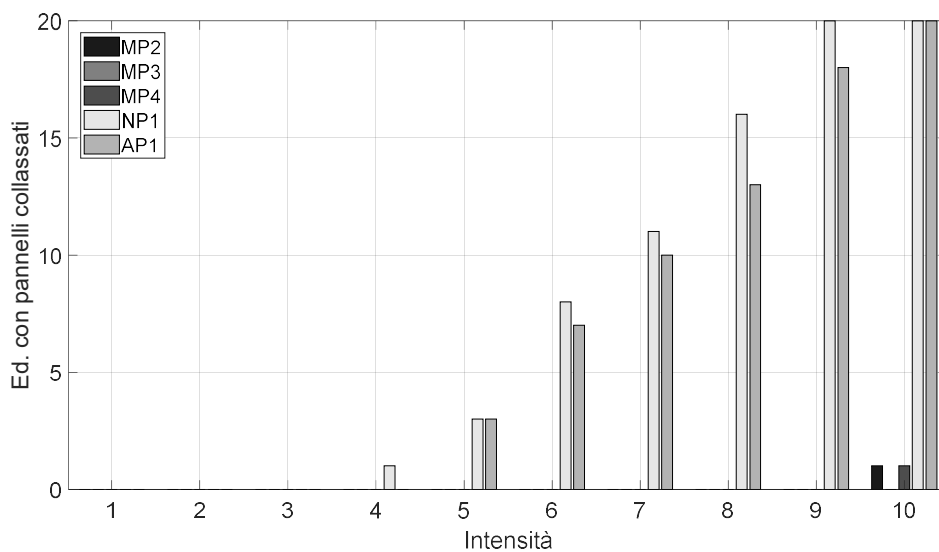
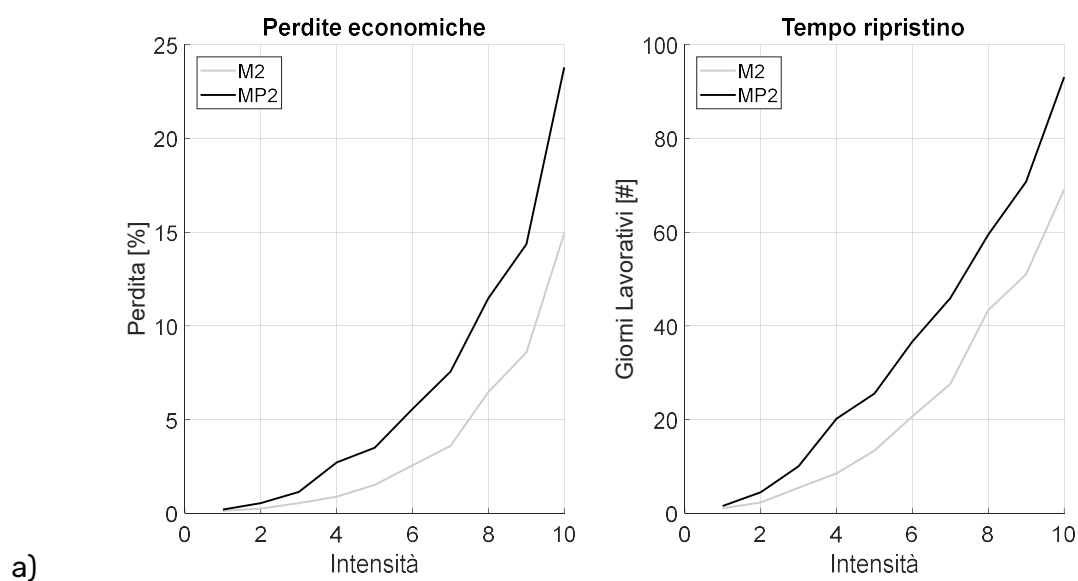


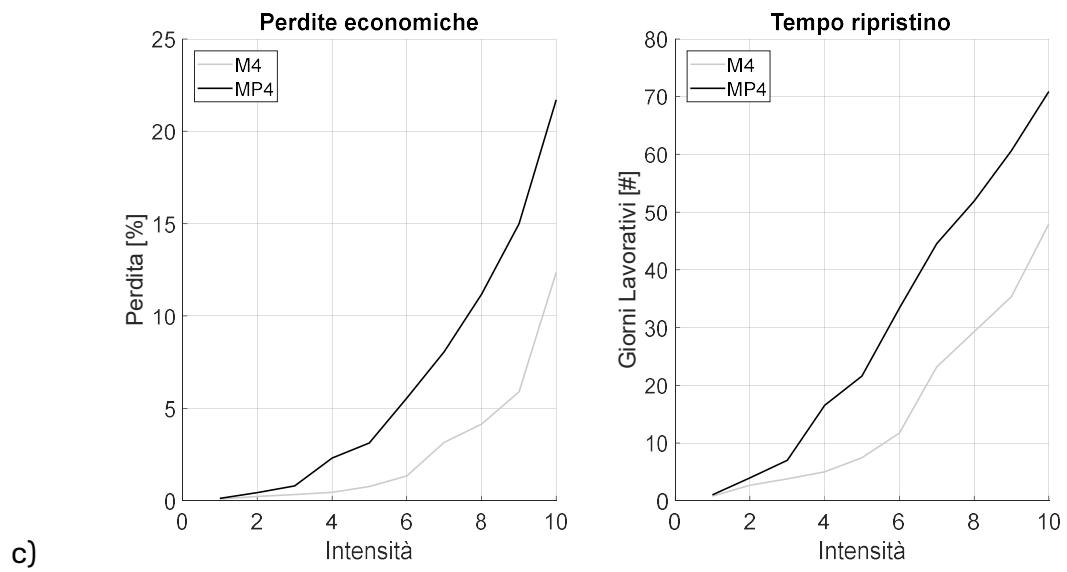
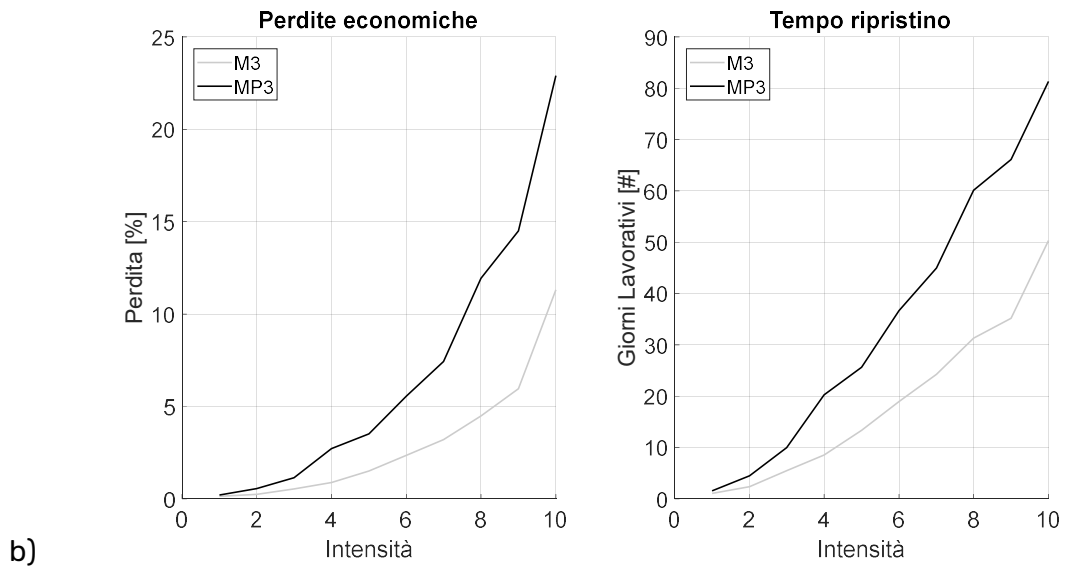
Figura 93 Edifici in cui è stato raggiunto o superato lo stato limite di collasso della struttura

5.7.3 Valutazione delle perdite economiche

Come ultimo aspetto viene effettuato il confronto in termini di perdite economiche e tempo di inutilizzo della struttura a causa delle operazioni di ripristino. Ovviamente il già analizzato incremento della vulnerabilità nei confronti dello stato limite di danno porta ad un deciso incremento sia delle perdite che del tempo necessario del ripristino. In Figura 94 vengono riportati i confronti tra i valori ottenuti con la modellazione esplicita dei pannelli e i precedenti risultati. È interessante osservare come la differenza di perdite e soprattutto del tempo necessario al ripristino crescano fino al valore di intensità 5 nei casi di Milano, mentre di intensità 2 per i casi di Napoli per poi assestarsi su un delta costante. Ciò è riconducibile a quanto osservato nei capitoli 5.7.1 e 5.7.2 dove si è osservato un importante incremento delle vulnerabilità, abbassando l'intensità associata al collasso dei pannelli, mentre non si osservano differenze significative nella valutazioni relative al collasso della struttura. Questo viene inoltre confermato dal caso de L'Aquila dove solo per intensità inferiori a 6 la modellazione esplicita dei pannelli porta ad un innalzamento delle perdite; va tuttavia sottolineato come i risultati per le intensità maggiori (riportati tratteggiati) non possano essere ritenuti affidabili per problemi legati all'instabilità numerica del modello ad elementi finiti causati da un'eccessiva rimozione di elementi (si verifica infatti il collasso di tutti i pannelli e molti elementi della struttura).



5. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN EDIFICI PREFABBRICATI ESISTENTI



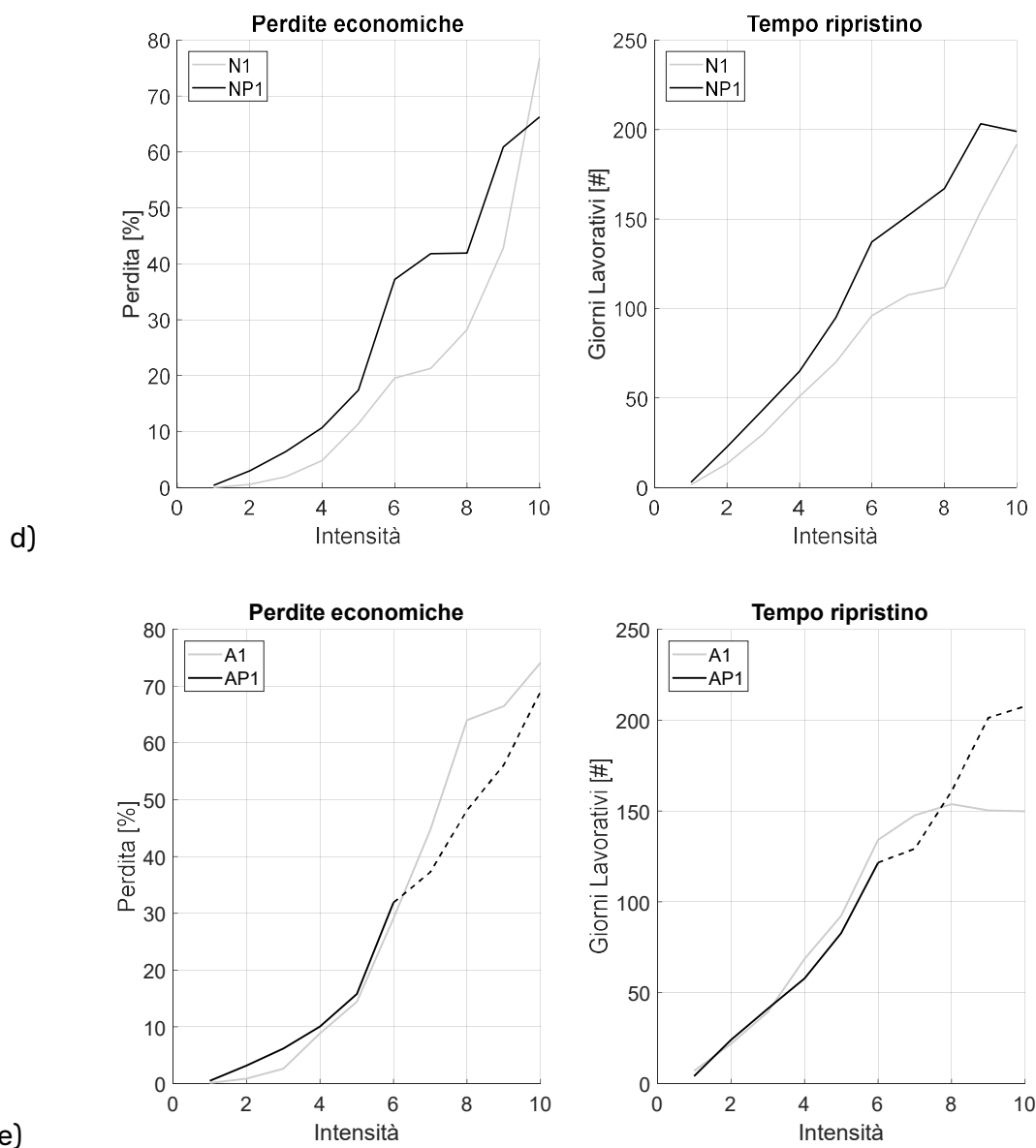


Figura 94 Confronto in termini di perdite economiche e tempo di inutilizzo tra modelli contenenti l'implementazione esplicita dei pannelli (in nero) e la modellazione tipicamente utilizzata dai professionisti (in grigio) per i casi studio MP2, MP3, MP4, NP1, AP1

5.8 Considerazioni finali

All'interno di questo capitolo si è cercato di analizzare l'influenza della modellazione ad elementi finiti del rischio sismico delle strutture considerate. Per far ciò sono stati individuati tre differenti siti, a pericolosità sismica crescente, all'interno dei quali si è deciso di considerare un edificio di riferimento definito attraverso un progetto simulato a partire dai dettagli progettuali dell'epoca (anni '80), per analizzare sia il rispetto delle normative vigenti, sia per avere dei modelli che si avvicinassero il più possibile alla rappresentazione della tipologia dell'edificio considerata.

Dopo aver esposto le modalità di modellazione possibili, studiandone differenti varianti soprattutto nel caso di Milano, dove la non classificazione sismica della zona ha consentito di effettuare più ipotesi sulla realizzazione della copertura, si è deciso di procedere in primo luogo modellando le strutture in modo analogo a quanto fatto tutt'oggi dagli studi professionali, ovvero modellando in maniera esplicita tutte le parti strettamente connesse alla struttura ed inserendo i vari elementi secondari come sole masse partecipanti al sisma, per poi procedere in modo più raffinato modellando esplicitamente anche questi elementi. Dalle analisi condotte si è osservata una certa incapacità da parte delle normative dell'epoca di quantificare in modo corretto le azioni sismiche, sia per lo stato limite di danno che per lo stato limite ultimo. In particolare dalla fase di verifica e riprogettazione della struttura si è osservato come solo nel caso del sito de L'Aquila le azioni sismiche fossero tali da dover modificare la geometria dei principali elementi resistenti; in tutti gli altri casi la pratica progettuale risultava più che sufficiente per resistere ai carichi previsti da normativa. Tuttavia, nonostante gli edifici risultassero adeguatamente progettati, le analisi hanno riscontrato numerosi casi di collasso degli elementi strutturali tali da mettere a repentaglio l'operatività della struttura nonché la sicurezza delle utenza che fruiscono della stessa. In particolare si osserva il primo caso di collasso della struttura per intensità del sisma pari all'intensità 10, nel caso studio di Milano (0.114 g) e per le intensità 6 e 5 rispettivamente per Napoli (0.119 g) e L'Aquila (0.124 g).

Un ulteriore step di studio si è focalizzato sulla modellazione degli elementi secondari, in questo caso rappresentati da pannelli prefabbricati sia verticali che orizzontali. Tutte le analisi condotte hanno evidenziato come la modellazione di tali elementi non va modificare in modo significativo le conclusioni effettuate precedentemente per quanto riguarda lo stato limite ultimo della struttura ma ha importanti effetti per quanto riguarda lo stato limite di danno della stessa. Un caso particolarmente significativo è rappresentato dai casi studio di Milano dove, in assenza della modellazione dei pannelli non veniva colto il collasso dei pannelli orizzontali. Attraverso la modellazione degli stessi si è potuto osservare un forte incremento dei collassi di questi elementi già per intensità sismiche medie. Viceversa non si sono colte particolari differenze per quanto riguarda i pannelli verticali. Il risultato di questa modellazione ha pertanto portato ad un decisivo incremento delle perdite economiche per eventi di medio bassa intensità, con effetti

non trascurabili nella determinazione delle perdite ed i relativi tempi di inutilizzo della struttura.

5.9 Riferimenti

Bachmann J.A., Vassiliou M.F, Broccardo M., Stojadinovic B. Strand M. (2019), "Modelling of rocking structures: Are our models good enough?" 2nd International Conference on Natural Hazards & Infrastructure 23-26 June, 2019, Chania, Greece.

Baraschino R. Balzopoulos G. Ierolino I (2020) "R2R-EU: Software for fragility fitting and evaluation of estimation uncertainty in seismic risk analysis". DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soldyn.2020.106093>.

Belleri A., Torquati M., Riva P. (2013), "Finite Element Modeling of "Rocking Walls"", COMPDYN 2013. Proceedings of the 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece. June 12-14.

Belleri A., Torquati M., Marini A., Riva P. (2016), "Horizontal cladding panels: in-plane seismic performance in precast concrete Buildings" Bulletin of Earthquake Engineering.

Belleri A., Castelli S., Passoni C., Marini A., Riva P., (2018), "Over-stress in the connections of precast cladding panels due to out-of plane displacements" ANIDIS 2019 - XVIII Convegno L'ingegneria sismica in Italia, 15 settembre 2019 - 19 ottobre 2019.

Belleri A., Cornali F., Passoni C., Marini A., Riva P., (2018), "Evaluation of out-of-plane seismic performance of column-to-column precast concrete cladding panels in one-storey industrial buildings", Earthquake Engng Struct Dyn. 2018;47:397-417. DOI: 10.1002/eqe.2956

Bressanelli M.E., Belleri A. Riva P. Magliulo G. Belotti D. Dal Lago B. (2019), "Effects of Modeling Assumptions on the Evaluation of the Local Seismic Response for RC Precast Industrial Buildings" 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.

C.N.R. 86, "Prefabbricazione e strutture prefabbricate" Consiglio Nazionale delle Ricerche 1986, n°10025.

Dal Lago B., Toniolo, G., Felicetti, R., Lamperti Tornaghi, M. (2017). "End support connection of precast roof elements by bolted steel angles", Structural Concrete, 18(5), 755-767.

Decreto n. 292 18 ottobre 1978, "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"

Decreto Ministeriale n. 108, pubblicato su gazzetta ufficiale il 24 gennaio 1986, "Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche".

Mpampatsikos V., Bressanelli M.E., Belleri A., Nascimbene R. (2020), "A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls", Engineering Structures 212:110513 DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110513

Roberto Scotta, Lorenzo De Stefani, Renato Vitaliani (2015), "Passive control of precast building response using cladding panels as dissipative shear walls", Bulletin of Earthquake Engineering: Volume 13, Issue 11, Page 3527-3552, DOI: 10.1007/s10518-015-9763-9

Sorace S., Terenzi G., Bitossi C., Mori E. (2017), "Modelling of Rocking and Sliding Effects in the Seismic Analysis of a Free-Standing Column", Latin American Journal of Solids and Structures 14(10):1804-1815, DOI: 10.1590/1679-78253541.

Zoubek B., Fischinger M., Isakovic T. (2016), "Cyclic response of hammer-head strap cladding-to-structure connections used in RC precast building" Engineering Structures 119 (2016) 135-148

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

Dopo aver analizzato nel dettaglio l'influenza che la modellazione può portare nella definizione dei risultati finali, in questa sezione si vuole approfondire il tema relativo alle valutazioni semplificate delle perdite economiche ed eventuali soluzioni di retrofit utili a limitare queste ultime.

Come ben sappiamo l'Italia è caratterizzata da un importante patrimonio immobiliare esistente, spesso progettato in assenza o con una notevole carenza di normative sismiche. Ciò ha generato una forte vulnerabilità degli edifici nei confronti della sollecitazione sismica, ed in genere il verificarsi di questi eventi genera un impatto notevole sull'economia delle aree colpite. Un esempio recente lo si è osservato in seguito al sisma che nel 2012 ha colpito le aree dell'Emilia Romagna, in particolare la provincia di Modena, dove le conseguenze sulle strutture prefabbricate sono risultate di forte impatto.

Questo capitolo si pone pertanto l'obiettivo di applicare le procedure descritte nei paragrafi 3.1 e 3.3 ad un caso studio. Per verificarne la validità verrà inoltre proposta la stima mediante procedure semplificate per la quantificazione del danno ed infine, in funzione delle vulnerabilità riscontrate, verrà proposta una strategia di retrofit cercando di soddisfare un duplice obiettivo incrementare la sicurezza della struttura e ridurre il valore delle perdite economiche in caso di evento sismico.

L'importanza di avere una procedura semplificata in grado di quantificare il valore delle perdite è fondamentale per permettere al progettista di confrontarsi con l'eventuale cliente, che tipicamente non dispone di un background tecnico, trattando il problema del rischio con unità di misura comuni e facilmente comprensibili da tutti. L'output finale della procedure si pone pertanto di fornire valori comuni di facile comprensione anche per persone non tecniche, ovvero:

- Valore di perdita media annua espresso in €/anno;
- Tempo di inutilizzo della struttura espresso in giorni;
- Tempo di ritorno dell'intervento di retrofit espresso in anni.

6.1 Descrizione del caso studio

Il caso studio considerato per la validazione della procedura differisce dai casi fino ad ora analizzati. Innanzitutto si è deciso di ridurre la dimensione in pianta dell'edificio, rendendolo compatibile con le esigenze di un'impresa dalle dimensioni medio piccole. Pertanto l'edificio presenta una dimensione in pianta complessiva pari a 15 metri in direzione trasversale, realizzati mediante un'unica campata, e 24m in direzione longitudinale, realizzati mediante la successione di 4 campate poste ad interasse di 6m. L'altezza dei pilastri, aventi sezione 50x50cm ed armati con 2 ϕ 20 raggruppati ad ogni angolo della sezione, è pari a 6 m. Va inoltre evidenziato come in prossimità della quota di 4.5m sia collocata una mensola a sbalzo utile al posizionamento del carroponete, il che rappresenta un elemento di novità rispetto ai modelli precedenti. Il carroponete, installato su binari a loro volta supportati da profili commerciali (HE400) realizzati in acciaio S275, presenta una massa di 5000kg ed è in grado di sollevare un carico pari a 9kN. In Figura 95 è possibile osservare la geometria dei principali elementi costituenti la struttura principale. Si evidenzia come la trave di copertura presenti una luce complessiva di 15m, realizzata mediante sistema a doppia pendenza con sezione ottimizzata per massimizzare la resistenza e ridurre il peso. Il collegamento ai pilastri viene realizzato attraverso due spinotti ϕ 14. Tra le superfici di contatto viene interposto un foglio di neoprene. Gli elementi di copertura, realizzati mediante tegole a sezione doppio T, vengono invece collocati al di sopra della trave e la trasmissione delle forze orizzontali avviene per semplice attrito.

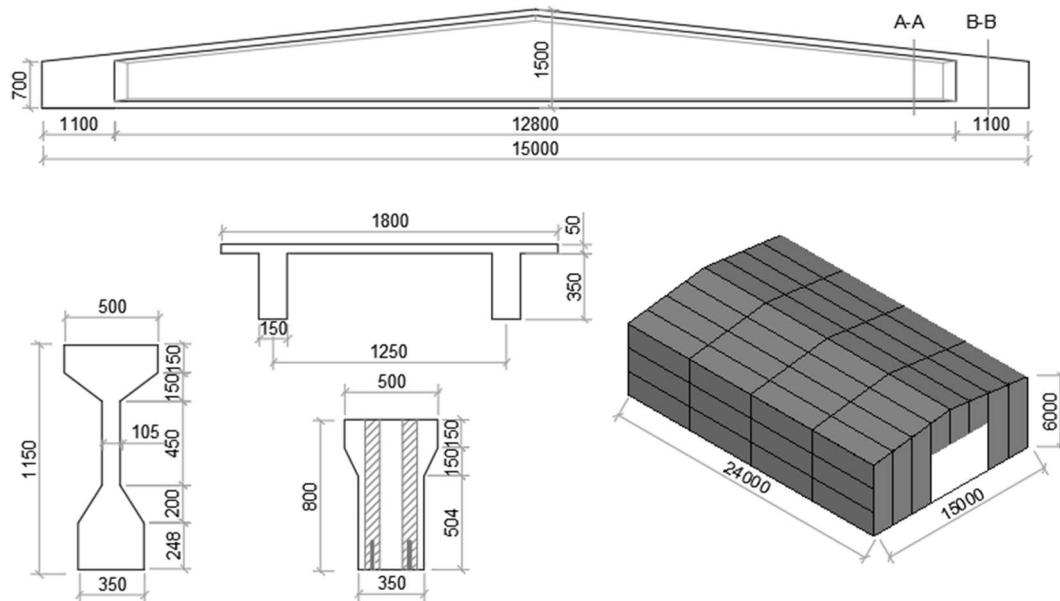


Figura 95 Principali caratteristiche dimensionali degli elementi costituenti il caso studio considerato

Per quanto riguarda la chiusura perimetrale della struttura, vengono installati otto pannelli prefabbricati verticali nella direzione trasversale dell'edificio, vincolati al terreno e alla trave d'estremità, mentre in direzione longitudinale vengono installate tre file di pannelli orizzontali ancorati ai pilastri.

Il dimensionamento dei principali elementi della struttura è stato effettuato considerando i soli carichi verticali, in assenza di qualsiasi tipo di normativa sismica. Va sottolineato come la presenza del carroponete contribuisca ad aumentare l'armatura presente nei pilastri a causa del momento flettente aggiuntivo introdotto dalla presenza del carico eccentrico rispetto all'asse del pilastro.

Dal punto di vista dei materiali, come spesso accade nei capannoni prefabbricati, ci troviamo d'innanzi ottime resistenze meccaniche con una resistenza a compressione media del calcestruzzo pari a 53 MPa e una resistenza a trazione media dell'acciaio pari a 550 MPa.

L'edificio è ipoteticamente collocato a L'Aquila suolo di tipo C [N.T.C. 2018], pertanto è stato individuato un set d'accelerogrammi, raggruppati in 9 intensità, all'interno delle quali sono presenti 10 differenti accelerogrammi uniformati al periodo principale della struttura pari a circa 1.5s [Baker 2011]. Le nove intensità individuate si riferiscono al periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 30, 50, 72, 101, 140, 201,

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

475, 975 e 2475 anni. In Figura 96 è possibile osservare il valore dello spettro di risposta degli accelerogrammi considerati ed il confronto con quanto previsto dall'attuale normativa Italiana. Si osserva una buona corrispondenza nel confronto tra spettro medio e spettro da normativa nell'intorno del periodo fondamentale della struttura stimato in 1.5s. Tali accelerogrammi fanno parte di un'apposita selezione individuata per lo sviluppo del progetto Reluis – linea DBLA inerente alle strutture prefabbricate.

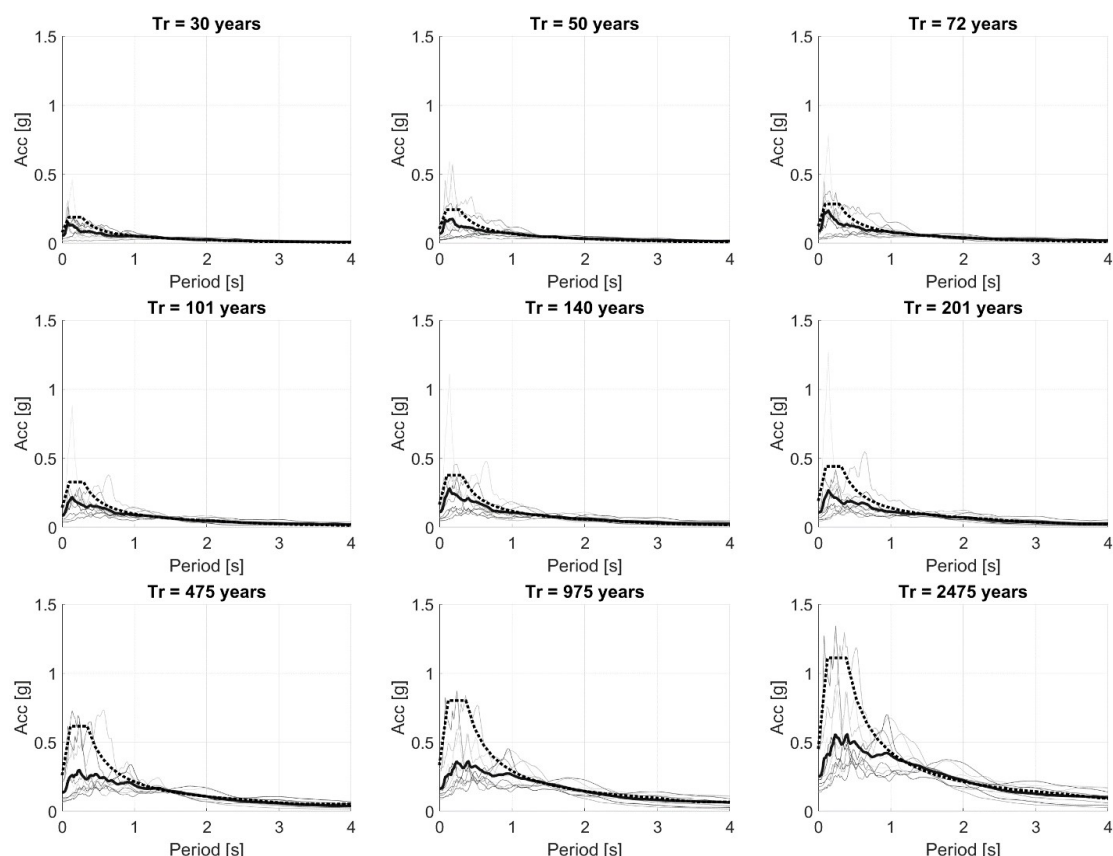


Figura 96 Spettro di risposta degli accelerogrammi utilizzati per l'analisi con relativo valore medio e riferimento normativo [NTC 2018]

6.1.1 Valutazione delle principali vulnerabilità della struttura

Anche la struttura considerata come caso studio, in modo analogo per quanto avviene per ogni tipologia di costruzione prefabbricata, è caratterizzata da una serie di vulnerabilità locali. Al fine di quantificare a pieno le perdite economiche risulta indispensabile individuare le varie tipologie di collasso e stimare le conseguenze che quest'ultime hanno sull'intera struttura. In generale possiamo dire che esistono differenti tipi di vulnerabilità, ovvero:

- Vulnerabilità strettamente collegate alla struttura principale che possono portare al collasso degli elementi supportati fino al collasso dell'intero edificio;
- Vulnerabilità degli elementi di chiusura perimetrale che, seppur non partecipando direttamente alla risposta strutturale, possono compromettere con il loro collasso la sicurezza e l'operatività dell'edificio;
- Vulnerabilità degli elementi accessori, come ad esempio le vie di corsa del carroponete o il carroponete stesso, che, in seguito al danneggiamento, non portano a particolari problemi in termini di sicurezza della struttura (a esclusione del collasso) ma compromettono l'operatività dell'edificio incrementando il valore di perdite.

In questo lavoro verranno trattati i valori di perdite relativi esclusivamente ai primi due punti, soffermandoci in modo approfondito su tutti gli elementi che possono portare ad un pericolo per le utenze contenute all'interno dell'edificio. Ecco quindi che le maggiori vulnerabilità sono da ricondursi agli elementi facenti parte della struttura e di chiusura nei confronti dell'ambiente esterno. In Tabella 25 sono contenuti i principali parametri utilizzati nella determinazione e successiva quantificazione economica del danno nonché del tempo necessario al ripristino.

Tabella 25 Definizione dei principali parametri di perdita per le vulnerabilità riscontrate

Elemento	Danno	EDP	Costo [€]	Operazioni necessarie al ripristino	Tempo [h]
Pilastro	DS1 Fessurazione	0.0037 [rad]	64.22	Iniezioni	2.5
	DS2 Espulsione copriferro	0.0290 [rad]	261.09	Demolizione copriferro	1.5
				Iniezione	2.5
				Ricostruzione copriferro	1.85
	DS3 Collasso	0.0350 [rad]	1439.31	Demolizione	2.8
				Scavo	2.5

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

				Getto Magrone	0.5	
				Posa pilastro e fondazione	12	
				Iniezione malte HP	2.5	
				Rinterro	2	
Spinotto	DS1 Fessurazione	0.0091 [m]	77.07	Iniezioni	3	
	DS2 Espulsione copriferro	0.0111 [m]	202.45	Demolizione copriferro	1.5	
				Iniezione	3	
				Ricostruzione copriferro	3.4	
	DS3 Rottura Spinotto	0.028 [m]	354.27	Demolizione copriferro	1.5	
				Iniezione	3	
				Ricostruzione copriferro	3.4	
				Realizzazione nuova connessione	4	
	DS4 Collasso	0.20 [m]	391.96	Demolizione copriferro	1.5	
				Iniezione	3	
				Ricostruzione copriferro	3.4	
				Realizzazione nuova connessione	4	
				Rifacimento testa del pilastro	1	
	Trave	DS3 Collasso	0.20 [m]	6471.58	Demolizione	8.5
					Posa nuova trave	8

Connessioni meccaniche (*)	DS1 Snervamento connessione	0.01 [m]	34.53	Rimozione connessione snervata	0.66
		0.035 [m]		Realizzazione nuova connessione	1
	DS2 Collasso connessione	0.045 [m] 0.055 [m]	48.14	Rimozione connessione snervata	0.66
				Ripristino calcestruzzo deteriorato	0.6
				Realizzazione nuova connessione	1
	Tegoli	DS1 Spostamento leggero	0.03 [m]	11.81	Rifacimento impermeabilizzazione
DS2 Spostamento intermedio					0.045 [m]
		DS3 Collasso	0.06 [m]	801.07	
Rifacimento impermeabilizzazione					4
Posa nuovo tegolo					4
Pannelli laterali (*)		DS1 Rottura giunto	0.03 [m]	9.36	Rifacimento giunto
	0.03 [m]		Demolizioni		4
	DS2 collasso	Al collasso delle sue connessioni superiori		826.15 1274.16	4.8
					Rifacimento giunto
Posa nuovo pannello			4		

(*) se presenti più valori si riferiscono rispettivamente a pannelli orizzontali e verticali

6.1.2 Modellazione ad elementi finiti della struttura

Al fine di poter trarre considerazioni analoghe a quanto fatto da un professionista, la modellazione della struttura verrà effettuata secondo la prassi comunemente utilizzata. Viene pertanto meno il concetto di rimozione degli elementi in seguito al collasso, e si decide di modellare gli elementi della struttura principale, ai quali viene attribuito il compito di resistere alle sollecitazioni sismiche. Inoltre vengono considerati gli elementi costituenti il carroponete e le relative vie di corsa poiché potrebbero influenzare in modo significativo la risposta strutturale. In particolare per quanto riguarda le vie di corsa del carroponete, queste potrebbero accoppiare nella direzione longitudinale dell'edificio le varie colonne, mentre in direzione trasversale la presenza del carroponete e della massa appesa potrebbe, da un lato, generare effetti benefici accoppiando anche nella direzione trasversale, dall'altro effetti negativi generati dall'insorgere di forze aggiuntive dovute alla massa degli elementi stessi.

Per quanto riguarda la modellazione, anche in questo caso si è deciso di lavorare in ambiente OpenSees [McKenna et al., 2013], infatti il software offre una notevole libreria di comportamenti non lineari e si dimostra particolarmente versatile nell'effettuare valutazioni, caratterizzate da un elevato numero di analisi.

In Figura 97 è possibile osservare un'idealizzazione della modellazione all'interno del software ad elementi finiti. In particolare la discretizzazione dell'elemento pilastro è realizzata in modo da collocare la massa dei pannelli orizzontali nel reale punto di applicazione della stessa, utilizzando una modalità di simulazione tipicamente utilizzata dagli studi professionali senza considerare la modellazione degli elementi non secondari nonostante, come visto al capitolo 5.7 abbia una notevole influenza sui risultati finali. Per quanto riguarda invece la modellazione delle masse relative ai pannelli verticali, queste vengono disposte direttamente nei nodi costituenti l'asse della trave per un valore pari a $1/3$ della massa totale del pannello (i restanti $2/3$ e la massa agente in direzione verticale vengono scaricati direttamente al terreno). Una discretizzazione simile al pilastro è stata effettuata anche per l'asse del tegolo con il fine di cogliere il comportamento del tegolo nella direzione perpendicolare al suo asse.

Un ulteriore aspetto di interesse è relativo all'utilizzo di elementi rigidi utili al fine di collocare gli elementi nella corretta posizione; in prossimità delle mensole per il

carroponte, utili per collocare le vie di corsa ed i relativi carichi nelle posizioni reali, oppure in testa al pilastro, per spostare l'elemento trave dalla testa dello stesso alla reale posizione di quest'ultima e infine in prossimità dell'asse del tegolo al fine di modellare quest'ultimo alla quota reale.

Un ultimo aspetto relativo alla disposizione degli elementi è relativo alla posizione del carroponte ipotizzato in mezzeria alla seconda campata dell'edificio con la massa appesa posta in mezzeria rispetto alla luce del carroponte.

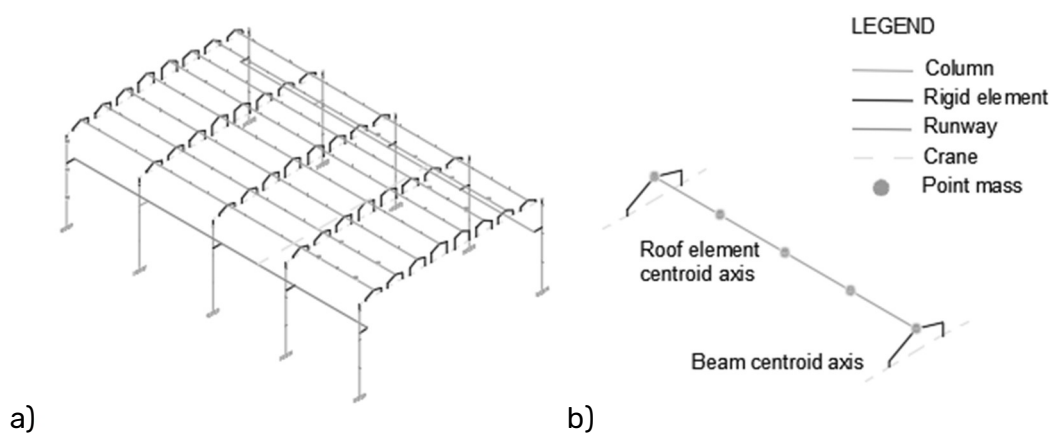


Figura 97 Schema illustrativo della modellazione dell'edificio (a) con particolare riferimento alla modellazione di copertura (b)

Si vuole rimarcare ancora che la modellazione di strutture prefabbricate necessita di un elevato numero di componenti non lineari. In particolare per il caso studio analizzato risultano di fondamentale importanza i seguenti aspetti:

- Modellazione della cerniera plastica alla base del pilastro;
- Modellazione del comportamento della connessione TP;
- Modellazione del comportamento ad attrito da porre in parallelo alla connessione mediante spinotti e in prossimità degli appoggi tegolo trave;
- Modellazione della massa appesa al carroponte.

Per quanto riguarda i primi due aspetti, si è deciso anche qui di utilizzare il modello isteretico Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Peak-Oriented Hysteretic Response (ModIMKPeakOriented Material) [Ibarra et al., 2005]. In Tabella 26 è possibile osservare i principali parametri utilizzati per la modellazione del suddetto comportamento. Si evidenzia come, in seguito al raggiungimento delle

condizioni ultime della connessione TP, il valore residuo di forza e conseguentemente di rigidezza assumono valore nullo in modo tale da continuare l'analisi considerando come unico sistema, in grado di trasmettere le forze orizzontali l'attrito, posto in parallelo e modellato attraverso l'elemento flatSliderBearing, caratterizzato da una rigidezza iniziale pari a 490kN/m e un coefficiente d'attrito μ pari a 0.1337 descritto attraverso il modello di Coulomb [Magliulo et al. 2011].

Tabella 26 Principali parametri di modellazione del comportamento Modified Ibarra-Medina-Krawinkler

Elemento	K₀ [kNm/rad]	K₁/ K₀ [#]	M_y [kNm]	ϑ_p [rad]	ϑ_{pc} [rad]	ϑ_u [rad]	M_{res} [kNm]
Pilastro 50x50	22200	0.27	458.3	0.0177	0.0350	0.2	0.2
Elemento	K₀ [kN/m]	K₁/ K₀ [#]	F_y [kN]	D_p [m]	D_{pc} [m]	D_u [m]	F_{res} [kN]
Connessione TP	59600	0	54.23	0.0111	0.14	0.28	0

La modellazione del carroponete è stata effettuata in accordo con Belleri et al. (2017) tramite l'inserimento di una molla elastica caratterizzata da una rigidezza pari a 80kN/m ed uno smorzatore caratterizzato da un coefficiente di smorzamento pari a 0.001N/s.

6.2 Metodi semplificati per la valutazione dell'analisi strutturale

Dopo aver trattato in modo esaustivo le procedure necessarie alla quantificazione delle perdite economiche, in particolare scorporandole nelle quattro sotto fasi previste dalla metodologia PEER-PBEE, in questo capitolo vogliamo trattare in particolare una metodologia semplificata che sia in grado di sostituirsi, o meglio integrarsi nell'analisi strutturale descritta al capitolo 3.1.3. In sostituzione al metodo più raffinato dell'Incremental Dynamic Analysis [Vamvatsikos et al., 2002], ampiamente utilizzato in ambito di ricerca ma che trova scarso utilizzo nella prassi

professionale, vengono proposte due differenti metodologie utili alla realizzazione di analisi non-lineari semplificate, in particolare stiamo parlando dello strumento SPO2IDA (Static pushover to incremental dynamic analysis tool) [FEMA P-58, 2012] e del direct displacement-based design (DDBD) [Priestley et al., 2007] da cui trae origine lo strumento semplificato utile alla quantificazione delle perdite economiche denominato displacement based loss assessment (DBLA) method [Welch et al. 2014].

6.2.1 Metodo SPO2IDA

Questo tool, contenuto all'interno delle linee guida americane [FEMA P-58, 2012], originariamente sviluppato da [Vamvatsikos et al., 2006], consiste in un foglio Excel che, attraverso relazioni empiriche ottenute da un ampio database di analisi dinamiche incrementali, permette di convertire i risultati di un'analisi push-over statica in una distribuzione di probabilità del collasso in funzione dell'intensità sismica.

L'input principale necessario per l'applicazione di questo tool coincide con l'output di un'analisi push-over eseguita secondo le direttive mostrate dalla normativa di riferimento [ASCE / SEI 41-06, 2007] il cui risultato deve essere espresso come forza-spostamento normalizzato. Il tool consente di convertire la curva forza-spostamento in una relazione accelerazione-duttilità di spostamento globale.

Noto il taglio alla base V e lo smorzamento al 5%, l'accelerazione viene valutata secondo la formula riportate dall'Eq. 30.

$$S_e = \frac{V}{\left(C_m \cdot \frac{W}{g} \right)}$$

Eq. 30

Dove C_m rappresenta il fattore di massa effettivo [ASCE / SEI 41-06, 2007], W il peso sismico effettivo e g l'accelerazione di gravità. La normalizzazione della curva avviene scalando l'asse delle ordinate in modo tale da far coincidere ad 1 il valore di forza che porta allo snervamento della struttura; in modo analogo viene applicato un fattore di scala nell'asse x in modo tale da avere valore unitario in coincidenza con il valore di spostamento che provoca lo snervamento. In Figura 98 viene mostrato un

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

esempio dell'applicazione del tool ad una generica curva push-over. Poiché la procedura, di natura probabilistica, viene basata su interpolazioni empiriche, il risultato finale deve essere sempre accompagnato da un valore di dispersione, ottenuto in funzione della variabilità del moto sismico, delle incertezze di modellazione ecc. All'interno della normativa [FEMA P-58, 2012] sono contenuti vari parametri utili alla quantificazione di tale dispersione che è comunque da considerarsi almeno pari a 0.4.

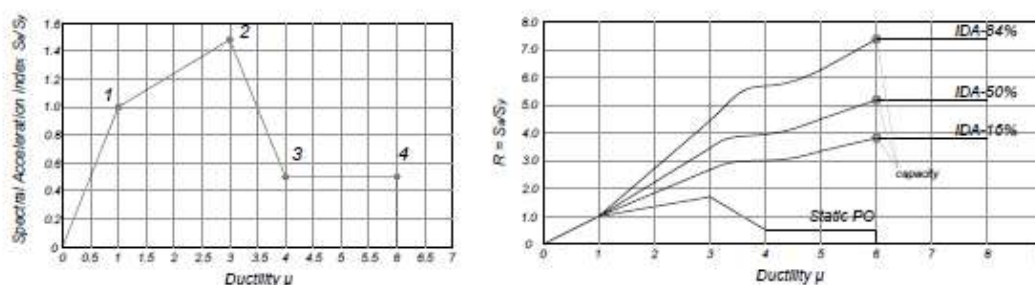


Figura 98 Esempio di applicazione del tool SPO2IDA, a destra si può osservare il risultato di una generica curva di push-over mentre a sinistra si osserva il risultato del metodo SPO2IDA [FEMA P-58, 2012]

6.2.2 Metodo DBLA

Questa seconda metodologia semplificata per la quantificazione del danno trae origine dal metodo di progettazione riportato in [Priestley et al., 2007]. Tale metodo, denominato DDBD (Direct Displacement-Based Design), fu introdotto proprio per la progettazione di strutture che fossero in grado non solo di resistere ma anche limitare il danneggiamento in seguito all'evento sismico. La procedura trae forza infatti dalla correlazione esistente tra spostamento imposto ai vari elementi ed il danneggiamento subito da questi ultimi.

La procedura DDBD ha lo scopo di calcolare il rapporto domanda/capacità per una data intensità sismica di progetto, ipotizzando un probabile meccanismo di oscillazione inelastica della struttura. Definito il meccanismo più probabile risulta relativamente semplice convertire l'intera struttura (MDOF, multiple degrees of freedom) in un oscillatore semplice (SDOF, single degree of freedom) caratterizzato da una capacità di spostamento (Δ_{cap}), massa, rigidezza e altezza efficace rispettivamente (M_{eff}, K_{eff}, H_e) quantificabili attraverso le equazioni (Eq. 31, Eq. 32, Eq. 33, Eq. 34):

$$\Delta_{cap} = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i^2}{\sum m_i \cdot \Delta_i}$$

Eq. 31

$$M_{eff} = \frac{(\sum m_i \cdot \Delta_i)^2}{\sum m_i \cdot \Delta_i}$$

Eq. 32

$$K_{eff} = \frac{V_b}{\Delta_{cap}}$$

Eq. 33

$$H_e = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i}$$

Eq. 34

dove Δ_i, m_i, h_i rappresentano rispettivamente lo spostamento, la massa partecipante e la quota associata ai vari livelli della struttura V_b e Δ_{cap} rappresentano il taglio alla base e lo spostamento del sistema ad un grado di libertà. In Figura 99 viene mostrata la conversione del modello MDOF in un modello ad un grado di libertà, con i relativi risultati inerenti all'analisi Push-Over, e l'applicazione del DDBD attraverso lo spettro di risposta in termini di spostamento.

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

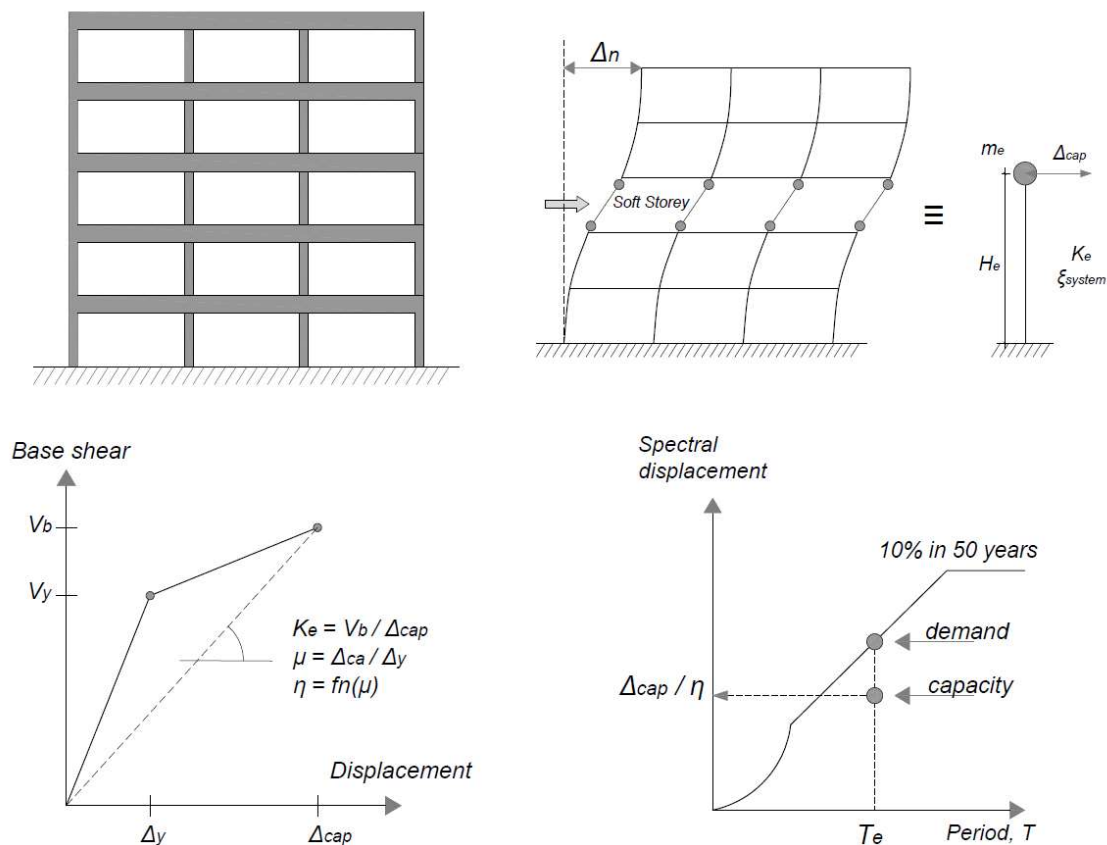


Figura 99 Schematizzazione della procedura DBLA, con passaggio da un sistema MDOF ad un sistema SDOF, curva di push-over e spettro di spostamenti elastici [FEMA P-58, 2012]

La procedura DDBD si basa infatti sul ridimensionamento empirico dello spettro di spostamento elastico, attraverso il fattore η (vedi ad esempio Sullivan et al., 2016) in modo da prendere in considerazione anche gli effetti associati alla dissipazione di energia ed alla risposta non lineare della struttura. La capacità di spostamento Δ_{cap} viene pertanto divisa per il fattore η in modo da ottenere lo spettro elastico equivalente al periodo effettivo della struttura. La fase finale della procedura prevede quindi di calcolare la richiesta di spostamento al periodo effettivo e confrontarla con la domanda, o il target di spostamento, imposto dal progettista per la struttura.

Come detto, tale metodologia si pone alla base della procedura DBLA [Welch et al. 2014], utile alla quantificazione delle perdite economiche. La procedura considera infatti gli spostamenti laterali dell'edificio come principale parametro per la valutazione sismica della struttura. Nel caso di strutture prefabbricate con connessioni non emulativa [Torquati et al. 2018] la valutazione può essere riassunta nei seguenti passaggi:

-
- Scelta della deformata inelastica più appropriata;
 - Definizione della curva di capacità della struttura;
 - Selezione dello spostamento target per i vari limiti di danno individuati;
 - Definizione della struttura equivalente ad un grado di libertà;
 - Valutazione del fattore di riduzione dello spettro;
 - Valutazione dello spettro di spostamento smorzato;
 - Calcolo della probabilità annuale di superamento associata allo stato limite selezionato.

I primi due punti della procedura possono essere affrontati mediante un'analisi push-over sulla struttura stessa, o attraverso l'applicazione di metodologie semplificate come il calcolo della colonna equivalente [Torquati et al., 2018]. In questo lavoro, si è deciso di applicare un'analisi di push-over su un modello semplificato (a singola colonna) che fosse in grado di accorpate in un unico passaggio i primi quattro punti dell'elenco sopra riportato. Risulta infatti possibile tralasciare la definizione dell'oscillatore semplice poiché il modello semplificato risulta avere caratteristiche proprie compatibili a quelle richieste.

Tipicamente la determinazione del danno avviene in stati limite spesso associati a condizioni di operatività, danno, salvaguardia della vita e collasso della struttura con probabilità di accadimento rispettivamente del 81%, 63%, 10%, e 5%. La valutazione del danno avviene in modo analogo a quanto richiesto dalla procedura PEER-PBEE basandoci su un approccio connesso alla quantificazione della sollecitazione di elementi strutturali e non strutturali attraverso gli EDP. Una volta derivate le perdite economiche, la perdita annuale prevista (EAL) è ottenuta come integrale della curva di perdita che collega gli stati limite selezionati [Welch et al. 2014]. Per tenere conto delle incertezze nella domanda e nella capacità si procede seguendo l'approccio roposto in SAC-FEMA [Cornell et al. (2002), Fajfar et al. (2010)].

6.3 Valutazione dello stato di fatto della struttura

La prima fase nella determinazione della miglior strategia di retrofit della struttura in oggetto consiste nella valutazione dello stato di fatto per individuare dove la struttura presenti le maggiori vulnerabilità. In particolare in questo capitolo, oltre ad applicare un'analisi di tipo incrementale sul modello completo della struttura, andremo ad indagare come la metodologia semplificata del DBLA, applicata ad un

modello semplificato, sia in grado di cogliere il reale comportamento e le relative perdite dell'edificio.

Come abbiamo visto nel capitolo precedente, tutte le procedure semplificate analizzate prevedono l'applicazione di un'analisi push over del modello. Tuttavia nel caso di edifici particolarmente complessi, governati da collassi di tipo locale, la realizzazione di tale analisi risulta maggiormente complicata, sia nella corretta applicazione delle forze sia nell'individuazione del nodo "master" utile per la determinazione dello spostamento in sommità dell'edificio. Nel caso specifico, essendo la copertura estremamente flessibile (il collegamento tra gli elementi tegolo e trave viene infatti garantito dal solo attrito), la scelta di un elemento di copertura rispetto ad un altro potrebbe portare a risultati completamente differenti. Per questo motivo si è deciso di applicare la curva di push-over su un modello semplificato (rappresentato in Figura 100) rappresentativo di una singola colonna, al di sopra della quale vengono collocate le masse tributarie degli elementi di competenza. A tale modello viene successivamente applicata una storia di carico lineare, proporzionale al primo modo di vibrare della struttura, ottenendo in output la curva di Push-over rappresentata in Figura 100b. È interessante osservare come la struttura presenti un andamento elastico lineare fino al sopraggiungere dello scorrimento dei tegoli, in prossimità di uno spostamento in testa pari a 54mm, dopodiché la curva prosegue senza alcun incremento di carico fino alla perdita d'appoggio dei tegoli. Si evidenzia pertanto come la vulnerabilità principale associata all'edificio è da ricondursi al collegamento trave-tegolo.

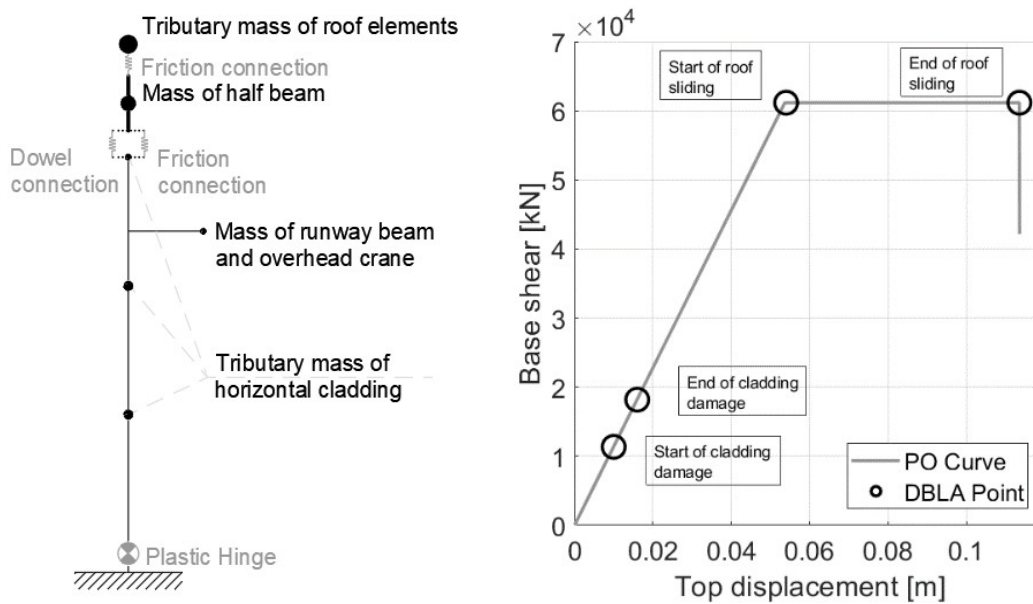


Figura 100 Idealizzazione del modello semplificato per l'applicazione della metodologia DBLA (a) e risultati della curva di push-over in termini di spostamento in sommità e taglio alla base (b).

Sempre dalla curva di push-over riusciamo ad individuare altri due aspetti interessanti: il primo relativo alla rigidità elastica del sistema (k) pari a 1130kN/m, il secondo relativo ai punti evidenziati attraverso i cerchi scuri, indicativi dei punti utilizzati per il successivo sviluppo del metodo DBLA. Tali punti vengono individuati in funzione del progressivo danneggiamento degli elementi della struttura. In particolare i primi due punti connessi allo stato limite di operatività della struttura sono relativi all'inizio del danneggiamento dei pannelli valutato come lo snervamento della connessione di supporto alla struttura e al successivo raggiungimento del limite associato al danneggiamento dei giunti. Gli ultimi due punti risultano invece associati allo stato di salvaguardia della vita, coincidendo con l'inizio dello scorrimento e la successiva perdita d'appoggio degli elementi di copertura.

Nota la rigidità elastica iniziale e la massa equivalente della struttura considerata (pari all'intera massa della copertura più 1/3 della massa della colonna per un totale di 29'600 kg) risulta possibile quantificare il periodo strutturale attraverso l'Eq. 35. In modo analogo è possibile calcolare il periodo efficace della struttura in seguito al danneggiamento andando ad individuare sempre sulla curva il valore della rigidità efficace.

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Eq. 35

Per ogni punto della curva, risulta pertanto possibile determinare la richiesta di duttilità in spostamento (μ_Δ), l'effettivo valore di smorzamento (ξ_{eff}) ed il conseguente fattore di riduzione dello spettro elastico (η), [Priestley et al. (2007)] come riportato nelle formulazioni contenute nell'Eq. 36.

$$\mu_\Delta = \frac{\left(\frac{T_{eff}}{T_1}\right)^2 (1-r)}{\left(1-r \left(\frac{T_{eff}}{T_1}\right)\right)}, \quad \xi_{eff} = 0.05 + C \cdot \left(\frac{\mu_\Delta - 1}{\mu_\Delta \cdot \pi}\right), \quad \eta = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + \xi_{eff}}}$$

Eq. 36

dove r rappresenta la pendenza del ramo della curva dopo lo snervamento, posto pari 0.00001, mentre C è un coefficiente adimensionale tarato in accordo con il ciclo isteretico considerato, in questo caso posto pari a 0.565 [Priestley et al. 2007].

In Tabella 27 vengono riportati i parametri utilizzati per il calcolo della procedura DBLA. In particolare, il valore di perdite risulta espresso in percentuale rispetto al costo di costruzione del capannone stimato in 300€/m², per un totale di 108'000 €. Si vuole precisare come tale valore sia risultato da un'analisi sui prezzi medi del mercato attuale (2019) per edifici aventi caratteristiche simili. Questo significa che il valore ottenuto dalle perdite può essere considerato, in determinati casi, maggiore al 100%, poiché risulta economicamente vantaggioso ricostruire un edificio nuovo piuttosto che ripristinarne uno eccessivamente danneggiato. Il valore tipicamente ammesso per procedere al ripristino è pari a circa 40/50% del costo di costruzione, tuttavia tale aspetto non viene considerato in questa fase, ma verrà ripreso in seguito.

Tabella 27 Principali parametri utilizzati per l'applicazione della procedura DBLA, al fine di quantificare le perdite economiche

Punto	D [m]	Keff [kN/m]	μ [#]	ζ [#]	η [#]	MAFEu [#]	PERDITA [%]
1	0.010	1130	1.00	0.005	1.00	0.033333	3.75
2	0.016	1130	1.00	0.050	1.00	0.020000	4.18
3	0.054	1130	1.00	0.050	1.00	0.00217	31.48
4	0.113	540	2.11	0.145	1.00	0.00039	60.18

Analizzando i risultati ottenuti attraverso l'applicazione del DBLA in Figura 101, e confrontandoli con l'analisi incrementale si osserva una forte sottostima del valore di perdita. Infatti calcolando il valore di EAL si ottiene una perdita media annua pari a 0.609% del costo di costruzione nell'analisi IDA, rispetto allo 0.476% ottenuto nell'analisi DBLA. Tuttavia vanno sottolineati alcuni aspetti: il primo risulta relativo alla differente tipologia di analisi, se nell'analisi IDA abbiamo una serie di accelerogrammi per ogni intensità di interesse, col metodo DBLA il fulcro dell'analisi è rappresentato da un'analisi push-over, viene pertanto meno tutta una parte fondamentale relativa alla variabilità del moto sismico. Quest'aspetto può tuttavia essere considerato applicando le formulazioni proposte da Fajfar and Dolsek (2010), riportate nelle equazioni di seguito (Eq. 37- Eq. 38):

$$P_{LS,x} = \tilde{H}(S_{a,\tilde{c}}) C_H C_f C_x$$

Eq. 37

$$C_f = \exp\left(\frac{k^2}{2b^2}(\beta_{DR}^2 + \beta_{CR}^2)\right)$$

Eq. 38

dove $P_{LS,x}$ rappresenta la probabilità di superamento di un dato stato limite, $\tilde{H}(S_{a,\tilde{c}})$ rappresenta il valore medio della curva di pericolosità $S_{a,\tilde{c}}$, k è una costante relativa alla curva di pericolosità, b è una costante relativa alla curva d'intensità

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

degli EDP, β_{DR} β_{CR} rappresenta la dispersione rispettivamente della domanda e della capacità, assunti pari a 0.2025 [Fajfar and Dolsek (2010)]. Si può notare come l'applicazione della formulazione porti ad una traslazione verticale verso l'alto della curva.

Un secondo aspetto da non trascurare è relativo al tipo di modello realizzato; in particolare si osserva che nel modello utilizzato per l'analisi IDA sono presenti numero elementi per ogni tipologia di vulnerabilità mentre nel modello DBLA si ha un unico elemento per ogni vulnerabilità. Viene quindi meno la possibilità di osservare una dispersione sugli effetti che la sollecitazione genera sulla struttura. Al fine di considerare anche questo aspetto si è pertanto deciso di aumentare il valore di dispersione attraverso il quale vengono definite le curve di fragilità da un valore di 0.4 al valore di 0.5. Questo genera una traslazione orizzontale verso destra della curva. Analizzando ora i risultati si osserva come si manifesti una buona sovrapposizione delle due curve nel primo ed ultimo ramo, mentre si ha un'elevata sovrastima nel tratto centrale. Questo porta alla sovrastima del valore di EAL che risulta pari al 0.972%.

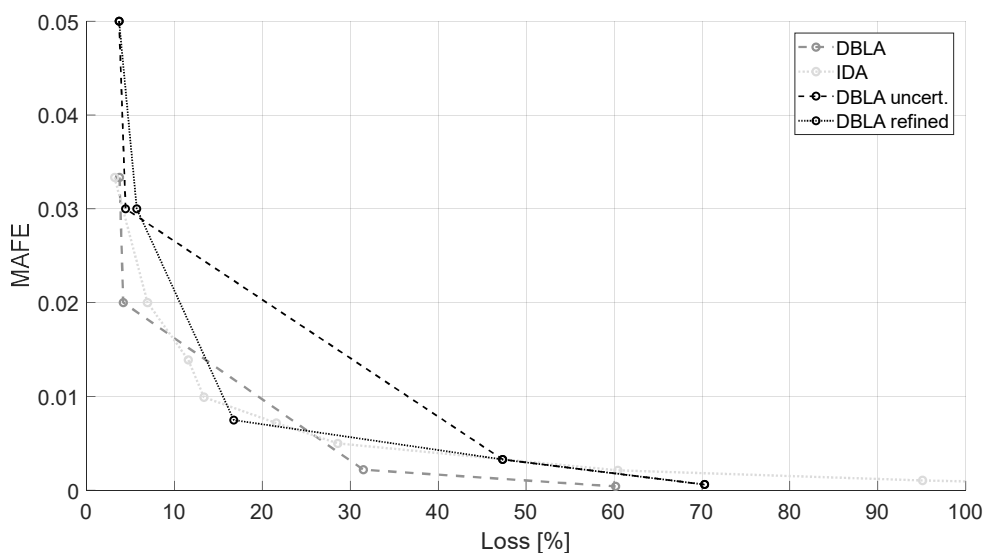


Figura 101 Confronto delle curva di perdita dello stato di fatto dell'edificio considerato come caso studio

Vista la buona stima delle porzioni esterne della curva si è pertanto deciso di mantenere la medesima modalità ed introdurre un nuovo punto intermedio relativo al periodo di ritorno di 201 anni, collocandoci in uno stato limite intermedio tra il danno e la salvaguardia della vita. Con l'introduzione di quest'ultimo punto, i cui dati

vengono riportati in Tabella 28, si riesce ad ottenere una buona stima del valore di perdita (EAL=0.68%) andando a commettere un errore relativo inferiore al 10% rispetto a quanto calcolato con il metodo più raffinato.

Tabella 28 Parametri utilizzati pe la quantificazione della curva di perdita, tenendo in considerazione sia la dispersione del moto sismico che la dispersione sui risultati ottenuti

Punto	D [m]	Keff [kN/m]	μ [#]	ζ [#]	η [#]	MAFE [#]	PERDITA [%]
1	0.010	1130	1.00	0.005	1.00	0.03333	3.70
2	0.016	1130	1.00	0.050	1.00	0.02000	4.44
3	0.035	1130	1.00	0.050	1.00	0.00500	16.75
4	0.054	1130	1.00	0.050	1.00	0.00217	47.33
5	0.113	540	2.11	0.145	1.00	0.00039	70.30

In Figura 102 vengono riportate analoghe considerazioni relativamente ai tempi di inutilizzo della struttura calcolate con i due metodi. La procedura individuata per ottimizzare il calcolo delle perdite economiche risulta sufficientemente robusta, anche per il calcolo del tempo di inutilizzo necessario a ripristinare la struttura. In particolare, si osserva come in questo caso la sottostima compiuta applicando direttamente il metodo DBLA risulti molto maggiore rispetto al valore di perdite economiche. Tuttavia in seguito all'applicazione delle correzioni viste precedentemente si riesce a stimare un tempo di inutilizzo annuo medio pari a 8.04 ore con il metodo DBLA rispetto alle 6.89 previste con il metodo IDA.

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

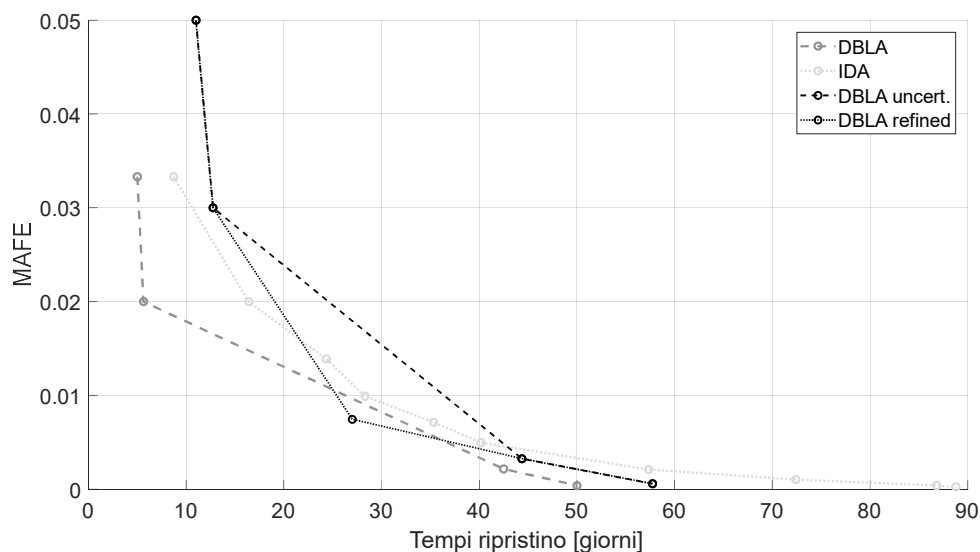


Figura 102 Andamento delle curve di perdita, in riferimento al tempo di inutilizzo della struttura

Infine, allo scopo di individuare come e dove intervenire nelle soluzioni di retrofit viene riportata in Figura 103 la probabilità di collasso dei vari elementi distinti in: pilastri, trave e relativa connessione, tegoli ed infine sistema di chiusura laterale (pannelli orizzontali e verticali).

È interessante osservare come travi e pilastri, anche nell'intensità più alta, registrino una probabilità di collasso di poco maggiore al 10%. Al contrario l'elemento tegolo satura la probabilità di collasso raggiungendo il 98% all'intensità 9 per poi raggiungere il 100% all'intensità 10. Si evidenzia pertanto, in analogia a quanto già visto dai risultati della curva di push-over, calcolata sul modello semplificato, come l'elemento che presenta la maggior vulnerabilità e di conseguenza il primo su cui intervenire sia rappresentato dai tegoli.

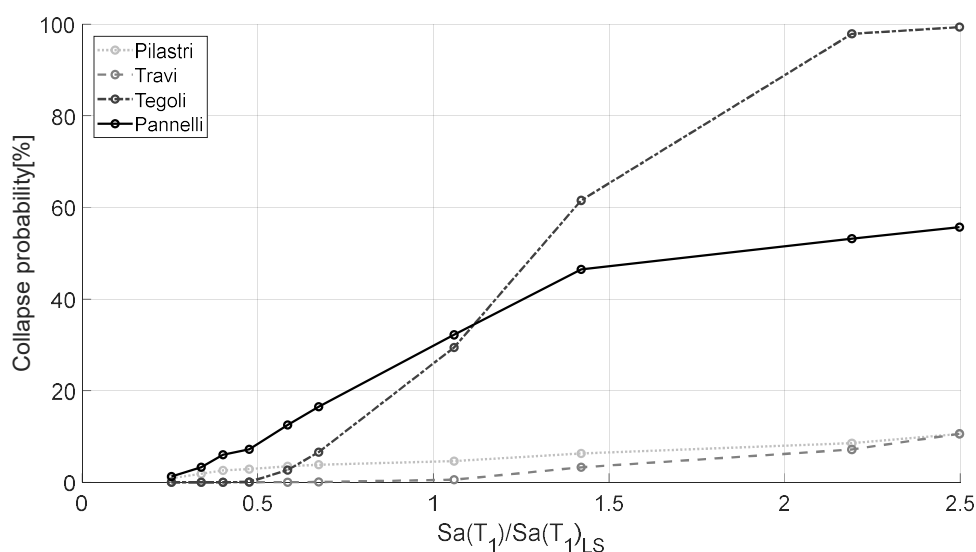


Figura 103 Ripartizione delle perdite e relativa probabilità di collasso dei vari elementi costituenti la struttura

Per quanto riguarda i pannelli, in questo caso raggruppati come un unico elemento, si osserva come presentino una crescita lineare fino all'intensità 8 dove si manifesta il collasso di tutti i pannelli verticali per poi proseguire con una pendenza inferiore causata dal continuo danneggiamento dei pannelli orizzontali. Pertanto anche se non strettamente collegato allo stato limite di salvaguardia della vita i pannelli vengono individuati come un elemento da rinforzare al fine di ridurre il valore delle perdite economiche. Il retrofit dei pannelli risulta particolarmente importante al fine della riduzione dei costi non solo per l'elevato valore raggiunto nelle intensità elevate ma anche perché rappresentano l'elemento che, nelle intensità più basse (le quali contribuiscono maggiormente nella determinazione dei valori medi annui poiché associate ad alte probabilità di accadimento), presentano valore di danno già elevato.

6.4 Retrofit della struttura

Dopo aver analizzato lo stato di fatto della struttura sono emerse due criticità principali la prima legata allo stato limite ultimo che evidenzia una notevole vulnerabilità della copertura (probabilità di collasso di circa il 30%) la seconda relativa allo stato limite di danno dove si registra un forte impatto nel computo totale delle perdite da parte dei pannelli di chiusura perimetrale. Si evidenziano pertanto due differenti strategie di retrofit la prima, al breve periodo, con il compito di impedire il danneggiamento delle chiusure perimetrali, limitando il valore delle perdite; la

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

seconda, a lungo periodo, relativa al retrofit della copertura per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita. Si vuole tuttavia evidenziare come la priorità nell'intervento di retrofit venga attribuita alla sicurezza delle utenze all'interno della struttura. Si procede pertanto accantonando momentaneamente le problematiche relative allo stato limite di danno e procedendo al rinforzo mediante adeguati collegamenti degli elementi tegolo all'elementi trave.

In Figura 104 è possibile osservare la curva delle perdite economiche (a sinistra) e relativa dei tempi di riparazione in seguito al retrofit della copertura. Anche in questo caso si evidenzia una buona approssimazione della curva mediante l'applicazione del DBLA raffinato considerando sia la dispersione sui risultati che la dispersione dovuta al moto sismico.

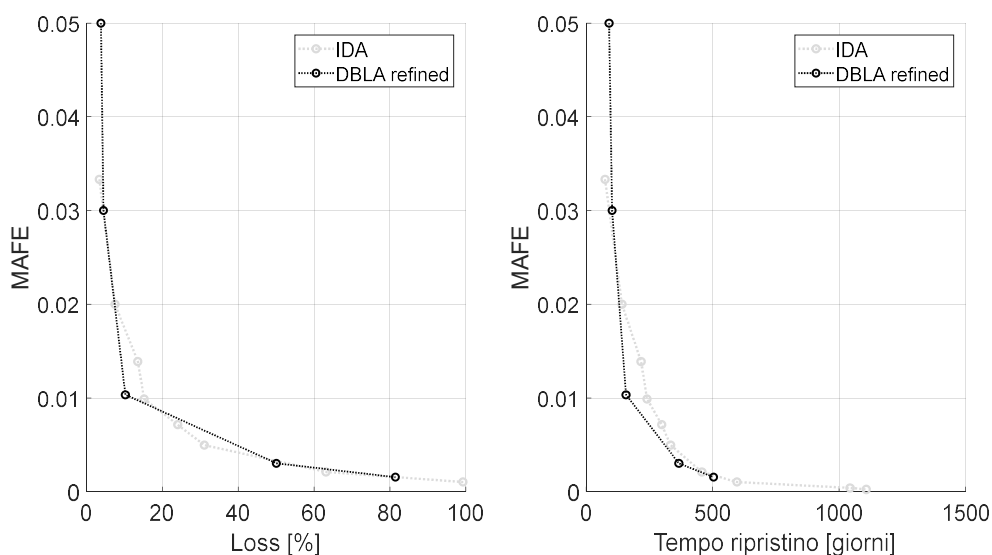


Figura 104 Curve di perdita in seguito al retrofit delle connessioni trave tegolo

Si evidenzia tuttavia, come il retrofit delle connessioni comporti un incremento (almeno apparente) del valore di perdite: si passa infatti ad un valore di EAL pari a 0.704% del costo di costruzione e 7.5 ore medie annue necessarie per il ripristino. Tali valori vengono stimati attraverso il metodo semplificato in 0.72% e 7.8 ore. La motivazione di questo incremento di danno è da ricondursi al rinforzo in sé. Infatti, mantenendo costante la massa della copertura, abbiamo un incremento della forza agente sulla copertura che portano alla loro rottura e nuovamente al collasso della copertura. In Figura 106 è possibile osservare la probabilità di collasso della copertura in seguito a tre differenti configurazioni di retrofit:

- Configurazione 1: retrofit delle connessioni trave-tegolo;
- Configurazione 2: retrofit delle connessioni trave-tegolo e trave-pilastro;
- Configurazione 3: retrofit delle connessioni trave-tegolo, trave-pilastro e pilastro;

In Figura 105 si possono osservare i principali interventi di miglioramento effettuabili sulla struttura considerata.

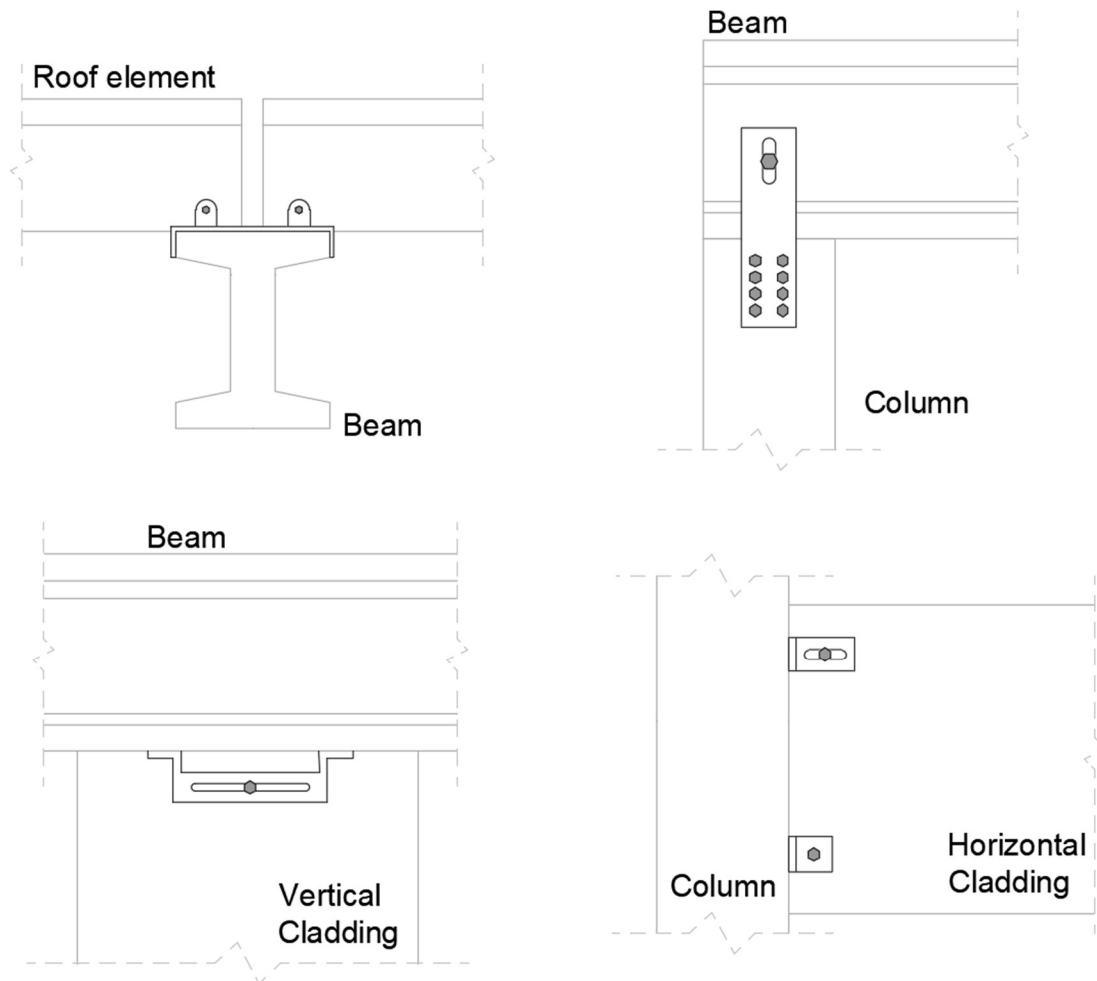


Figura 105 Schematizzazione degli interventi di retrofit eseguibili sulla struttura

Si osserva come ogni intervento di miglioramento porta ad un conseguente incremento della sicurezza all'interno dell'edificio, nonostante comporti un'apparente crescita delle perdite dirette dovute ad un maggior danneggiamento degli elementi di supporto.

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

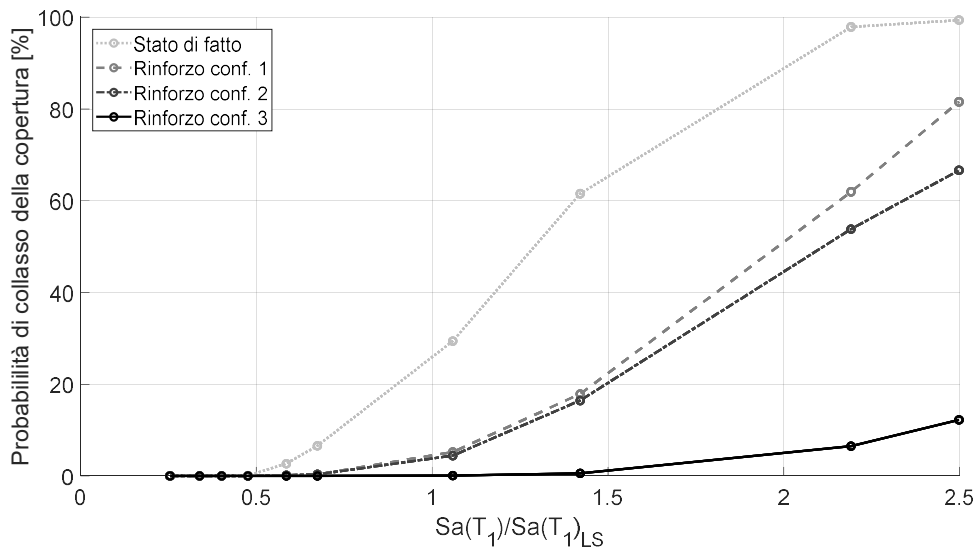


Figura 106 Probabilità di collasso della copertura in seguito ai vari interventi di retrofit

In Tabella 29 vengono riportati i valori medi annui relativi alle perdite economiche e ai tempi necessari per il ripristino. Si osserva come solo in seguito al rinforzo completo della copertura (tegoli e travi) e dei pilastri si manifesti una leggera riduzione delle perdite economiche. Va tuttavia sottolineato come tali perdite siano da ricondursi alle sole perdite dirette e indotte al fine di ripristinare la situazione originaria, senza tenere in considerazione l'eventuale danneggiamento del contenuto dell'edificio e tutte le perdite indirette che possono essere generate dal danneggiamento della struttura principale. Si vuole tuttavia sottolineare come, in seguito a questi interventi, la probabilità di collasso della copertura allo stato limite di salvaguardia della vita passi da 30% (stato di fatto) a circa il 5% in seguito al retrofit della copertura e sia praticamente nulla (0.5%) in seguito al successivo retrofit delle colonne.

Tabella 29 Perdite economiche e tempi di ripristino medi annui per le differenti soluzioni di retrofit

Edificio	EAL [%]	Tempo ripristino [ore]
Stato di fatto	0.6091	6.89
Rinforzo: Configurazione 1	0.7045	7.52
Rinforzo: Configurazione 1	0.7231	7.87
Rinforzo: Configurazione 3	0.5995	6.62

Nonostante gli interventi fino ad ora analizzati non portino ad un netto miglioramento nei confronti delle perdite causate da un evento sismico, si vuole tuttavia rimarcare come questi risultino indispensabili ai fini di garantire un'adeguata sicurezza nella struttura. Tali effetti incidono solo marginalmente sui valori medi annui poiché generano effetti significativi in eventi caratterizzati da una ridotta probabilità di accadimento. Pertanto, al fine di ridurre nel breve periodo le perdite economiche, si necessita di intervenire su elementi che manifestano elevati danni ad intensità medio basse caratterizzati da probabilità di accadimento maggiori. Nel caso specifico si fa riferimento alle pannellature di chiusura laterale (configurazione rinforzo 4). In Figura 107 vengono mostrati i valori relativi alle curve di perdita confrontando, allo stato di fatto, il retrofit nelle configurazioni 3 e 4. Si osserva come risulti notevole la riduzione delle perdite sia in termini strettamente economici che in termini di giorni necessari al ripristino. Attraverso quest'ultimo intervento risulta infatti possibile raggiungere un valore di EAL pari a 0.09% ed un tempo pari a 2.58 ore medie. In conclusione possiamo pertanto affermare come, nel caso specifico il retrofit della struttura, deve innanzitutto porsi l'obiettivo di garantire la sicurezza delle utenze e per far ciò si rende necessario, come intervento minimo, la realizzazione di un adeguato collegamento trave-tegoli, in quanto consente di ridurre del 80% la probabilità di collasso della copertura a SLV. Ulteriori interventi che consentono di ridurre questo pericolo sono rappresentati dal simultaneo retrofit della connessione TP e degli stessi pilastri poiché l'intervento sulla sola connessione non andrebbe a generare miglorie significative (solo in questo caso, dove è già presente una connessine, seppur sottodimensionata). Infine, per ridurre le perdite

dirette, l'ultimo intervento necessario consiste nella realizzazione del rinforzo dei pannelli che consentono di ridurre drasticamente (87% nei costi e 67% nei tempi) le perdite causate dall'evento sismico.

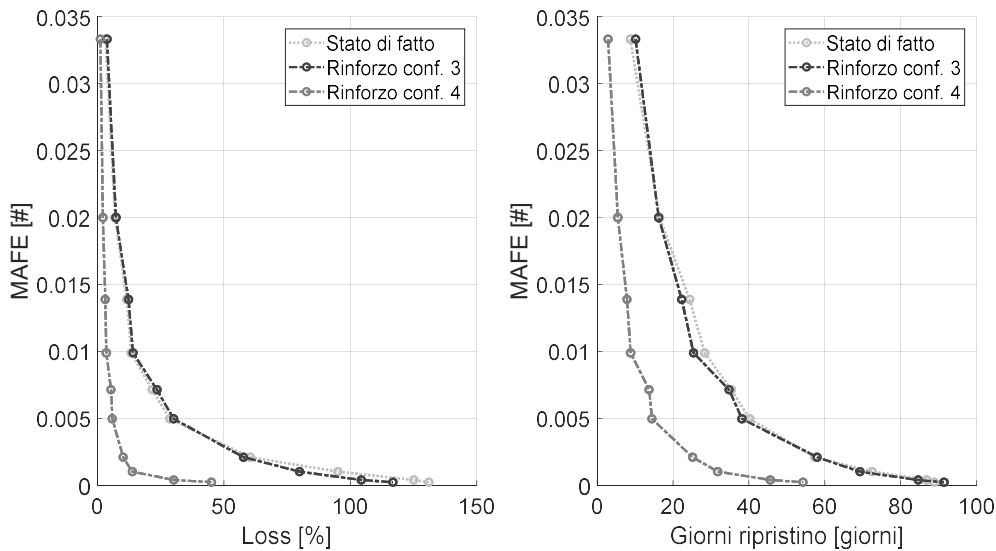


Figura 107 Curve di perdita relative alle perdite economiche ed i tempi di inutilizzo in seguito al retrofit delle pannellature laterali

6.4.1 Valutazioni sulle perdite indirette e tempi di ritorno dell'intervento

Prima di determinare quale sia la migliore strategia di retrofit, vogliamo soffermarci sulla valutazione delle perdite indirette, ovvero quelle non direttamente connesse alla struttura. In particolar modo vogliamo analizzare le perdite generate dal danneggiamento del contenuto dell'edificio a causa del collasso della copertura. Per far ciò si andrà a sommare al valore di perdite precedentemente determinate il valore di perdite legate al contenuto, calcolato come prodotto tra il valore del contenuto stesso e la probabilità di collasso della copertura. In Figura 108 è possibile osservare la variazione del valore di perdite medie annue in funzione del valore del contenuto all'interno dell'edificio. In questo caso il valore di riferimento, utile per valutare la percentuale delle perdite, è ottenuto come somma tra il costo necessario alla ricostruzione dell'edificio ed il valore del contenuto. Poiché il valore di perdite del contenuto risulta associato alla probabilità di collasso della copertura, e questa ha influenza maggiore nelle alte intensità, si ha una progressiva riduzione del valore di EAL. Tuttavia si evidenzia come alcune delle conclusioni tratte precedentemente subiscano alcune variazioni. Risulta infatti che le configurazioni di rinforzo 1 e 2 che

apparentemente sembravano antieconomiche, forniscano per valori del contenuto superiore a 100'000€, un beneficio in termini di perdite oltre che un incremento della sicurezza.

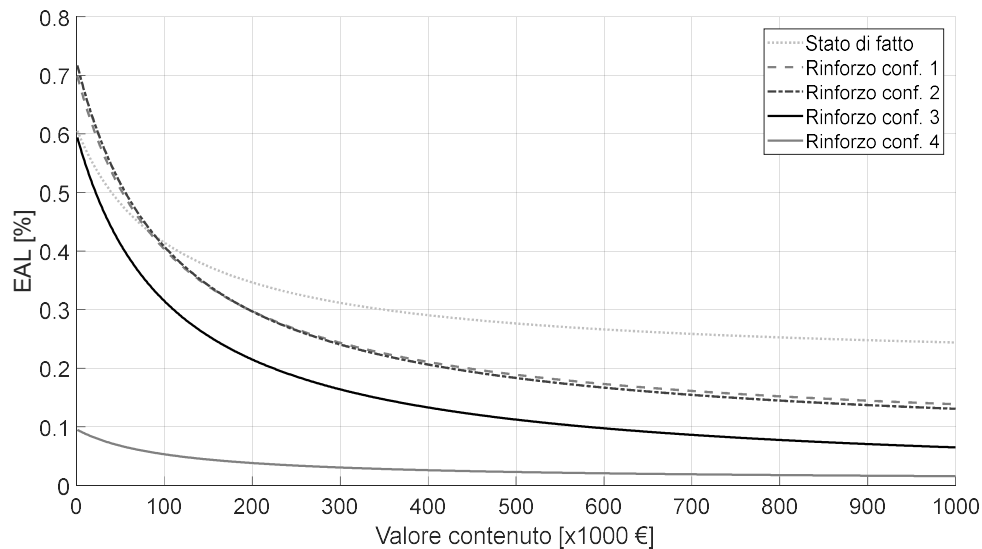


Figura 108 Variazione del valore di EAL in funzione del valore del contenuto all'interno del edificio

Per quanto riguarda invece gli interventi di miglioramento 3 e 4 si osserva come in entrambi i casi tali interventi portino ad un netto miglioramento rispetto alla situazione originaria.

Valutando ora i costi necessari, attraverso analisi di mercato, per il rinforzo della struttura in 1800€ per le connessioni trave-tegolo, 3600€ per la connessione trave colonna, 2000€ per i sistemi di pannellatura perimetrale e 4000€ per il rinforzo dei pilastri è possibile quantificare il tempo di ritorno dell'intervento. Assumendo una vita utile della struttura pari a 50 anni, attraverso le formulazioni proposte da [Cardone et al. 2019] riportate nell'Eq. 39, si ha:

$$NPV = \sum_{t=1}^{T_b} \frac{\Delta_{EAL}}{(1+r)^t} - C_{ret}$$

Eq. 39

Dove Δ_{EAL} rappresenta la variazione di EAL, C_{ret} rappresenta il costo del retrofit della struttura, T_b la vita utile della stessa mentre r il tasso d'interesse posto pari a 0.01. In Figura 109 è possibile osservare il tempo di ritorno dell'intervento in funzione della tipologia di retrofit e del valore economico del contenuto. Si osserva come nelle

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

prime tre metodologie di intervento, per determinati intervalli del valore del contenuto, l'intervento presenta un tempo di ritorno maggiore rispetto alla vita nominale della struttura. Tuttavia, se escludiamo l'ipotesi di rinforzo 1, dove il tempo di ritorno risulta avere un andamento crescente fino ad un valore di 100'000 euro, abbiamo che nonostante una variazione di EAL inferiore, il tempo di ritorno dell'intervento risulta inversamente proporzionale al contenuto dell'edificio. In particolare abbiamo che nella configurazione 4 (rinforzo completo) il tempo di ritorno ha un valore massimo di 26 anni nel caso irrealistico di edificio vuoto, mentre assume valore minimo di 5 anni considerando un valore complessivo del contenuto pari a 1'000'000€.

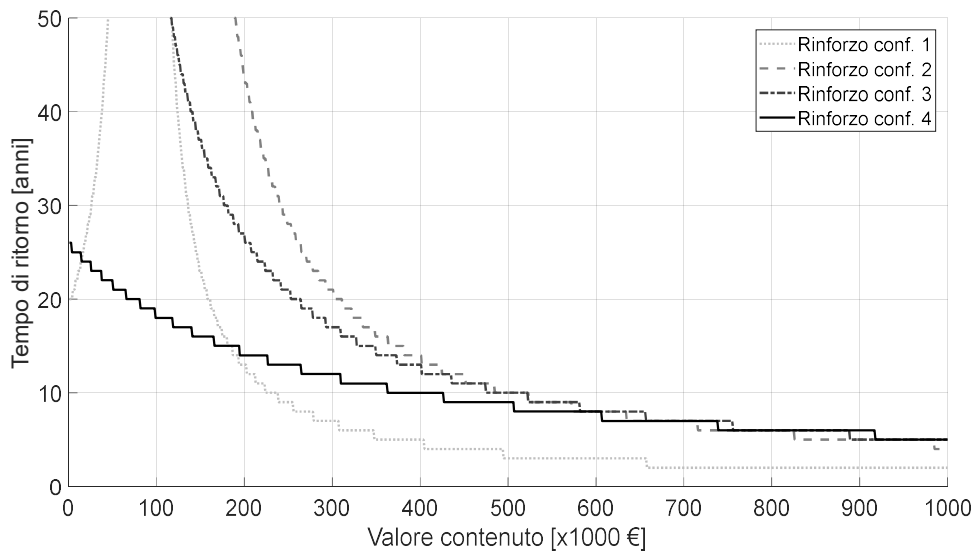


Figura 109 Tempi di ritorno dell'intervento in funzione della differente tipologia di retrofit

Tutte queste valutazioni sono state effettuate considerando il reale costo di riparazione dell'immobile. Tuttavia come abbiamo già avuto modo di osservare precedentemente, si vuole ricordare come tipicamente, quando il danno supera un valore prossimo al 40-50% del costo di costruzione si procede generalmente demolendo e ricostruendo l'edificio. Questo può portare a delle variazioni sia in termini di EAL che tempo di ritorno dell'intervento. In Figura 110 si può osservare per i soli casi dello stato di fatto e del rinforzo completo come varia il valore di EAL in seguito alla decisione di demolire e ricostruire edifici eccessivamente danneggiati. Si nota un notevole incremento nelle perdite dello stato di fatto soprattutto per bassi valori del contenuto dove il costo dell'edificio ha un'incidenza maggiore sul totale, tuttavia una lieve differenza è visibile anche per valori elevati di quest'ultimo. Per

quanto riguarda l'edificio rinforzato non si registrano modifiche poiché in questa nuova configurazione non viene mai raggiunto il valore di danneggiamento pari al 40% del totale.

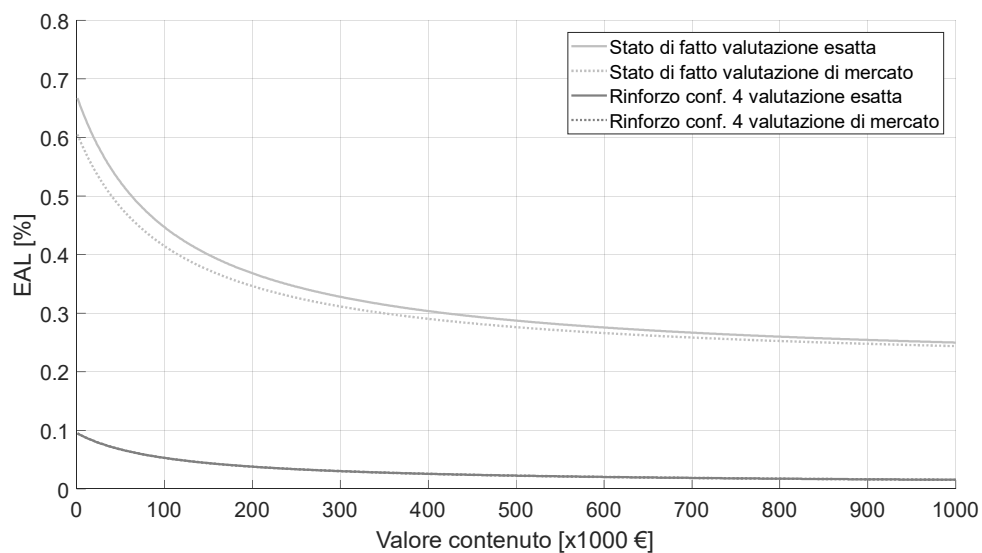


Figura 110 Variazione di EAL, in seguito alla demolizione e ricostruzione dell'edificio con danneggiamento maggiore del 40% del costo di ricostruzioni; con valutazione esatta si intende la completa riparazione dell'immobile per qualsiasi entità di danneggiamento mentre con valore di mercato si intende la demolizione e ricostruzione con danneggiamento superiore al 40% del totale

L'innalzamento della curva di perdita comporta pertanto un incremento della variazione di EAL, andando a ridurre i tempi di ritorno dell'intervento, come è possibile osservare in Figura 111.

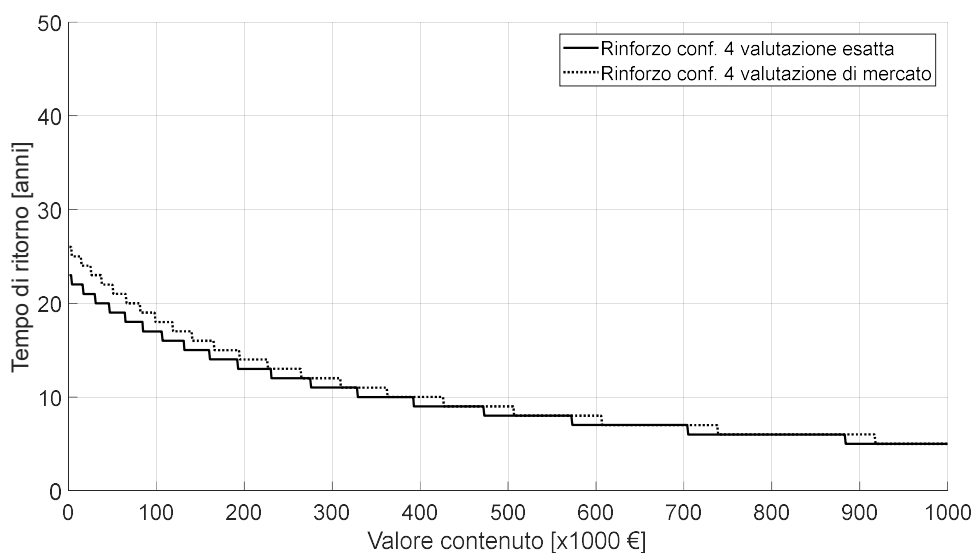


Figura 111 Variazione dei tempi di ritorno, in seguito alla demolizione e ricostruzione dell'edificio con danneggiamento maggiore del 40% del costo di ricostruzione; con valutazione esatta si intende la completa riparazione dell'immobile per qualsiasi entità di danneggiamento mentre con valore di mercato si intende la demolizione e ricostruzione con danneggiamento superiore al 40% del totale

6. METODOLOGIE SEMPLIFICATE PER LA DETERMINAZIONE RISCHIO SISMICO E INFLUENZA DELLE SOLUZIONI DI RETROFIT

Un ultimo aspetto non ancora considerato è relativo al tempo di inutilizzo per effettuare le operazioni di ripristino. Questo aspetto, in ambito industriale, genera l'impossibilità di continuare ad eseguire le lavorazioni, andando a produrre una perdita intesa come assenza di profitti. Al fine di valutare gli effetti di questo aspetto ci poniamo nell'ottica di voler effettuare l'intervento di miglioramento completo e vogliamo indagare in funzione del valore del contenuto e della perdita legata all'inattività dell'immobile come varia il tempo di ritorno dell'intervento. In particolare si è deciso di far variare il valore del contenuto tra 0 e 1'000'000€, in modo analogo a quanto fatto precedentemente, mentre per quanto riguarda il tempo di inutilizzo, questo è stato quantificato come l'utile prodotto dall'immobile (in valori variabili tra 0 e 1'000'000€), suddiviso per i giorni d'utilizzo dello stesso ipotizzati in 250 giorni/anno.

In Figura 112 viene mostrato l'andamento del tempo di ritorno dell'intervento in funzione dei parametri precedentemente indicati. Si osserva come questo decresca all'aumentare sia dell'utile d'impresa che del valore del contenuto passando da un valore massimo di 23 anni (caso di edificio inutilizzato) fino ad un minimo di 4 anni per alti valori del contenuto e dell'utile d'impresa.

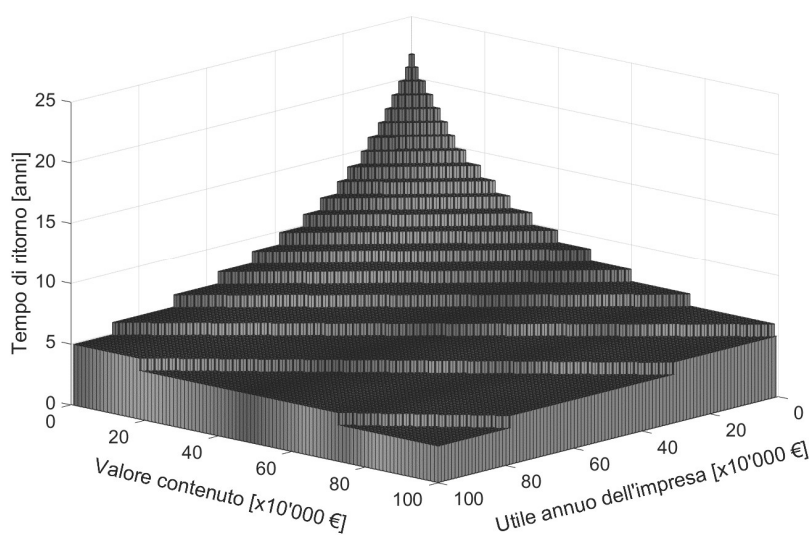


Figura 112 Andamento del tempo di ritorno dell'intervento in funzione del valore del contenuto e dell'utile d'impresa generato dall'attività

Risulta interessante osservare come la decrescita risulti abbastanza simile in entrambi i fattori analizzati. Va tuttavia sottolineato come il valore di perdita relativo all'utile d'impresa sia strettamente connesso al tempo di inutilizzo della struttura, da

noi stimato come solo “tempo di cantiere” senza considerare le tempistiche necessarie per l’avviamento dei lavori, come tempi burocratici per i permessi di inizio lavoro o semplicemente i tempi necessari perché il prefabbricatore realizzi gli elementi da sostituire nell’edificio con relativi tempi di maturazione. Alla luce di questi aspetti e delle esperienze avute con i terremoti ad alta intensità verificatisi in Italia, possiamo aspettarci come la decrescita, rispetto all’utile d’impresa, possa essere in un caso reale molto più rapida di quanto evidenziato in Figura 112.

6.5 Considerazioni finali

In questo capitolo si è cercato di valutare una condizione reale in cui dato un edificio esistente si vuole effettuare una valutazione di vulnerabilità dell’edificio e programmare interventi di retrofit della struttura. L’obbiettivo del capitolo è quello di valutare la bontà delle procedure semplificate al fine di individuare uno strumento attendibile utilizzabile anche in ambito professionale per la valutazione del rischio sismico. Poiché tipicamente i proprietari di immobili non dispongono di conoscenze ingegneristiche tali da valutare i risultati di un’analisi di vulnerabilità sismica di un edificio si è deciso di individuare un parametro semplice ma altrettanto significativo per la determinazione del rischio sismico. Tale valore è rappresentato dalle perdite medie annue ed il relativo tempo di inutilizzo della struttura.

Mediante l’analisi dello stato di fatto è emerso come edifici realizzati in zone caratterizzate da media-alta sismicità, progettati in assenza di normativa sismica, non siano in grado di resistere ad eventi straordinari quali il terremoto generando ingenti danni e perdite economiche sugli edifici e sulle attività condotte al loro interno.

All’interno del capitolo si è cercato di applicare quanto descritto nel capitolo e confrontarlo con metodologie semplificate nel caso di edifici industriali con struttura prefabbricata. Questa particolare categoria di edifici è in genere caratterizzata da collassi di tipo locale che possono inficiare l’applicazione di procedure per la valutazione del rischio sismico tipicamente applicate a edifici e strutture caratterizzate da collassi globali. Questo non avviene nelle strutture prefabbricate in oggetto dove il collegamento tra i vari elementi è garantito dai collegamenti meccanici realizzati in un secondo momento. Tali aspetti sono stati considerati nell’applicazione del criterio di gerarchia di collasso sviluppato nei precedenti capitoli, che si pone l’obbiettivo di valutare il danneggiamento di ogni singolo

elemento analizzando la condizione degli elementi che sorreggono quello analizzato. Si è visto come l'applicazione di tale criterio ci consente di effettuare una corretta stima probabilistica del danno, senza correre il rischio di conteggiare più volte la stessa perdita.

Un ulteriore aspetto analizzato nel capitolo è relativo all'applicazione di procedure semplificate, in particolare il metodo DBLA, che consente di ottenere in modo rapido, attraverso analisi semplificate, una stima del valore di perdita. Si è visto come l'errore commesso da questi metodi risulti sempre inferiore al 10%, sia per l'analisi dello stato di fatto sia per le analisi del retrofit. Tale strumento assume un'importanza fondamentale in quanto non necessita di particolari accorgimenti per la sua applicazione e può pertanto essere utilizzato anche da professionisti per la valutazione del danno in casi reali. Tale metodo consente inoltre di individuare quale sia la strategia di retrofit tecnologicamente ed economicamente più vantaggiosa da applicare.

In merito a quest'ultimo aspetto si è osservato come la strategia di miglioramento debba sempre considerare due differenti aspetti: la sicurezza delle utenze che usufruiscono dell'immobile e, in secondo luogo, la riduzione delle perdite economiche. Si è infatti osservato come il miglioramento della condizione di sicurezza possa portare ad un'apparente crescita del valore di perdite. Tuttavia, considerando solo le perdite indirette legate al contenuto, si è osservato come ogni intervento di retrofit porti a benefici anche in termini economici. Considerando primaria la sicurezza delle utenze si è successivamente osservato come una decisa riduzione alle perdite venga garantita dal retrofit di elementi che subiscono danneggiamenti importanti a basse intensità, ovvero probabilità di accanimento più elevate; in generale si tratta di elementi non strutturali come tamponature e pannelli.

Il rinforzo di questi elementi consente di ridurre in modo significativo il tempo di ritorno dell'intervento, poiché con un costo limitato è possibile ridurre notevolmente il valore delle perdite (fino all'80%). Tuttavia si è osservato come, al fine di ridurre il tempo di ritorno dell'intervento, risulti fondamentale quantificare il valore delle perdite indirette. Nel caso specifico di questo studio si è deciso di indagare quale sia l'influenza nella variazione del tempo di ritorno causata dall'inattività e dal danneggiamento del contenuto. Va tuttavia sottolineato come il tempo di inutilizzo risulti legato al solo "tempo di cantiere" senza considerare aspetti burocratici

necessari all'avviamento dei lavori che porterebbero ad un incremento dei tempi di inutilizzo. Inoltre vi è tutta una serie di aspetti, come ad esempio penali verso clienti o fornitori, che devono essere valutate per ogni caso specifico che porterebbero ad un incremento significativo del valore di perdite con la conseguente riduzione del tempo di ritorno dell'intervento.

6.6 Riferimenti

ASCE/SEI 41-06. (2007) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, pp. 1–428.

Baker J.W. (2011). *Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection*. *Journal of Structural Engineering*, 137(3):322–331.

Belleri A., Labò S., Marini A., Riva P. (2017b). *The influence of overhead cranes in the seismic performance of industrial buildings*. *Frontiers in Built Environment, section Earthquake Engineering*, 3(64).

Cardone D., Gesualdi G., Perrone G. (2019). *Cost-Benefit Analysis of Alternative Retrofit Strategies for RC Frame Buildings*. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(2):208–241

Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). *Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency, Steel Moment Frame Guidelines*. *Journal of Structural Engineering*, 128(4):526–553

Decreto ministeriale del 17 gennaio 2018, 'Norme tecniche per le costruzioni', G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 e successiva circolare applicativa del 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019.

Fajfar P., Dolsek M. (2010). *A Practice-Oriented Approach for Probabilistic Seismic Assessment*. *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering*, Springer, Edited by M.N. Fardis, 225–233

FEMA P-58-1 (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology*, Applied Technology Council

FEMA P-58-3.1 (2016). *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 3– Performance Assessment Calculation Tool (PACT) Version 2.9.65*, APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL

Ibarra L.F., Medina R. A., and Krawinkler H. (2005). "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), 1489–1511.

McKenna F., Fenves G.L. (2013), "OpenSees Manual". Pacific Earthquake Engineering Research center.

Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy

Sullivan T.J. (2016). *Use of Limit State Loss versus Intensity Models for Simplified Estimation of Expected Annual Loss*, *Journal of Earthquake Engineering*, 20(6): 954-974

Torquati M., Belleri A., Riva P. (2018). *Displacement-Based Seismic Assessment for Precast Concrete Frames with Non-Emulative Connections*. *Journal of Earthquake Engineering*, doi:10.1080/13632469.2018.1475311

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2002) "Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, No.2, p. 23.

Vamvatsikos D., Cornell A.C. (2006). *Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA*, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 35:1097-1117

Welch D.P., Sullivan T.J., Calvi G.M. (2014). *Developing Direct Displacement- Based Procedures for Simplified Loss Assessment in Performance-Based Earthquake Engineering*. *Journal of Earthquake Engineering*, 18: 290-322

7. CONCLUSIONI

La valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio industriale esistente rappresenta un tema molto attuale. Va ricordato come la maggior parte di questo patrimonio sia stata costruita prima delle moderne normative antisismiche e di una zonizzazione sismica completa del territorio italiano. Le tendenze degli ultimi anni privilegiano, dove possibile, di migliorare o adeguare sismicamente gli edifici esistenti vulnerabili in quanto soluzione meno impattante sia sui fruitori della struttura che nei confronti dell'ambiente, rispetto a demolire e ricostruire. Quando parliamo di riqualificazione risulta fondamentale valutarne ogni singolo aspetto, dalla struttura alle finiture esterne, andando ad intervenire con l'obiettivo di colmare le eventuali lacune lasciate dalle normative dell'epoca di costruzione.

Dallo studio delle normative storiche è emerso come il carico sismico non venga adeguatamente trattato fino all'anno 1996, dove per la prima volta vengono colte alcune caratteristiche tipiche del sisma in ottica coerente alle più moderne normative. Si ricorda, inoltre, come solo agli inizi degli anni 2000 si sia giunti alla completa classificazione sismica del territorio italiano. La conseguenza di questa tardiva classificazione porta la maggior parte del patrimonio esistente a non essere adeguato a resistere ai carichi orizzontali. L'inadeguatezza delle costruzioni espone ampie regioni del territorio nazionale ad un rischio sismico elevato, sia in termini di sicurezza che in termini di perdite economiche. Le recenti esperienze con i terremoti de L'Aquila (2009), Emilia (2012) e Centro Italia (2016) ne sono la prova.

7. CONCLUSIONI

Quando andiamo a trattare concetti strettamente economici, dobbiamo porre particolare attenzione sugli edifici che promuovono lo sviluppo dell'economia nazionale, ovvero gli edifici industriali. La tipica modalità di costruzione di questi edifici è rappresentata da strutture prefabbricate che godono di costi e tempi di costruzione ridotti, tuttavia, se non adeguatamente progettati per i carichi sismici, presentano vulnerabilità molto importanti, evidenziate dalla natura stessa della struttura che non viene realizzata ma assemblata in cantiere. Gli elementi facenti parte della struttura devono essere pertanto collegati tra loro per garantire una continuità strutturale. È proprio all'interno di questi elementi di collegamento che risiedono le principali vulnerabilità associate a questa tipologia di struttura. L'inadeguatezza delle normative e le ridotte conoscenze all'epoca di costruzione hanno portato a sottodimensionare tali elementi rispetto alla reale domanda a cui devono rispondere. Va inoltre ricordato che, per aree non considerate sismiche le normative non prevedevano la presenza di connessioni meccaniche tra gli elementi di copertura, affidando l'intera resistenza all'attrito tra gli elementi strutturali. L'inadeguatezza nel trasferire carichi orizzontali porta conseguenze catastrofiche sia in termini di perdita di vite umane o infortuni, sia dal punto di vista delle perdite economiche. Nel presente lavoro si è cercato di approfondire quest'ultimo aspetto in quanto, garantendo valori di perdite ridotte, porta in genere ad avere strutture più sicure anche nei confronti della salvaguardia della vita umana.

Va tuttavia evidenziato che, il valore delle perdite nel caso di edifici industriali ha conseguenze economiche ben più gravi rispetto ad edifici con destinazioni d'uso differenti. L'interruzione delle linee produttive di una porzione medio piccola di territorio genera conseguenze non solo sul singolo edificio ma sull'intera regione colpita. È per questo motivo che quando viene trattato il tema delle perdite economiche risulta importante scindere due aspetti principali: il primo legato a perdite dirette, associate al danneggiamento della struttura o del contenuto che quest'ultima può avere; il secondo legato a perdite indirette ad esempio associate ai "mancati profitti", ovvero le perdite generate dall'impossibilità da parte dell'immobile di svolgere le funzioni per cui è stato progettato bloccando l'economia dell'intera zona.

Entrambe le voci analizzate hanno, seppur in modo differente, una rilevanza fondamentale per la quantificazione delle perdite totali. Alcuni aspetti, come le perdite direttamente connesse alla struttura, possono essere standardizzati e

valutati per tipologia di edificio, per altri aspetti questo non risulta possibile e vanno fatte valutazioni specifiche per ogni singolo caso, in modo particolare per quanto riguarda le perdite da “mancati profitti” dove esiste una serie di problematiche non connessa a valutazioni tecniche che difficilmente possono essere quantificate. Una delle principali cause inerenti a questa voce di perdita è rappresentata dal tempo di inutilizzo che può essere quantificato solo nella parte relativa ai tempi di cantiere necessari per il ripristino della struttura. Tuttavia tale aspetto rappresenta spesso una porzione limitata del tempo totale di fermo; esistono infatti tempi necessari per valutare il reale stato di salute della struttura in seguito all’evento affidandoci nella maggior parte dei casi a sopralluoghi ed analisi visive che devono determinare l’agibilità della struttura.

All’interno di questo lavoro si è cercato di trovare delle metodologie che fossero in grado di ridurre i tempi necessari per le dichiarazioni di agibilità della struttura stessa, prevedendo l’implementazione di una serie di sensori in grado di quantificare il danno e fornire una prima valutazione della sicurezza della struttura in modo automatico, realizzando un importante strumento da affiancare ai tecnici durante le operazioni di ispezione e di valutazione. Tale metodologia, oltre a velocizzare i tempi necessari per la valutazione dello stato di salute dell’edificio, consentirebbe di avere a disposizione dati reali relativi alla storia di carico subita dall’edificio. Inoltre risulterebbe possibile conoscere in modo dettagliato anche le stesse sollecitazioni sismiche imposte alla struttura, cogliendo eventuali effetti locali del terreno. Nell’ipotesi di avere una rete estesa di questi dati si potrebbe indirizzare le operazioni di soccorso in modo mirato, posticipando l’ispezione di edifici in cui non vengono registrati danni importanti e, viceversa, anticipandole dove le intensità registrate risultino essere maggiori.

Esiste poi un tema che si lega strettamente sia alle perdite dirette che alle perdite associate al mancato utilizzo, ossia il tema relativo alle tempistiche necessarie per eseguire le operazioni di ripristino delle strutture danneggiate. Per la valutazione di questo specifico aspetto si è reso necessario adottare la procedura proposta dal PEER-PBEE (Pacific Earthquake Engineering Research – Performance Base Earthquake Engineering), rivedendola nell’ottica di edifici prefabbricati. Come anticipato precedentemente, la vulnerabilità associata agli elementi di collegamento porta ad avere collassi di tipo locale che possono tuttavia influenzare notevolmente la sicurezza e le perdite associate a questi edifici. Per questo motivo, nel presente

7. CONCLUSIONI

lavoro è stato proposto di integrare all'interno della metodologia PEER-PBEE il principio di gerarchia di collasso degli elementi. Ovvero, valutare tutti gli elementi che vedono il proprio collasso influenzato dagli altri. Il collasso di un elemento avviene infatti sia per il superamento della propria capacità ma anche per il collasso degli elementi di supporto. Ciò influenza in modo particolare gli edifici prefabbricati poiché lo schema statico ad essi associato risulta prossimo alle condizioni di isostaticità senza poter garantire un'adeguata robustezza dell'intera struttura. Introdotto in termini probabilistici questo concetto, risulta pertanto possibile individuare la probabilità di collasso e successivamente i valori di perdite legati all'intera struttura. Per quanto riguarda la determinazione del tempo di riparazione, è stata implementata in ambiente Matlab di una procedura che, combinata con ad un cronoprogramma lavori, è in grado di quantificare il tempo necessario per il ripristino considerando le possibili sovrapposizione delle lavorazioni in modalità automatica. La procedura proposta risulta pertanto facilmente implementabile in procedure automatiche che, negli istanti successivi all'evento sismico, sono in grado di quantificare il danno e i tempi necessari al ripristino. Quest'ultima è stata validata attraverso l'applicazione a differenti casi studio per valutare la vulnerabilità sismica degli edifici industriali esistenti. Considerando un caso studio realmente realizzato collocato nel sito di Milano si è deciso di riprogettarlo secondo le normative storiche degli anni '80 per due siti a sismicità maggiore, L'Aquila e Napoli, mantenendo la geometria e la tipologia di dettagli costruttivi. In particolare si è valutata la probabilità di collasso dello stesso nonché le perdite economiche. Per tutti i casi analizzati si è riscontrata una notevole vulnerabilità degli edifici esistenti per valori di accelerazione spettrale maggiori a 0.1g. Tali valutazioni sono state precedute da un importante lavoro di preparazione dei modelli, in particolare per valutare l'influenza della modellazione della copertura e degli elementi secondari tipicamente non considerati, se non come masse partecipanti al sisma, in ambito professionale.

Al fine di cogliere il reale comportamento delle strutture analizzate, si è deciso di implementare nella modellazione la rimozione degli elementi in seguito al superamento delle loro condizioni ultime. Si è osservato che, la modellazione accurata della copertura porta a leggere modifiche in termini di probabilità di collasso nel caso di collegamenti ad attrito. Mentre la modellazione esplicita dei pannelli ha portato ad un notevole incremento della vulnerabilità nei confronti dello

stato limite di danno per i pannelli orizzontali, aspetto non colto dalla comune prassi di modellazione dei pannelli in soli termini di massa.

Un ultimo aspetto affrontato è relativo all'individuazione della miglior strategia di rinforzo e la ricerca di metodologie semplificate utilizzabili in ambito professionale in grado di quantificare il valore delle perdite economiche. Quando parliamo di retrofit è importante evidenziare come una parte fondamentale del lavoro consiste nel comunicare al committente il rischio sismico prima e dopo l'intervento. Purtroppo quando si parla di rischio, il terremoto non viene percepito come un rischio reale data la sua aleatorietà sia spaziale che temporale e si interviene spesso solo in seguito ad un suo accadimento poiché il committente difficilmente è in grado di valutare i benefici che trarrebbe dalla messa in sicurezza della struttura, anzi spesso viene scoraggiato dalla possibile perdita generata dall'interruzione di servizio necessaria per effettuare le operazioni di rinforzo. Per questo motivo risulta di fondamentale importanza individuare una metodologia che sia in grado di far comprendere a pieno i vantaggi scaturiti dal rinforzo. Oltre alla validazione delle procedure inerenti al criterio di gerarchia di collasso sviluppata in questo lavoro si è cercato di individuare modelli semplificati a singola colonna, utilizzabili anche in ambito professionale, che fossero in grado di cogliere adeguatamente il valore delle perdite medie attese. Anche in questo caso esistono aspetti che non possono essere valutati "a priori" ma sono specifici al singolo edificio. Tuttavia il computo del valore di perdita media annua e la sua riduzione consente di evidenziare il beneficio che si potrebbe trarre dalla realizzazione di un intervento di rinforzo valutando insieme ai costi necessari per la sua realizzazione il tempo di ritorno dell'intervento stesso.

7.1 Sviluppi futuri

All'interno di questo lavoro si è cercato di definire delle procedure in grado di determinare il rischio sismico degli edifici esistenti in termini di perdite economiche. Nella tesi, oltre alla discussione strettamente legata allo sviluppo della procedura viene proposta la sua applicazione a diversi casi studio.

Un ulteriore aspetto legato alla vulnerabilità dell'esistente è inerente al periodo di costruzione scelto per le analisi di vulnerabilità (anni '80) che rappresenta solo una parte del patrimonio edilizio, andrebbe pertanto adeguatamente valutata la vulnerabilità di edifici realizzati sia precedentemente che successivamente al periodo analizzato. Di particolare interesse potrebbe essere il confronto con

7. CONCLUSIONI

strutture caratterizzate da geometrie, tipologie strutturali e dettagli costruttivi diversi.

Tra gli ulteriori argomenti con possibili sviluppi futuri troviamo il tema attuale dell'applicazione di sensori per il monitoraggio delle prestazioni dell'edificio. Lo scopo di quanto osservato all'interno di questo lavoro era valutare la fattibilità di queste procedure che sono state applicate su una porzione limitata di un edificio. L'applicazione estesa all'intero edificio, la registrazione attraverso prove sperimentali e l'individuazione di algoritmi parametrici implementabili direttamente a bordo di sensori rappresentano un argomento di sicuro interesse per lo sviluppo di tale tematica.

APPENDICE 1 - ANALISI DEI COSTI

Descrizione	Costo		Tempo lavorazione	Riferimento
	Opera zione	Manod opera		
<p>Ripristino di lesioni su strutture in cemento armato con iniezioni di resina epossidica eseguite con idoneo impianto di iniezione a bassa pressione. Sono compresi: l'esecuzione di 4-6 fori, diam. 20-30mm con utensili a rotazione a bassa velocità, per l'alloggiamento degli ugelli; la stuccatura perimetrale della lesione con adesivi epossidici morbidi; la posa dei tubetti di iniezione e di sfianto; la resina epossidica iniettata fino a completa saturazione in profondità; le opere di presidio ed i ponteggi.</p> <p>- per lesioni da 1,5 a 3,0mm e profondità fino a 25cm</p>	25.69 [€/m]	29.41 [€/m]	0.78 [h/m]	1C.04.700.0150.c
<p>Asportazione del calcestruzzo ammalorato dalle zone fortemente degradate con mezzi meccanici e/o mediante idroscarifica ad alta pressione fino a raggiungere lo strato sano e, comunque, non carbonatato; spessore indicativo della scarifica circa 15 mm; spazzolatura manuale fino al grado St2 o sabbatura delle armature metalliche affioranti in punti diffusi, fino al grado Sa 2,5 (secondo la norma ISO 8501-1), lavaggio delle superfici. Sono comprese eventuali prove chimiche per l'accertamento della profondità di carbonatazione; l'accatastamento, il carico e trasporto delle macerie ad impianti di stoccaggio, di recupero o a discarica; le opere provvisorie di protezione e di segnalazione. Esclusi: i ponteggi, gli oneri di smaltimento.</p>	22.49 [€/m ²]	15.68 [€/m ²]	0.50 [h/m ²]	1C.04.700.0070
<p>Ricostruzione del calcestruzzo copriferro per uno spessore medio di 1cm con malta a ritiro controllato a base di cementi ad alta resistenza, inerti selezionati, additivi e fibre, rispondente ai Criteri Ambientali Minimi di cui al Decreto 11 gennaio 2017 del Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare, applicata su supporto già irruvidito, provvista di marcatura CE e conforme ai requisiti prestazionali definiti dalla EN 1504-3, per malte strutturali di</p>				

APPENDICE 1 – ANALISI DEI COSTI

<p>classe R4 di tipo PCC. Compresa la bagnatura fino a saturazione del sottofondo, la nebulizzazione con acqua durante l'indurimento. Esclusi i ponteggi e l'eventuale armatura integrativa:</p> <p>- su superfici di elementi strutturali (travi, pilastri, muri, solette), compresa la riprofilatura degli spigoli interessati.</p>	19.07 [€/m ²]	8.41 [€/m ²]	0.26 [h/m ²]	1C.04.700.0100.a
	18.59 [€/m ²]	6.77 [€/m ²]	0.22 [h/m ²]	1C.04.700.0100.b
<p>- per ogni cm in più.</p>				
<p>Scavo parziale di fondazione a sezione obbligata con pareti a scarpa, eseguito fino a m. 1,50 di profondità con mezzi meccanici, di materie di qualsiasi natura e consistenza, asciutte, bagnate, melmose, esclusa la roccia, inclusi i trovanti rocciosi o i relitti di murature fino a 0.75m³, comprese le opere provvisorie di segnalazione e protezione, le sbadacchiature leggere ove occorrenti:</p> <p>- con carico e deposito delle terre nell'ambito del cantiere</p>	3.89 [€/m ³]	3.95 [€/m ³]	0.12 [h/m ³]	1C.02.100.0030.a
<p>Sottofondazioni realizzate mediante getto di calcestruzzo preconfezionato a prestazione garantita, Diametro max degli aggregati 32mm, consistenza S4, classe di resistenza:</p> <p>- C20/25</p>	122.24 [€/m ³]	17.72 [€/m ³]	0.56 [h/m ³]	1C.04.020.0010.b
<p>Casseforme per getti in calcestruzzo, eseguite fino a 4,50m dal piano d'appoggio, con impiego di tavole di abete, comprese armature di sostegno, disarmante, manutenzione e disarmo:</p> <p>- per strutture in c.a.,muri scala ed ascensore di qualsiasi spessore, solette piene</p>	16.49 [€/m ²]	20.79 [€/m ²]	0.47 [h/m ²]	1C.04.400.0020.c
<p>Tondino in acciaio nervato, rispondente ai Criteri Ambientali Minimi di cui al Decreto 11 gennaio 2017 del Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare, con caratteristiche rispondenti alla norma UNI EN 10080 e prodotto con sistemi di controllo di produzione in stabilimento di cui al D.M. 17/01/2018 del tipo:</p> <p>-B450C</p>	0.62 [€/kg]	-	-	MC.04.010.0010.a
<p>Ancoraggi, fissaggi, inghisaggi, intasamenti con betoncino epossidico a base di resina epossidica bicomponente ed aggregati silicei di opportuna granulometria ed in corretto rapporto di peso in relazione all'impiego, provvisto di marcatura CE e conforme ai requisiti</p>	10.00 [€/m]	40.39 [€/m]	0.05 [h/m]	1C.04.600.0010.a

prestazionali richiesti dalla norma EN 1504-6 (prodotti per ancoraggio).				
Strutture armate in conglomerato cementizio realizzate mediante getto con l'ausilio di gru o qualsiasi altro mezzo di movimentazione, di calcestruzzo confezionato in betoniera, con inerti ad assortimento granulometrico adeguato alla particolare destinazione del getto diametro massimo 32mm, consistenza S3, per spessori non inferiori a 17cm, esclusi ferro e casseri, compresa la vibratura; resistenza: -C28/30 esposizione XC1 o XC2	123.68 [€/m³]	37.17 [€/m³]	1.19 [h/m³]	1C.04.010.0040.b
Sovrapprezzo al getto di calcestruzzo per esecuzione di strutture di spessore inferiore a 17cm	4.71 [€/m³]	18.94 [€/m³]	0.61 [h/m³]	1C.04.350.0010
Posa della fondazione	605.08 [€]	124.92 [€]	4 [h]	
Posa del pilastro	68.25 [€/m]	249.84 [€]	8 [h]	
Carpenteria metallica limitata a parti di edifici per traviature per solai, coperture, ossature, rampe e ripiani scale, pensiline, balconi e simili, in opera imbullonata o saldata. Acciaio del tipo S235, S275 e S355. Compresi i profilati di qualsiasi tipo, sezione e dimensione, piastre, squadre, tiranti, bulloni, fori, fissaggi; mano di antiruggine; trasporti e sollevamenti; opere di sostegno e protezione, esclusi oneri per demolizioni e ripristini di opere murarie. Per strutture formate da: - profilati laminati a caldo S235JR - UNI EN 10025	1.89 [€/kg]	2.16 [€/kg]	0.069 [h/kg]	1C.22.020.0010.a
Ancorante chimico predosato in fiala, marcato CE per applicazioni in calcestruzzo fessurato e per Categoria di Prestazione Sismica C1, secondo il Documento di Valutazione Europea EOTA EAD 330499-00-0601 e Rapporti Tecnici EOTA TR 048 e EOTA TR 049 (oppure secondo la Linea Guida EOTA ETAG 001-5 e Annessi A e E). La capacità portante del sistema è calcolata secondo le indicazioni della Norma FprEN 1992-4:2017 (oppure secondo la Linea Guida ETAG 001 - Annesso C e i Rapporti Tecnici EOTA TR	2.06 [€/pz.]			MC.04.200.0030.c

APPENDICE 1 – ANALISI DEI COSTI

029 e EOTA TR 045 o la Specifica Tecnica CEN/TS 1992-4:2009). L'ancorante sarà applicabile fino a una temperatura del supporto minima di -30°C, per tirante tipo: - M12				
Misura e ricerca della posizione delle armature mediante pacometro. Misurazione a mezzo pacometro transistorizzato a riluttanza magnetica per la rilevazione, nelle strutture in c.a., dei ferri d'armatura, del loro diametro e dello spessore del copriferro, per ferri d'armatura aventi diametro compreso tra mm 10 e mm 40 e per spessori del getto di ricoprimento delle armature non superiore a mm 100. È compreso quanto altro occorre per dare i risultati della misurazione completi. Il prezzo è riferito all'unità di superficie di getto ispezionata	6.13 [€/pz.]	1.91 [€/pz.]	0.061 [h/pz.]	1C.00.010.0080
Ricostruzione di spessori consistenti di strutture in cemento armato con getto entro casseforme di malta colabile a ritiro controllato a base di cementi ad alta resistenza, inerti selezionati, microsilice, speciali additivi e fibre con aggiunta di inerti a granulometria appropriata, rispondente ai Criteri Ambientali Minimi di cui al Decreto 11 gennaio 2017 del Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare, provvista di marcatura CE e conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla norma EN 1504-3, per malte strutturali di classe R4 di tipo CC. Compresa l'umidificazione a rifiuto del supporto, il getto entro casseri anche a più riprese, la nebulizzazione con acqua nella fase di indurimento. Esclusi: la preparazione del supporto, i ponteggi, le casseforme, l'eventuale armatura integrativa.	1902.6 [€/m³]	123.6 [€/m³]	3.94 [h/m³]	1C.04.700.0110
Posa della trave	431.4 [€/m]	249.84 [€]	8 [h]	
Manto impermeabile costituito da doppia membrana applicata a fiamma su idoneo piano di posa orizzontale o inclinato, compresa imprimitura a base bituminosa del fondo, formazione di colli perimetrali di raccordo, sfridi, sormonti e assistenze murarie, restano escluse le membrane i cui prezzi saranno desunti e contabilizzati dal volume 2.1, in base alla superficie effettivamente impermeabilizzata		0.20 [€/m²]	0.20 [h/m²]	1C.27.050.0100.e

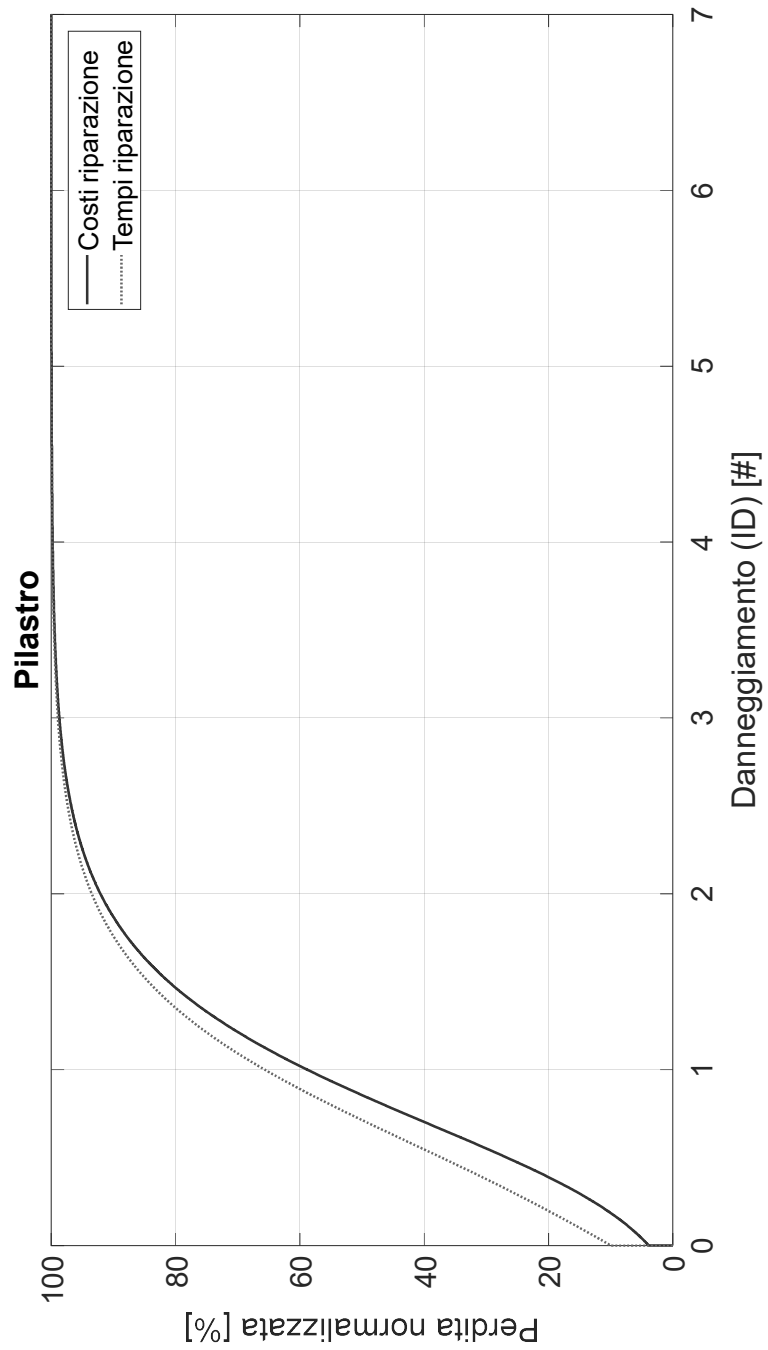
Posa tegolo	133.5 [€/m]	124.92 [€]	4 [h]	
Bulloneria nelle varie dimensioni: - in ferro	2.06 [€/pz.]			MC.22.080.0010.a
Sigillature di giunti in cemento armato, in marmo, fibrocemento, di interstizi fra telai di serramenti e murature, con sigillante poliacrilico tixotropico monocomponente.	0.72 [€/m]	1.44 [€/m]	0.05 [h/m]	1C.04.700.0110
Posa pannelli	13.98 [€/m ²]	124.92 [€]	4 [h]	

APPENDICE 2 – CURVE DI PERDITA ED INDICI DI DANNO

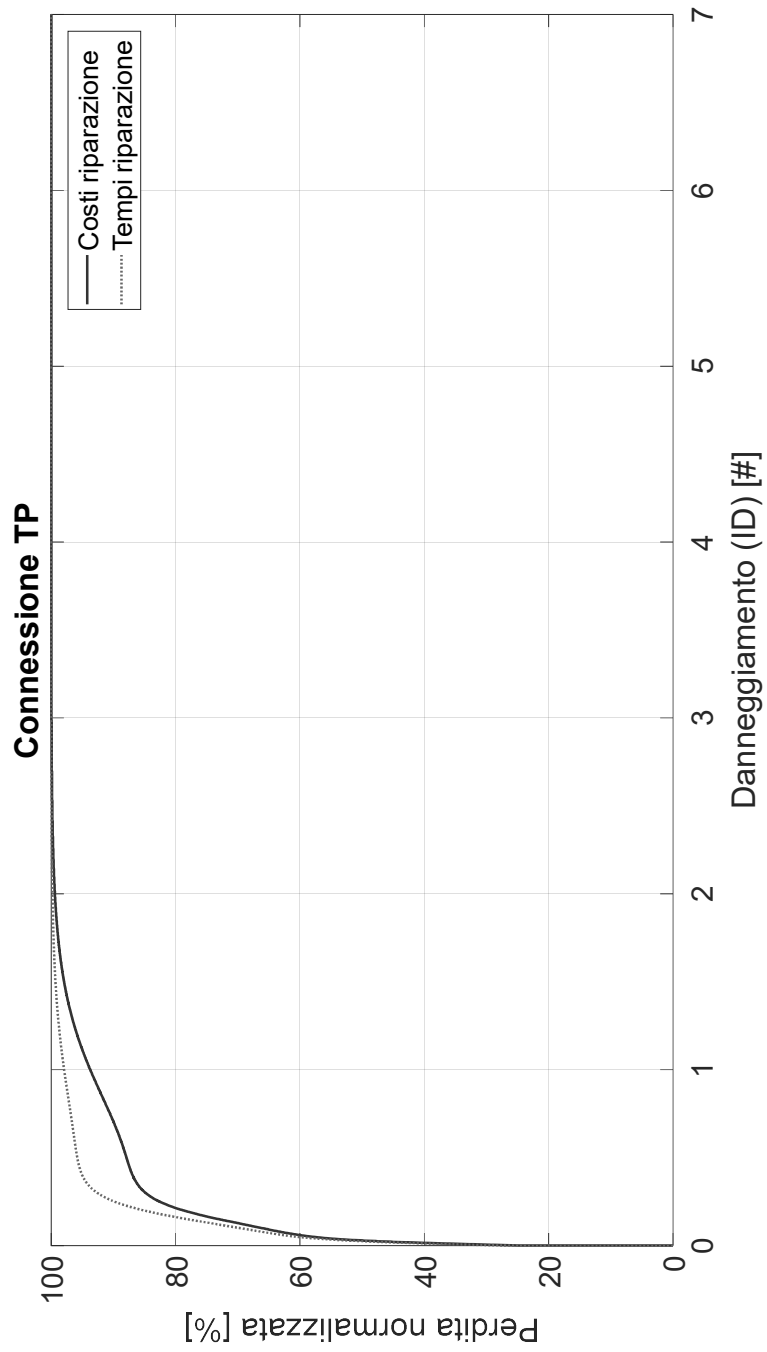
Di seguito vengono riportati i dettagli analitici per la costruzione delle curve di perdita, si vuole ricordare come entrare le curve vengono definite come cumulate di una distribuzione normale caratterizzata dallo stesso valor medio ma due differenti dispersioni, la prima valida nell'intervallo inferiore al valore medio (dispersione inferiore) e la seconda valida per l'intervallo superiore (dispersione superiore.)

Elemento	Curva di perdita					
	Valutazione economica			Tempo di ripristino		
	Valor medio	Dispersione inferiore	Dispersione superiore	Valor medio	Dispersione inferiore	Dispersione superiore
Pilastro	0.8555	0.5228	0.7903	0.7219	0.5487	0.8139
Connessione TP	0.0302	0.0327	0.5228	0.0271	0.0316	0.1772
Tegolo	0.8446	0.6271	0.6558	0.1597	0.1679	1.0369
Pannello verticale	1.3846	0.7682	1.0744	1.0246	0.9911	1.1489
Pannello orizzontale	1.2504	0.9584	0.9191	0.8906	0.8435	1.0534

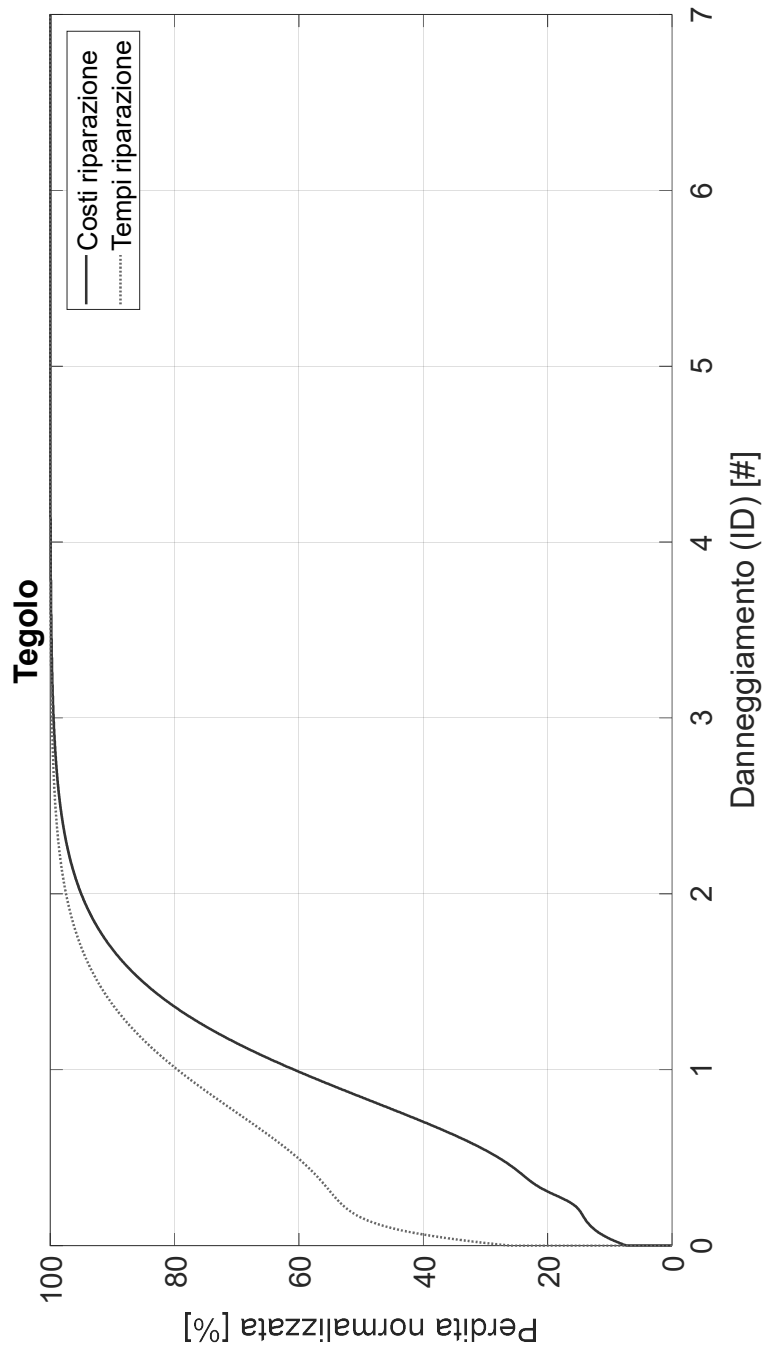
Curve di perdita per l'elemento pilastro



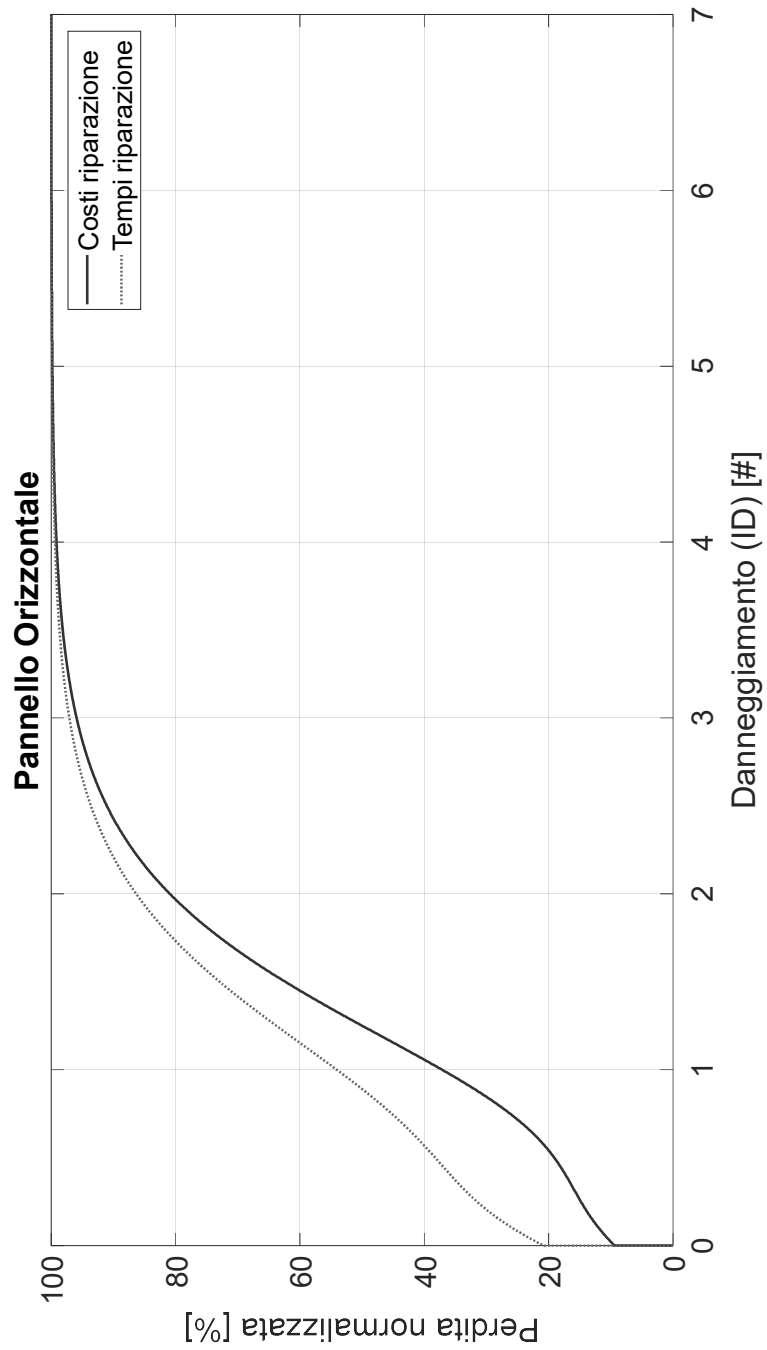
Curve di perdita per la connessione trave pilastro



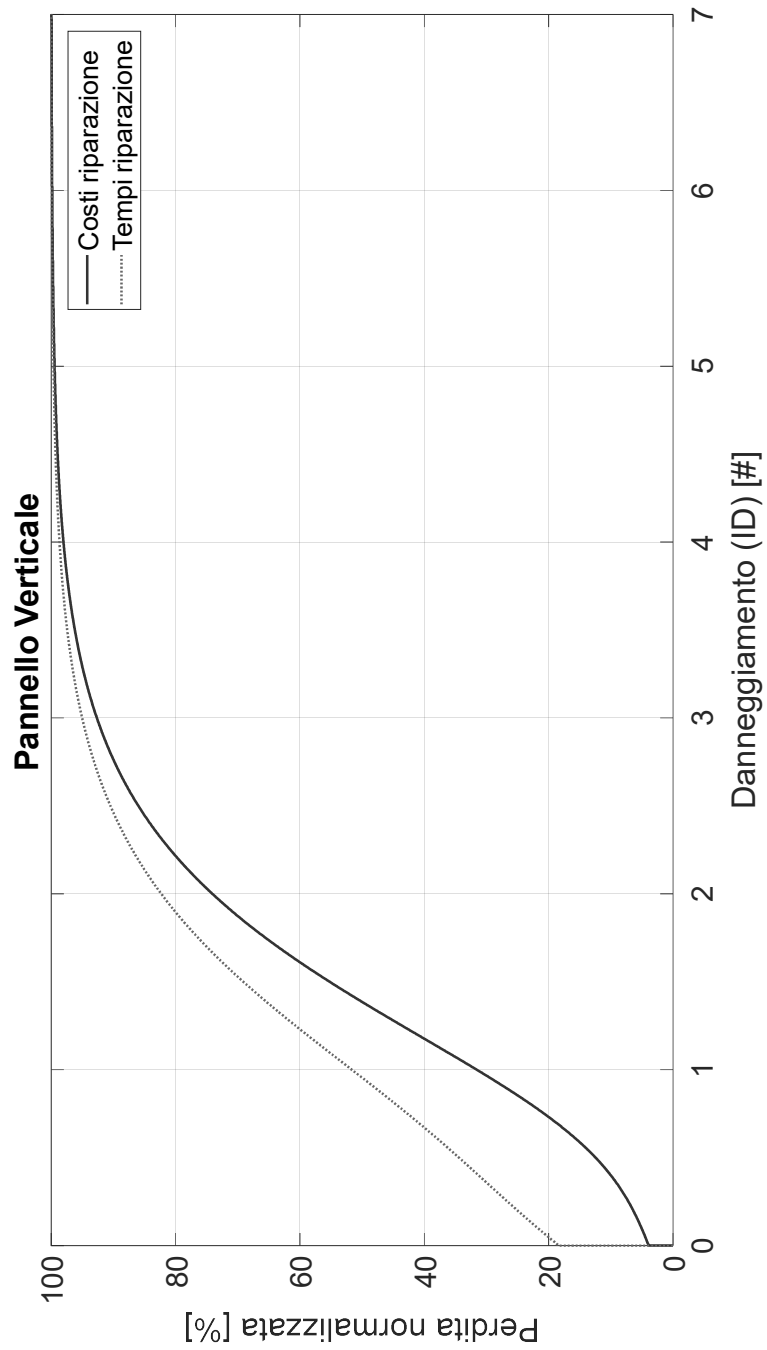
Curve di perdita per l'elemento tegolo



Curve di perdita per l'elemento pannello orizzontale



Curve di perdita per l'elemento pannello verticale



Curve di perdita per l'elemento pannello orizzontale

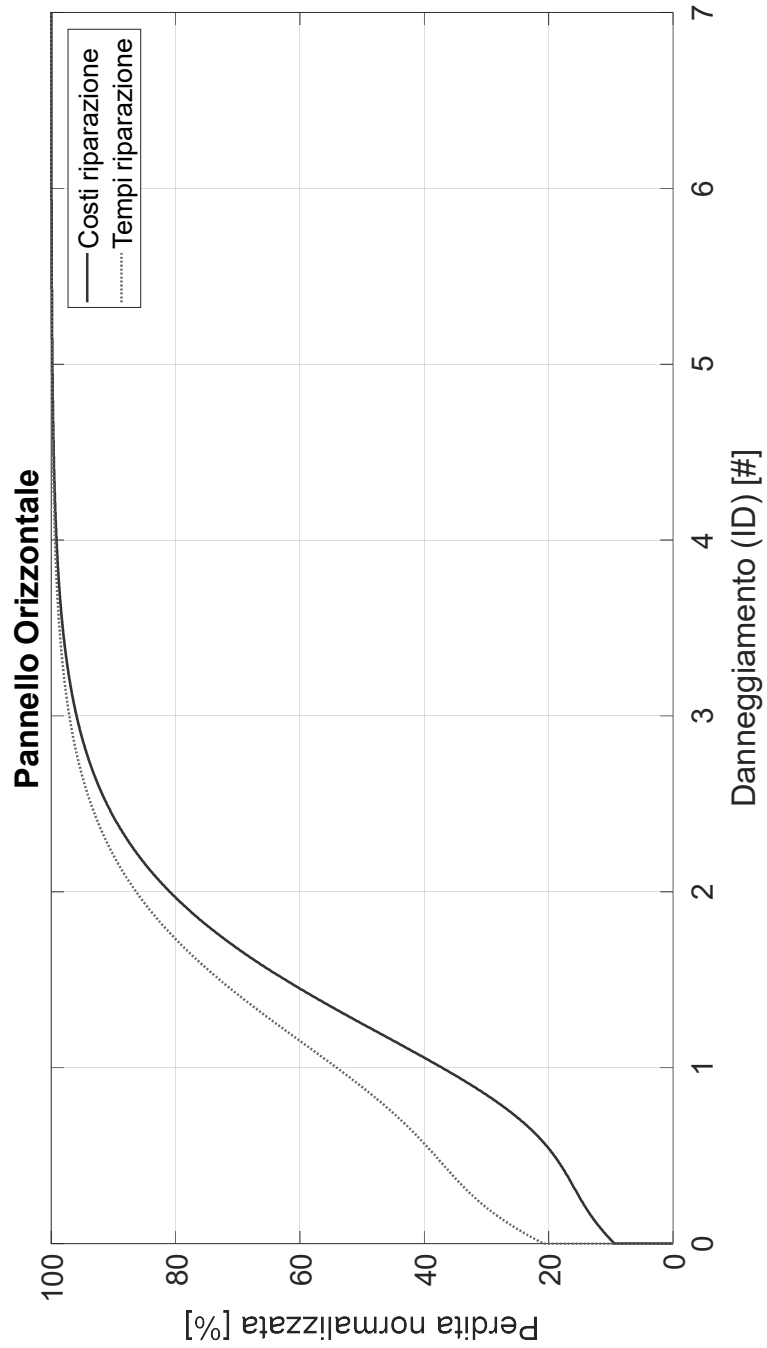


Figura 44 Indice di danno globale della struttura in seguito all'evento sismico
 Figura 44 Indice di danno globale della struttura in seguito all'evento sismico
 (ingrandimento in APPENDICE 2)

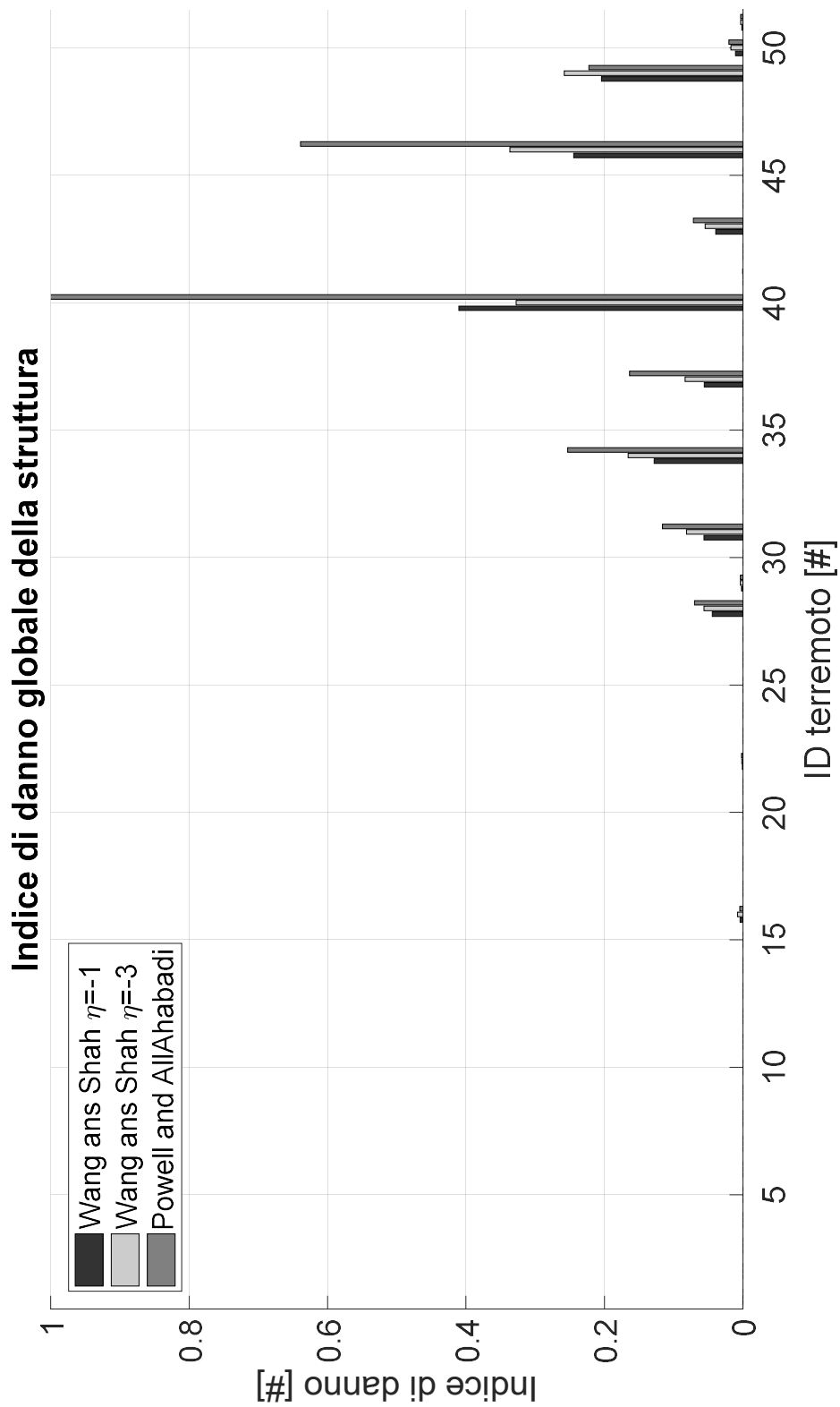


Figura 45 Valore di perdita calcolato attraverso la procedura PEER PBEE e stimato attraverso la procedura proposta

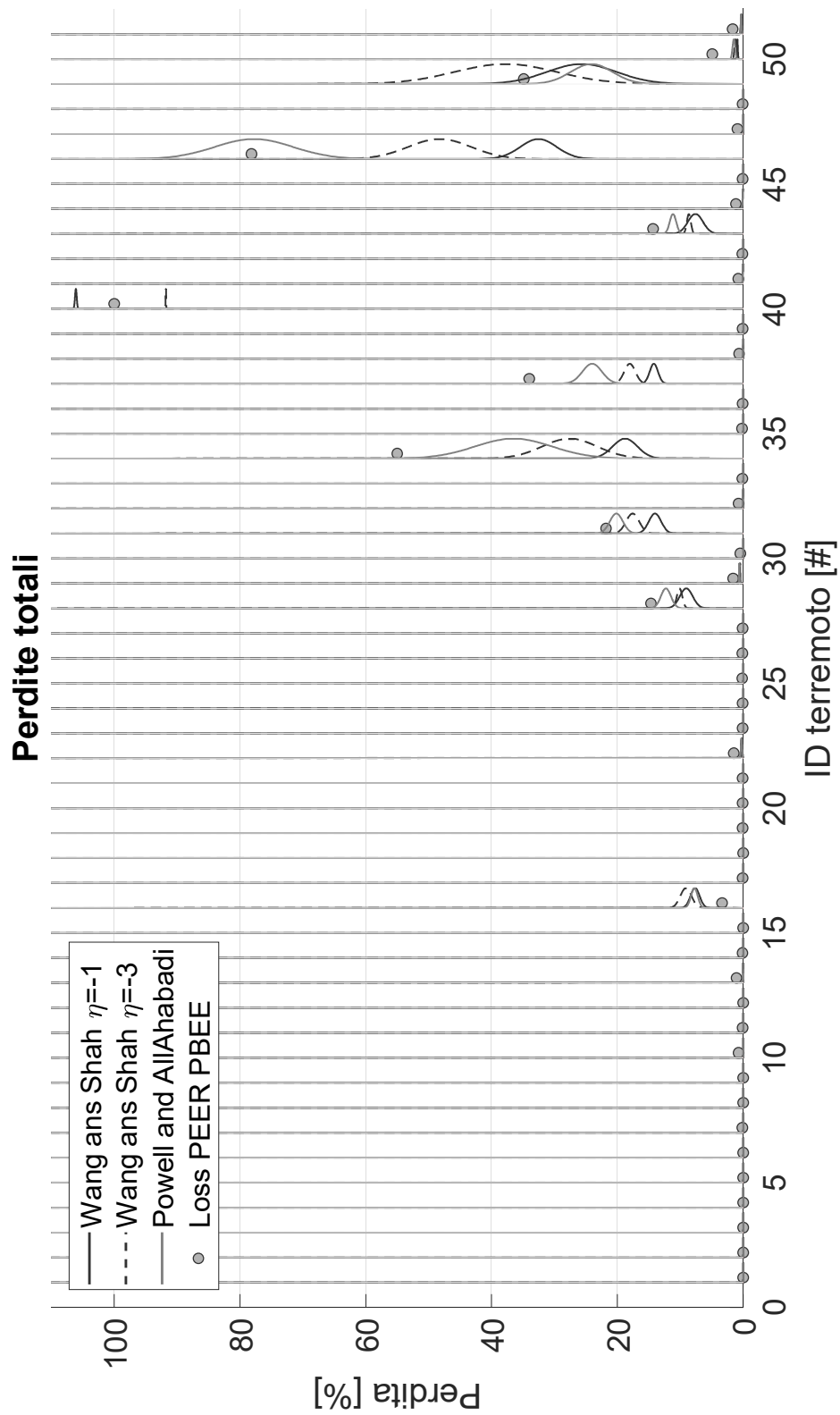


Figura 46 Valutazione del danno globale della struttura utilizzando come input della procedura l'accelerazione integrata due volte per determinare il valore di spostamento

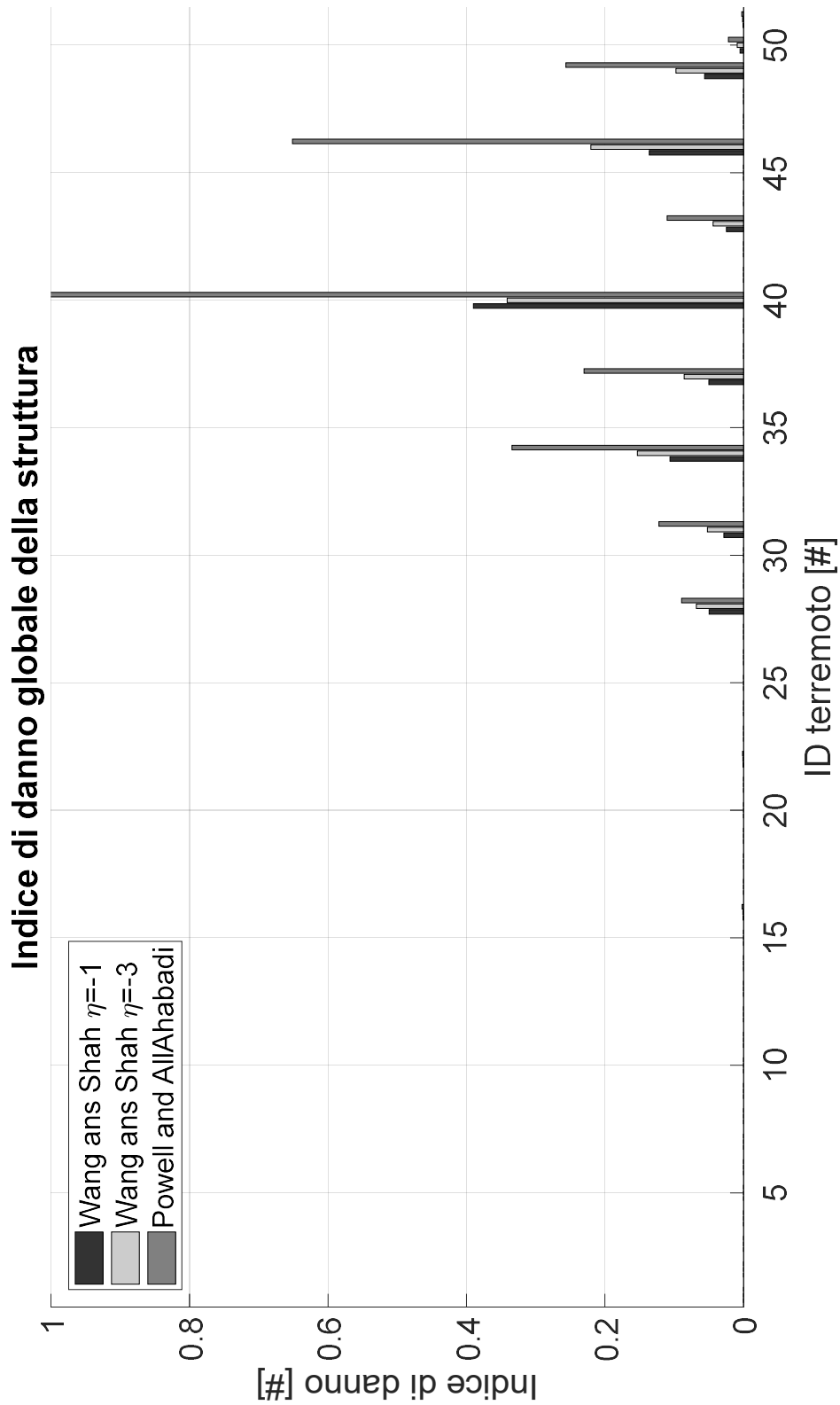
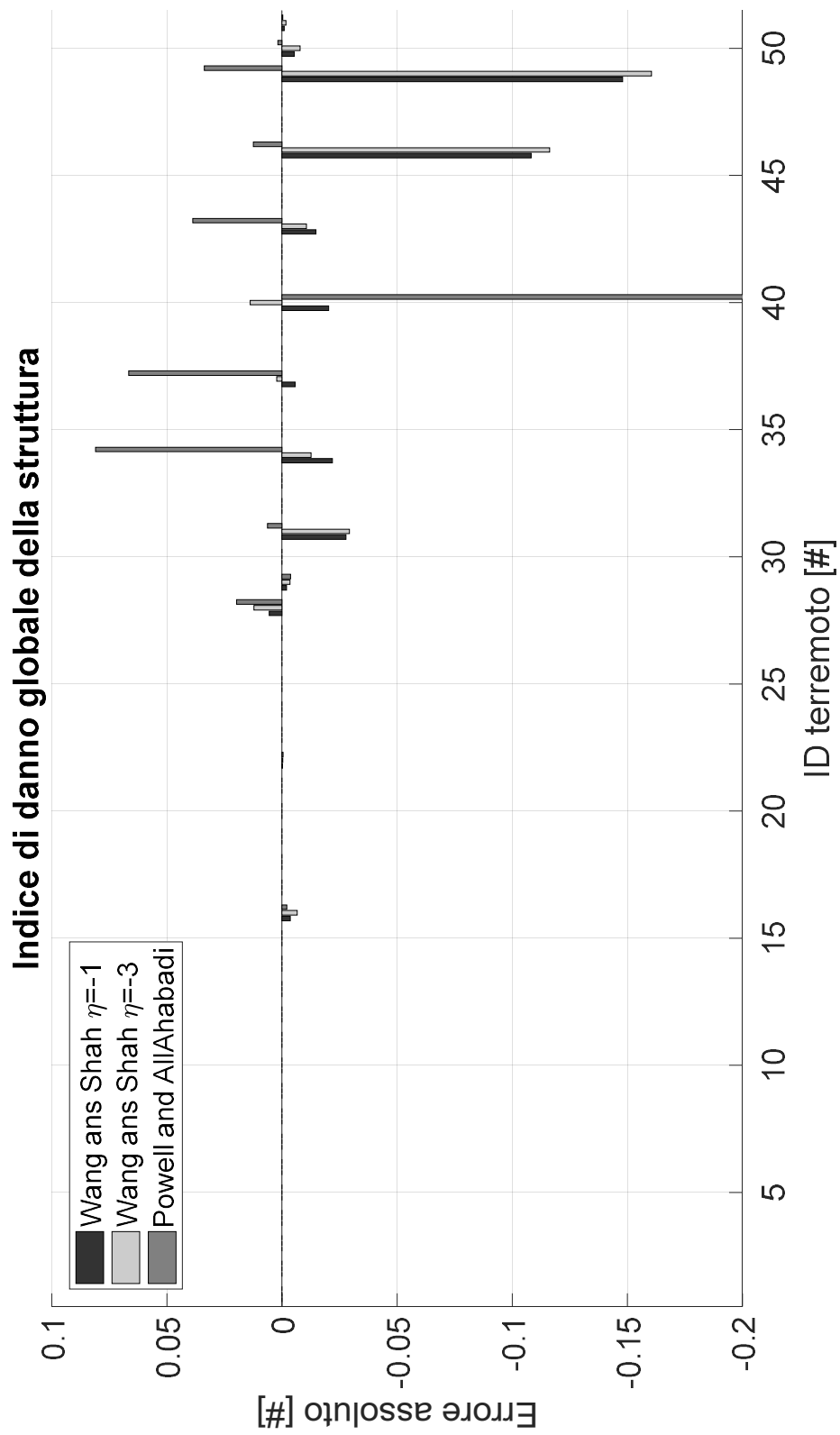


Figura 47 Errore assoluto commesso nella determinazione dell'indice di danno globale medio



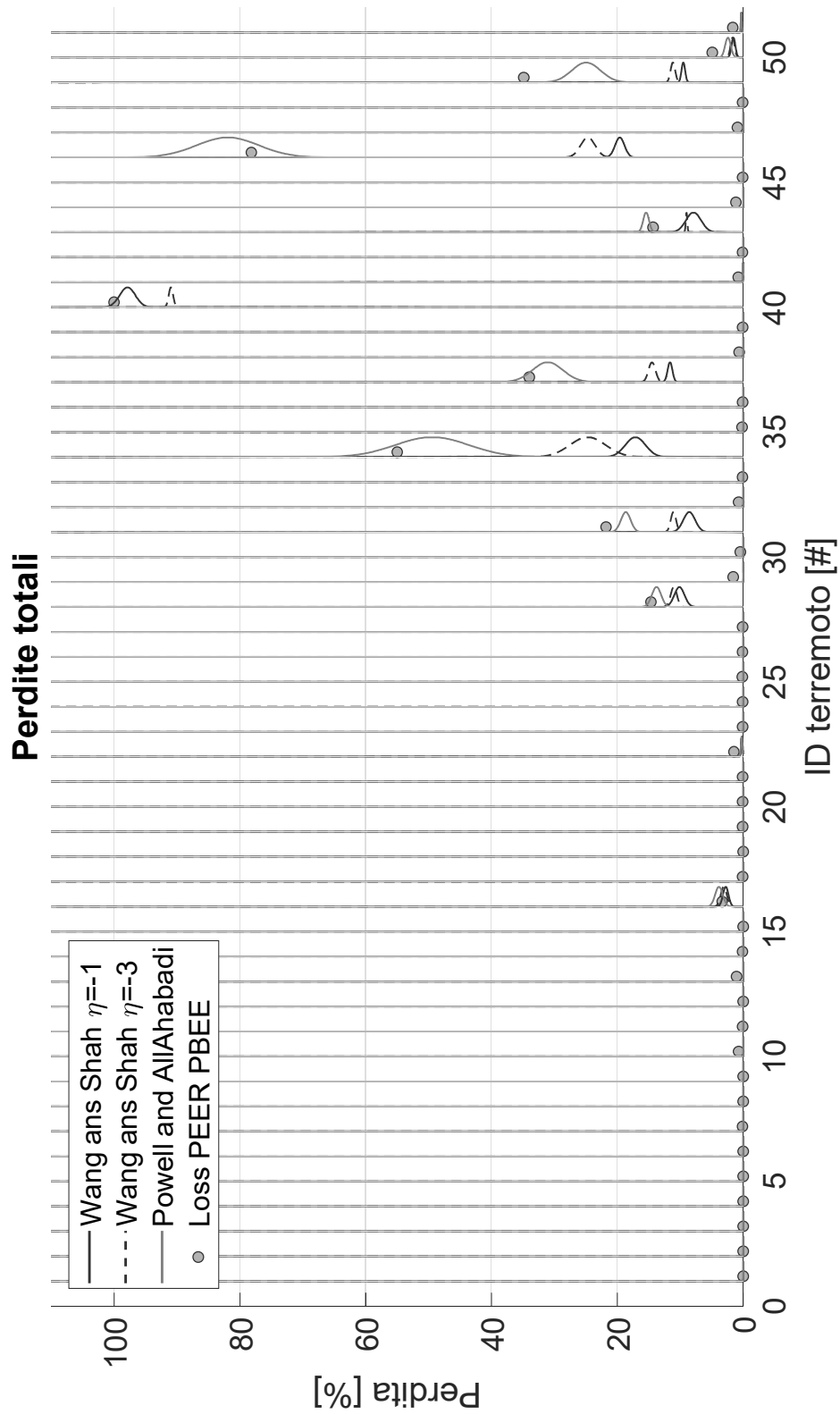


Figura 53 Perdite valutate attraverso la procedura proposta per differenti intensità di rumore e confronto con la metodologia PEER PBEE

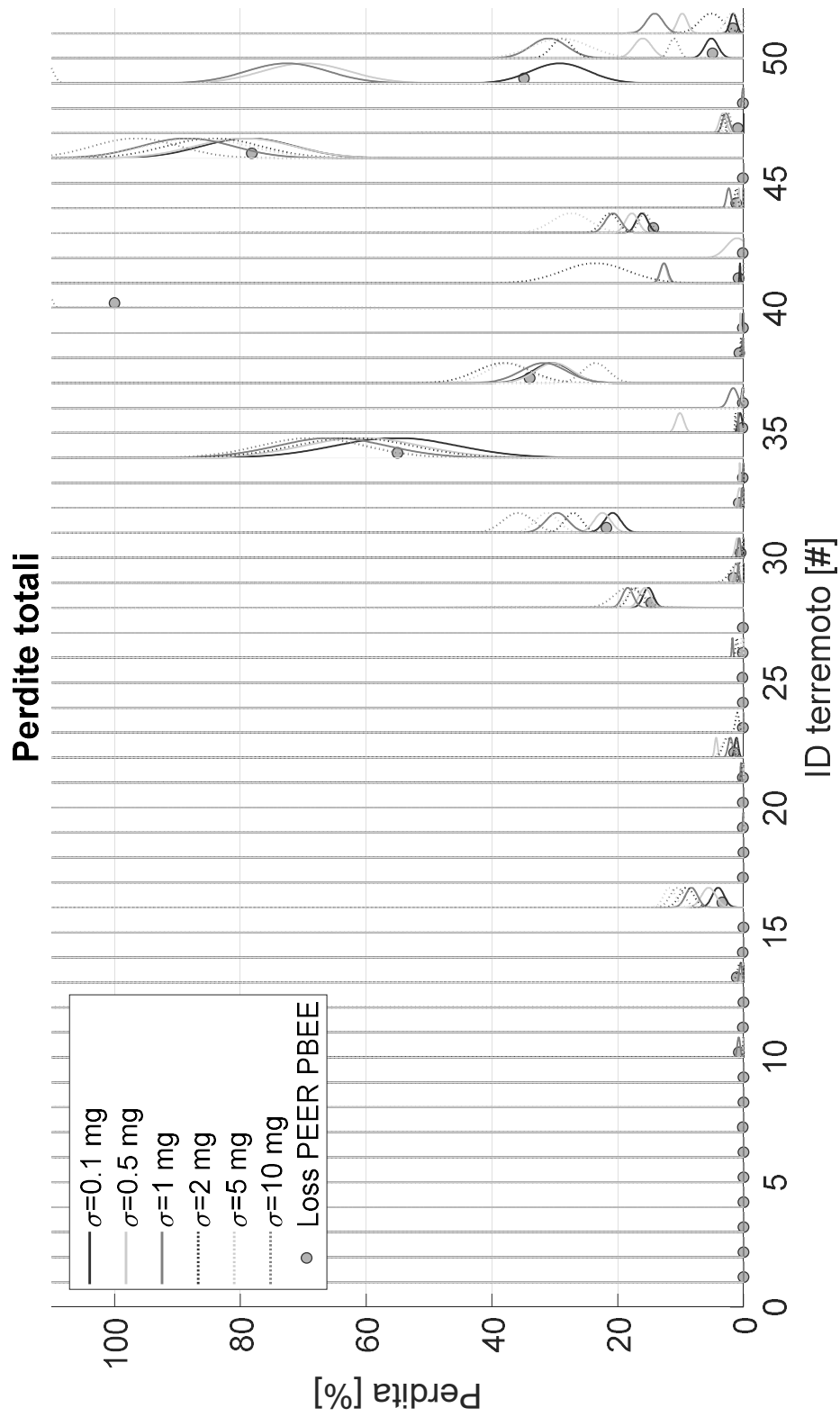


Figura 55 Errore commesso nella determinazione dell'indice di danno globale andando a ridurre il numero di sensori, approfondimento dell'intervallo [-0.1 : 0.1]

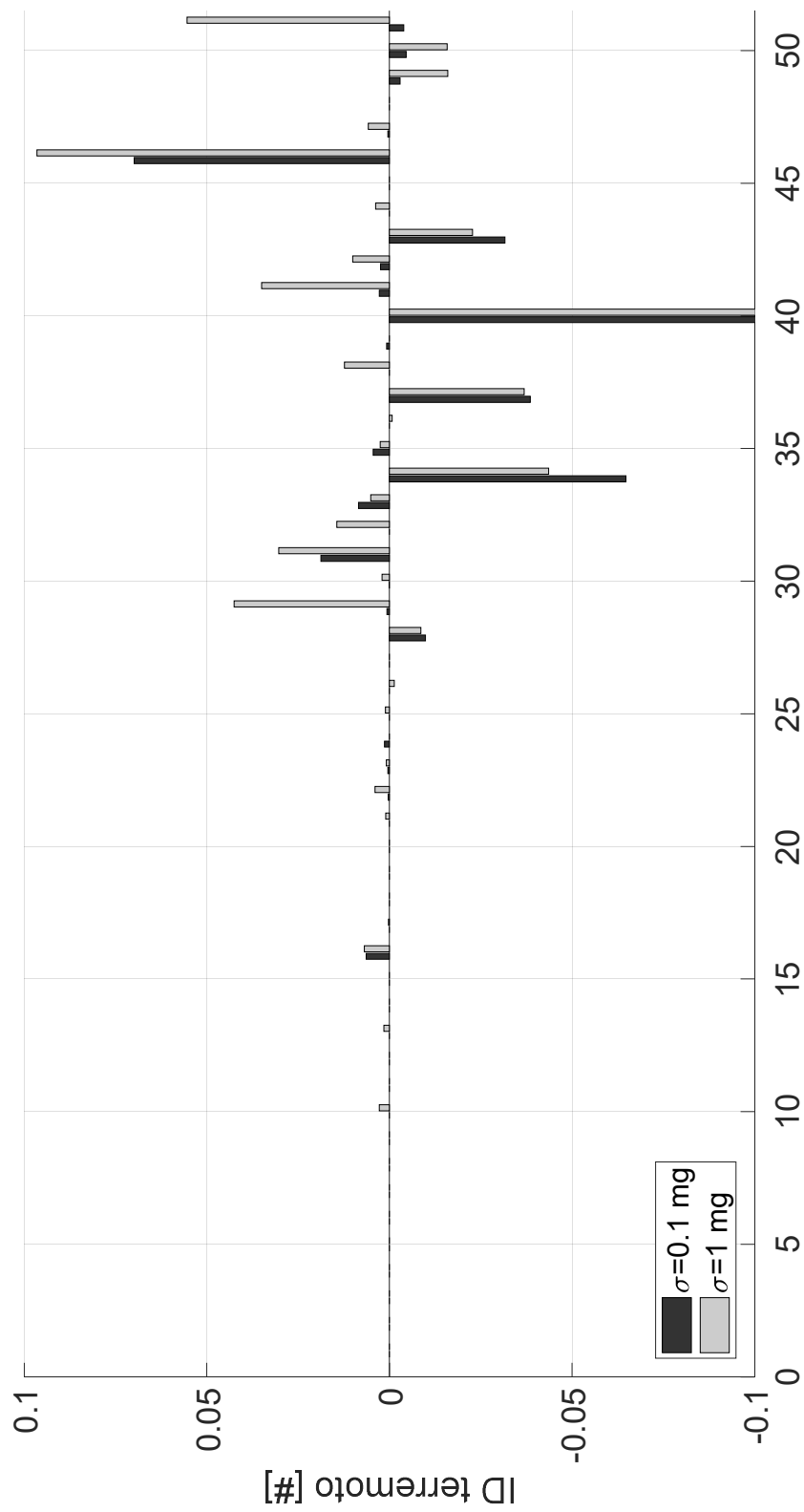


Figura 56 Confronto del valore di perdite tra la configurazione completa e ridotta della rete di sensori caratterizzati da un rumore strumentale di 0.1 mg

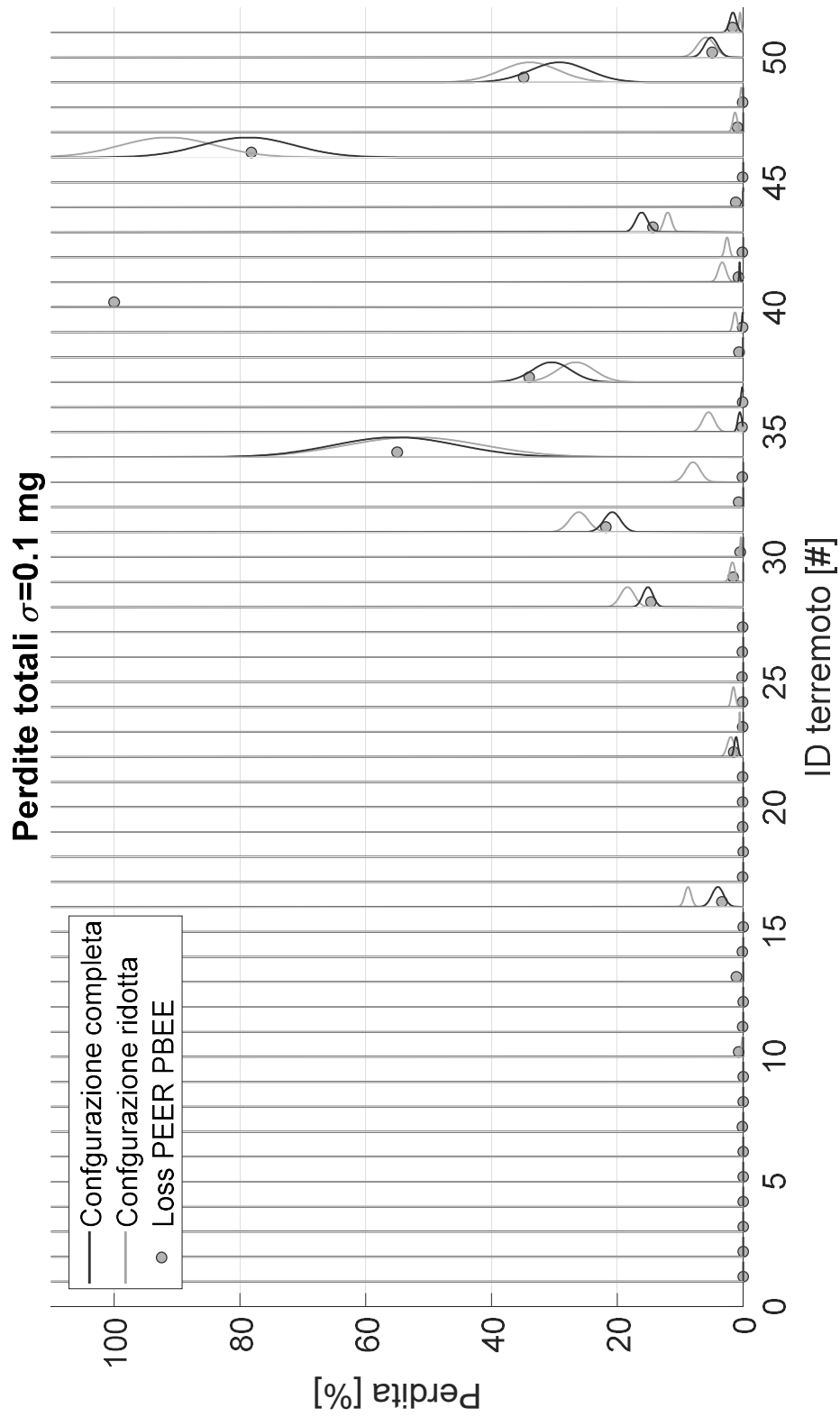
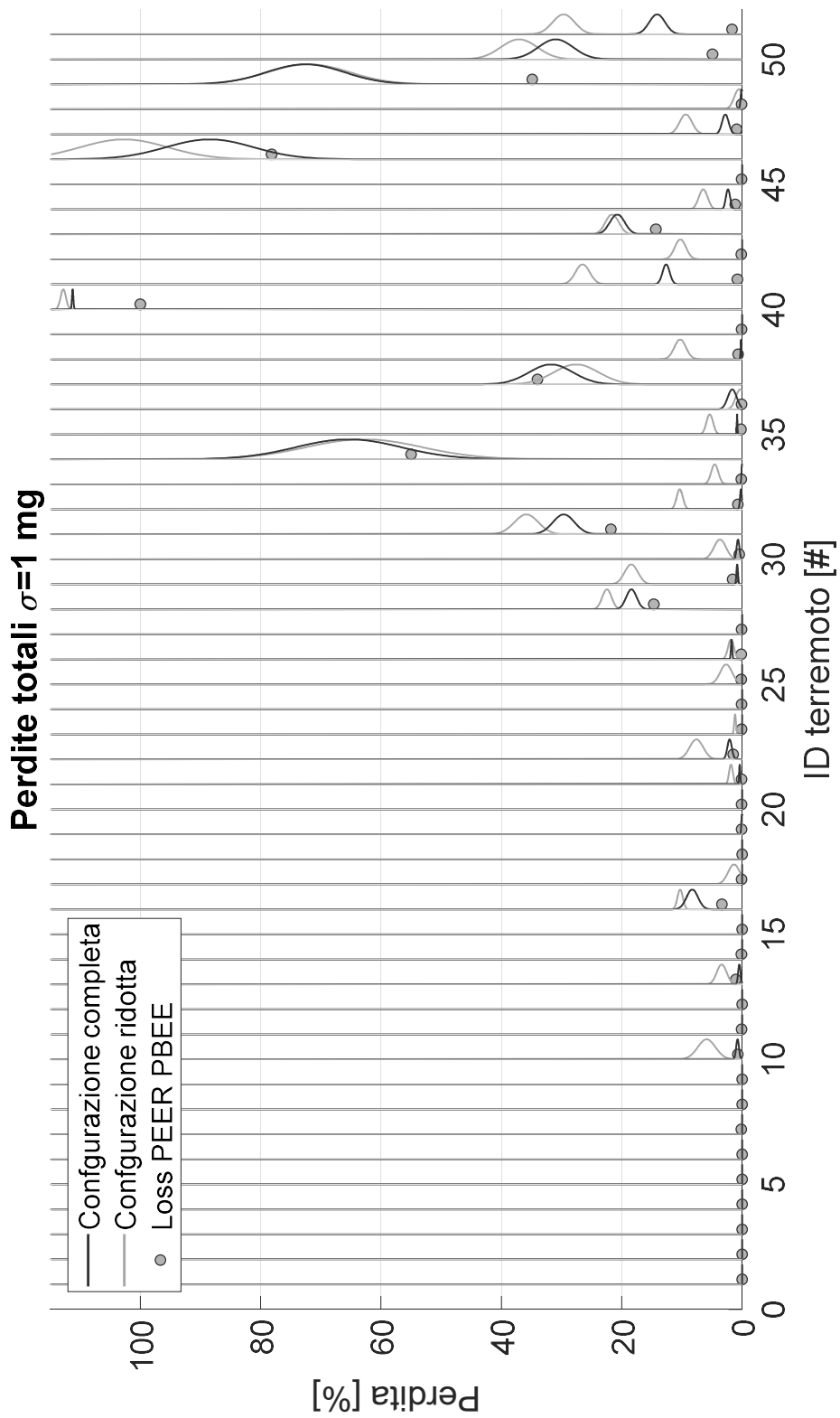


Figura 57 Confronto del valore di perdite tra la configurazione completa e ridotta della rete di sensori caratterizzati da un rumore strumentale di 1 mg



APPENDICE 3 – RIMOZIONE ELEMENTI

Uno degli aspetti analizzati in questo lavoro, che differisce in modo significativo rispetto alla prassi comune di modellazione, è relativo alla rimozione degli elementi in seguito al raggiungimento e superamento delle condizioni ultime.

Quest'operazione, seppur di interesse limitato nell'ambito della progettazione, dove l'obbiettivo principale risulta essere l'inibizione del collasso, assume un valore significativo quando vogliamo individuare gli effetti che un evento sismico genera sull'edificio al fine di predire il reale danneggiamento subito. La perdita di un elemento comporta una notevole riduzione di rigidità, basti pensare al collasso di una tamponatura che non interagisce con la struttura principale o una riduzione della massa partecipante al sisma modificandone il periodo fondamentale. La modifica dei parametri dinamici porta pertanto ad una risposta completamente differente rispetto a quella originaria che non potrebbe essere colta senza la rimozione degli elementi stessi.

In questa appendice si spiega la modalità utilizzata per la rimozione degli elementi dalle analisi FEM. Va tuttavia sottolineato come non tutti i programmi ad elementi finiti prevedono la possibilità di effettuare quest'operazione che dal punto di vista computazionale consiste nella modifica real-time, nel corso dell'analisi, delle matrici di rigidità e delle masse appartenenti al sistema risolvibile. Il software utilizzato (OpenSees), oltre alla disponibilità di un'ampia libreria di comportamenti non lineari prevede la possibilità di effettuare quest'operazione, pertanto ci rifaremo alla sintassi di tale software per enunciare le modalità di rimozione.

Innanzitutto, prima di trattare in modo specifico la modalità scelta per la rimozione delle porzioni di struttura collassate, è importante spiegare come va individuato il collasso degli elementi. Tale operazione consiste nel leggere nel corso dell'analisi, quindi ad ogni step, dei valori di riferimento per definire il collasso (scorrimenti relativi per la perdita d'appoggio degli elementi di copertura; rotazioni nella cerniera plastica per elementi in C.A. come pilastri e forcelle; oppure valori di forza per il raggiungimento delle condizioni ultime di una connessione meccanica). La lettura dei risultati real-time avviene attraverso il comando `set A [eleResponse ID ELEMENTO deformation/force]`, che restituisce un vettore A di dimensioni 6x1

contenente il valore di deformazione o forza dell'elemento selezionato, i primi tre elementi del vettore rappresentano valori di spostamento o forze nelle direzioni x, y, z mentre i successivi tre corrispondono ai valori di rotazione e momento riferiti agli stessi assi. Successivamente con il comando `set B [lindex $A ndof]` è possibile estrarre dal vettore A il parametro utile (B) da confrontare con il valore limite per valutarne il collasso; si vuole ricordare come il valore di ndof può variare da 0 a 5, poiché a differenza di altri software individua la posizione del primo elemento del vettore con l'indice 0 e non 1.

Una volta individuato il valore d'interesse questo viene confrontato con un valore limite all'interno di un ciclo if che consente di individuare il collasso dell'elemento. Di seguito viene proposto un esempio di codice scritto per individuare il collasso di un pilastro. Innanzitutto si può osservare la presenza di un primo ciclo if utile a ridurre il tempo d'analisi, infatti la variabile CPIL1, inizializzata a zero ha il compito di contenere l'istante in cui avviene il collasso dell'elemento. Una volta che quest'ultimo viene individuato il valore di CPIL1 assumerà un valore differente da 0, in modo tale che nello step successivo d'analisi tutte le operazioni di verifica dell'eventuale collasso non vengono ripetute poiché il collasso è già stato individuato. Entrando nel ciclo if si osserva alla riga 2 come all'interno della variabile rpil1 vengano salvati tutti gli stati di deformazione dell'elemento 101, per estrarre successivamente le variabili RpilX1 e RpilZ1 relative alle rotazioni rispetto all'asse x e z. Alle righe 5 e 6 viene effettuato il confronto tra la deformazione dell'elemento con il valore limite associato al collasso precedentemente definito. Nel caso si sia superato tale valore la variabile cadPilX1 e cadPilZ1 viene posta uguale a 1, in caso contrario assume valore nullo. Solo nella riga successiva (riga 7) si va ad individuare il collasso dell'elemento. Nel caso del pilastro la rimozione dell'elemento può avvenire per il raggiungimento delle condizioni ultime nella direzione x o z, per questo motivo vengono sommati i valori precedentemente individuati e se tale valore risulta maggiore di zero significa che almeno una delle due condizioni di collasso è stata raggiunta.

Poiché il pilastro è un elemento alla base del criterio di gerarchia di collasso, notiamo che la rimozione di tale elemento non deve limitarsi al solo pilastro ma deve coinvolgere tutti gli elementi da esso supportati. Nel caso specifico, essendo il pilastro 1 un elemento d'angolo esso va a sorreggere tre pannelli orizzontali (Po1,

Po2, Po3), una trave (Tra1), due forcelle (For1, For2), otto pannelli verticali (Pv1-Pv8) e otto tegoli (Teg1-Teg8). Pertanto l'individuazione del collasso Pil1 comporta la definizione di una variabile Remove_id_ele_n che attiva una porzione successiva di codice che va effettivamente a rimuovere l'elemento. Inoltre vengono ridefinite anche le variabili in cui è contenuto il collasso dell'elemento (righe da 31 a 53). In particolare viene aggiornata la variabile relativa al pilastro mentre per tutti gli elementi che poggiano su di esso la modifica avviene solo se la variabile temporale ha valore nullo, in altre parole solo se non è già stato individuato precedentemente il collasso dell'elemento.

```

1      if {$CPIL1 ==0} {
2      set rpil1 [eleResponse 101 deformation]

3      set RpilX1 [expr abs([lindex $rpil1 3])]
4      set RpilZ1 [expr abs([lindex $rpil1 5])]

5      if { $RpilX1 > $RpilXLim} {set cadPilX1 1} else
6      {set cadPilX1 0}
7      if { $RpilZ1 > $RpilZLim} {set cadPilZ1 1} else
8      {set cadPilZ1 0}

9      if {[expr $cadPilX1 + $cadPilZ1 ]>0} {
10     set RemoveTra1 1
11     set RemoveTeg1 1
12     set RemoveTeg2 1
13     set RemoveTeg3 1
14     set RemoveTeg4 1
15     set RemoveTeg5 1
16     set RemoveTeg6 1
17     set RemoveTeg7 1
18     set RemoveTeg8 1
19     set RemoveFor1 1
20     set RemoveFor2 1
21     set RemovePil1 1
22     set RemovePo1 1
23     set RemovePo2 1
24     set RemovePo3 1
25     set RemovePv1 1
26     set RemovePv2 1
27     set RemovePv3 1
28     set RemovePv4 1
29     set RemovePv5 1
30     set RemovePv6 1
31     set RemovePv7 1
32     set RemovePv8 1

31     set CPIL1 [getTime]
32     if { $CTR1 == 0} { set CTR1 [getTime]}
33     if { $CT1 == 0} { set CT1 [getTime]}
34     if { $CT2 == 0} { set CT2 [getTime]}

```

```

35         if {      $CT3      == 0} {      set CT3 [getTime]}
36         if {      $CT4      == 0} {      set CT4 [getTime]}
37         if {      $CT5      == 0} {      set CT5 [getTime]}
38         if {      $CT6      == 0} {      set CT6 [getTime]}
39         if {      $CT7      == 0} {      set CT7 [getTime]}
40         if {      $CT8      == 0} {      set CT8 [getTime]}
41         if {      $CF1      == 0} {      set CF1 [getTime]}
42         if {      $CF2      == 0} {      set CF2 [getTime]}
43         if {      $CP01     == 0} {      set CP01  [getTime]}
44         if {      $CP02     == 0} {      set CP02  [getTime]}
45         if {      $CP03     == 0} {      set CP03  [getTime]}
46         if {      $CPV1     == 0} {      set CPV1  [getTime]}
47         if {      $CPV2     == 0} {      set CPV2  [getTime]}
48         if {      $CPV3     == 0} {      set CPV3  [getTime]}
49         if {      $CPV4     == 0} {      set CPV4  [getTime]}
50         if {      $CPV5     == 0} {      set CPV5  [getTime]}
51         if {      $CPV6     == 0} {      set CPV6  [getTime]}
52         if {      $CPV7     == 0} {      set CPV7  [getTime]}
53         if {      $CPV8     == 0} {      set CPV8  [getTime]}
54     }
55 }

```

Tale operazione viene ripetuta in modo analogo per tutti gli altri elementi, l'unica differenza è relativa agli elementi influenzati dal collasso dell'elemento analizzato seguendo la gerarchia di collasso definita al capitolo 3 e la regola utile per determinarne il collasso dell'elemento. Ad esempio per il caso della trave la regola diventa:

```

if {      $ColTraDX1 >  $DtraLim  || $ColTraDX2 <  -$DtraLim} {set
cadTRA1 1} else {set cadTRA1 0}

```

poiché il collasso avviene se in corrispondenza di un appoggio o l'altro avviene il superamento della condizione limite, in questo caso legata allo scorrimento sul pilastro. Nel caso dei tegoli:

```

if {      $DispZ1 <  [lindex $APP  0  ] &&  $DispZ2 <  [lindex $APP  1
]} {set cad1  1} else {set cad1  0}
if {      $DispZ3 >  [lindex $APP  2  ] &&  $DispZ4 >  [lindex $APP  3
]} {set cad2  1} else {set cad2  0}

if {[expr  $cad1  +  $cad2  ]>0} {

set      RemoveTeg1  1

set CT1 [getTime]}
}

```

Il calcolo risulta più articolato poiché deve essere superato il valore di scorrimento ammissibile sia nell'appoggio 1 che nell'appoggio 2 (variabile cad1) oppure

contemporaneamente nell'appoggio 3 e 4 (cad2). Altri casi sono relativi alle connessioni dei pannelli dove, sempre applicando i comandi precedentemente analizzati, il collasso avviene in seguito al calcolo del dominio di resistenza (N-V) e confrontato con i valori limite di rottura del bullone o strappo della canalina. In questo caso viene prima individuato il collasso della connessione attivandone la sua rimozione e solo in seguito al collasso delle due connessioni superiori dello stesso pannello si procede alla rimozione di quest'ultimo.

Un ulteriore aspetto di assoluta importanza relativa a determinate tipologie di modelli, tra cui troviamo quelli descritti al capitolo 5, è associato alla rimozione del carico gravitazionale agente che va ad influire su alcune caratteristiche "resistenti" del modello stesso, basti pensare alla rimozione dei carichi di alcuni tegoli che vanno ad influire sulla risposta ad attrito della connessione TP o sul momento stabilizzante per il ribaltamento della trave. Per cogliere anche questo aspetto è importante che al termine della porzione d'analisi con il compito di applicare i carichi gravitazionali venga inibito il comando `loadConst -time 0.0` che ha il compito di mantenere costanti i carichi gravitazionali durante l'analisi time history, resettare il tempo d'analisi, tramite `setTime 0.0`, il cui compito consiste solo nell'azzerare il tempo d'analisi.

Fino ad ora sono state trattate le modalità utilizzate per individuare se è avvenuto o meno il collasso dell'elemento senza trattare in modo specifico come questo avvenga. Per la rimozione dell'elemento esistono varie possibilità; dalla sostituzione dell'elemento scollegato con un ulteriore elemento di massa e rigidità trascurabili, alla cancellazione dell'elemento collassato fino alla rimozione di alcuni elementi scollegando l'elemento dalla struttura principale. Quest'ultima strada è quella individuata per tutti i modelli contenuti all'interno di questo lavoro che implementano la rimozione degli elementi collassati si è deciso di procedere seguendo un approccio misto tra la prima e l'ultima modalità, in quanto ci consente di minimizzare le modifiche alle matrici appartenenti al sistema risolvibile e allo stesso tempo rimuovere oltre all'elemento anche il carico gravitazionale agente. Per questo motivo, una volta individuato il collasso dell'elemento, la fase di rimozione consiste nello scollegare l'elemento collassato dalla struttura, sostituirlo con elementi rigidi di massa nulla e vincolarlo a terra attraverso degli incastri. In questo modo l'elemento rigido e senza massa non subisce più alcun tipo di sollecitazione da

parte del sisma e allo stesso tempo ciò ci consente di rimuovere il carico verticale dalla struttura scaricandolo direttamente al vincolo aggiunto. Per poter effettuare questa operazione risulta tuttavia necessario preparare la geometria dell'edificio in modo adeguato, avendo a disposizione degli elementi "sacrificali", che non influiscano sul modello, ma possano essere rimossi per scollegare i vari elementi principali. In alcuni casi tali elementi risultano essere già presenti all'interno del modello, come nel caso dei tegoli in cui tali elementi sono rappresentati dall'elemento rigido che collega l'asse del tegolo all'asse della trave, in altri casi come ad esempio travi, forcelle e pannelli questi elementi non sono disponibili, pertanto si opera nel modo descritto nella figura AP3.1 andando ad aggiungere un elemento rigido di dimensioni ridotte (1mm) che possa essere rimosso senza influenzare l'elemento non collassato.

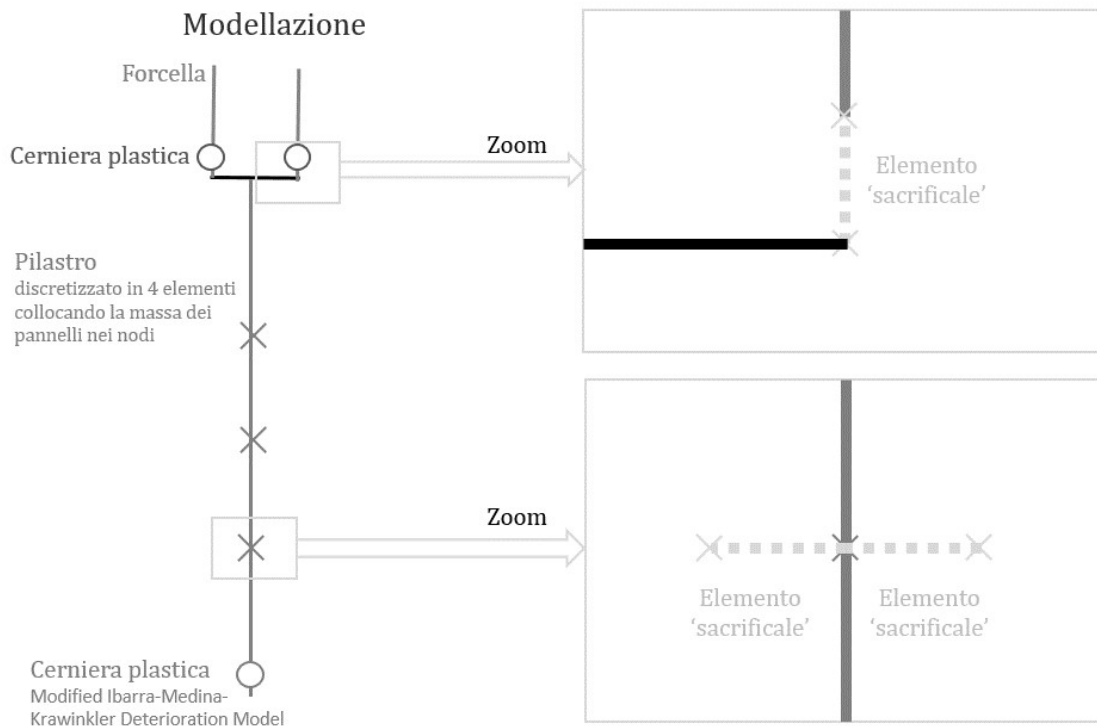


Figura AP3.1 Proposta di modifica della modellazione per l'aggiunta degli elementi sacrificali utili alla rimozione degli elementi

Di seguito viene riportata la porzione di codice utilizzata per la rimozione dell'elemento pilastro già analizzato precedentemente. In modo analogo a quanto fatto per l'individuazione del collasso, il codice inizia con un ciclo if legato alla variabile RemovePil1 precedentemente definita nel codice utile alla determinazione del collasso e PilRemove1 inizializzata a 0. Nelle righe 2-4 vengono rimossi gli

elementi tegoli per poi essere reinseriti nelle righe 5-7 con caratteristiche di rigidità $\$Ecls_rig$ e $\$Gcls_rid$ elevate (quattro ordini di grandezza superiore) e senza indicare il valore della massa impostato di default pari a 0. Nella riga 9 viene inibito il comportamento della cerniera plastica andando a porre un ulteriore incastro in prossimità del nodo 10101. L'elemento ZeroLength che descrive il comportamento non lineare dell'elemento si trova pertanto tra i nodi 1 e 10101 entrambi vincolati a terra. Nelle righe 9 e 10 vengono ridefinite le variabili RemovePil1 e PilRemove1 in modo che negli step successivi d'analisi il ciclo if appena descritto non venga più eseguito.

```

1         if {$RemovePil1 == 1 && $PilRemove1 ==0} {
2             remove element 10101      #Pilastro
3             remove element 10102      #Pilastro
4             remove element 10103      # Pilastro

5             element elasticBeamColumn 10101 10101 10102 $ACol
6             $Ecls_rig $Gcls_rig $JCol $IyCol $IzCol 1
7             element elasticBeamColumn 10102 10102 10103 $ACol
8             $Ecls_rig $Gcls_rig $JCol $IyCol $IzCol 1
9             element elasticBeamColumn 10103 10103 10140 $ACol
10            $Ecls_rig $Gcls_rig $JCol $IyCol $IzCol
11            ....
12            fix 10101 1 1 1 1 1 1
13            set RemovePil1 0
14            set PilRemove1 1
15        }

```

In modo analogo a quanto descritto per la rimozione del pilastro vengono effettuate le eventuali rimozioni di tutti gli altri elementi e l'eventuale modifica dei comportamenti non lineari. Questo approccio è stato utilizzato per la rimozione delle connessioni meccaniche di collegamento tra trave e tegolo (sostituendo la capacità della connessione con il comportamento ad attrito), per le connessioni pannello struttura in seguito al loro collasso ed anche per l'aggiornamento delle proprietà del comportamento non lineare utili alla modellazione del momento stabilizzante dell'elemento trave, definendo quando necessario un nuovo materiale e sostituendolo al precedente. Di seguito vengono riportati le porzioni di codice utili alla rimozione della connessione TP sostituendola con il comportamento ad attrito:

```

1         if {$CCT1 ==0} {
2             set rcon1 [eleResponse 20010101 deformation]

```

```

3         set DconX1 [expr abs([lindex $rcon1 0])]
4         set DconZ1 [expr abs([lindex $rcon1 2])]

5         if { $DconX1 > $DconLim } {set CconX1 1} else
        {set CconX1 0}
6         if { $DconZ1 > $DconLim } {set CconZ1 1} else
        {set CconZ1 0}

7         if {[expr $CconX1 + $CconZ1 ] >0} {
8         remove element 20010101
9         element flatSliderBearing 30010101 4030101 5030101 8
        $kInitFriction -P 1 -T 1 -My 2 -Mz 2 -orient 0
        1 0 1 0 0
10        set CCT1 [getTime]
11        }
12        }

```

Rimozione della connessione pannello-struttura:

```

1         if {$RemoveCpv101 ==1 && $CpvRemove101 ==0} {
2         remove element 90010211
3         element zeroLength 90010211 4070101 9010215 -mat 2
        2 2 2 2 2 -dir 1 2 3 4 5 6
4         set RemoveCpv101 0
5         set CpvRemove101 1
6         set CPV101 [getTime]
7         }

```

Aggiornamento del comportamento non lineare legato utile a modellare il momento stabilizzante della trave:

```

1         uniaxialMaterial ElasticMultiLinear $MRO1 0 -strain
        $BETAN1 -1.75E-11 0 1.75E-11 $BETAP1 -stress 0.0001
        $MPOS1 0 $MNEG1 -0.0001
2         remove element 13010101
3         element zeroLength 13010101 10104 3010104 -mat 1
        1 1 $MRO1 2 2 -dir 1 2 3 4 5 6
4         set MRO1 [expr $MRO1 +1]

```

Un ultimo aspetto che consente di velocizzare le analisi numeriche consiste nel bloccarle una volta che si è raggiunta una condizione desiderata; tali condizioni possono essere di diversa tipologia: dal collasso di un elemento della struttura principale fino al raggiungimento delle condizioni ultime di tutti gli elementi. Nel caso specifico, di cui alleghiamo la porzione di codice, si è scelto di interrompere l'analisi quando si è raggiunto il valore di rotazione ultima in tutti i pilastri e di conseguenza

la rimozione di tutti gli elementi pilastro in quanto coincide con il collasso completo dell'edificio. In questo caso alla linea 1 viene valutato il valore minimo tra le variabili CPIL, che contengono l'istante di tempo in cui avviene il collasso dell'elemento. Se tale valore risulta diverso da zero significa che tutti i pilastri sono collassati e di conseguenza l'intera struttura. Alla linea 2 viene definito il controlTime, ovvero il parametro di controllo che viene utilizzato per valutare l'avanzamento dell'analisi, pari al doppio del tempo d'analisi massimo per uscire dal ciclo for e terminare l'esecuzione dell'analisi. Con la riga 3 abbiamo la stampa a schermo del risultato evidenziando il collasso totale della struttura.

```
1      set C_tot [expr min( $CPIL1, $CPIL2, $CPIL3, $CPIL4, $CPIL5,  
2      $CPIL6, $CPIL7, $CPIL8, $CPIL9, $CPIL10, $CPIL11, $CPIL12,  
3      $CPIL13, $CPIL14, $CPIL15, $CPIL16)]  
      if {$C_tot!=0} {set controlTime [expr $TmaxAnalysis*2]}  
      puts "COLLASSO TOTALE"}
```

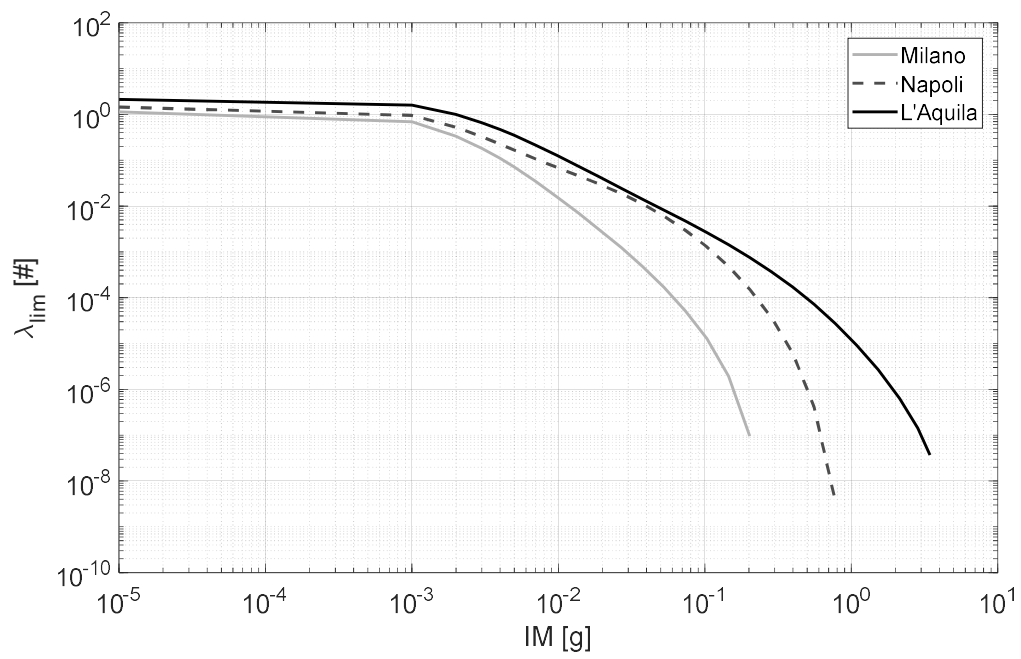

APPENDICE 4 - CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ

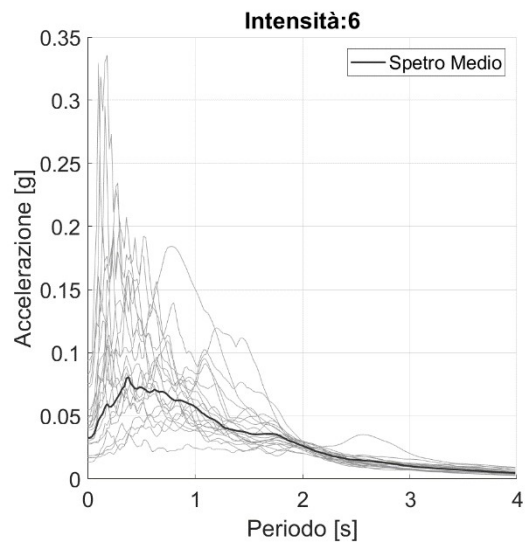
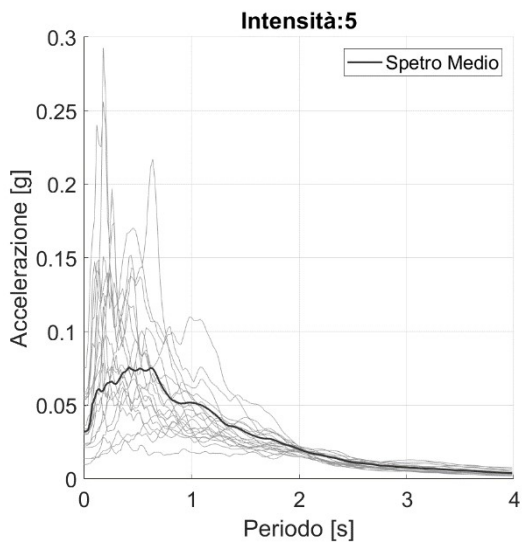
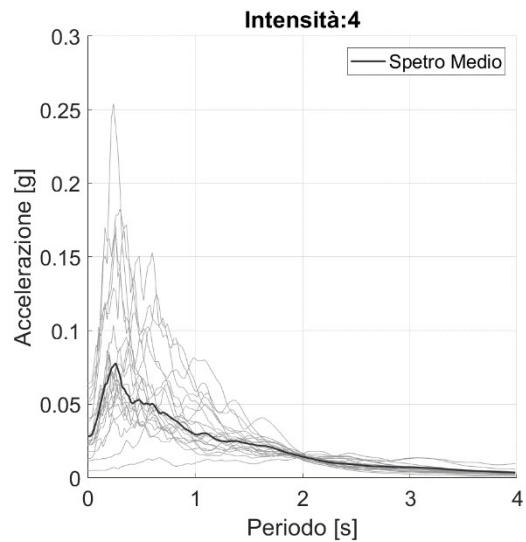
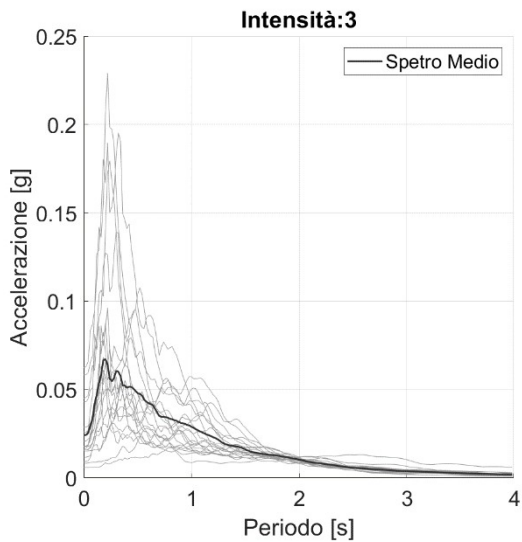
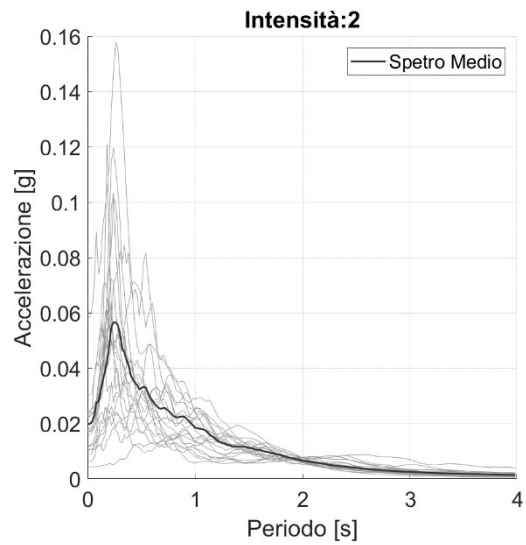
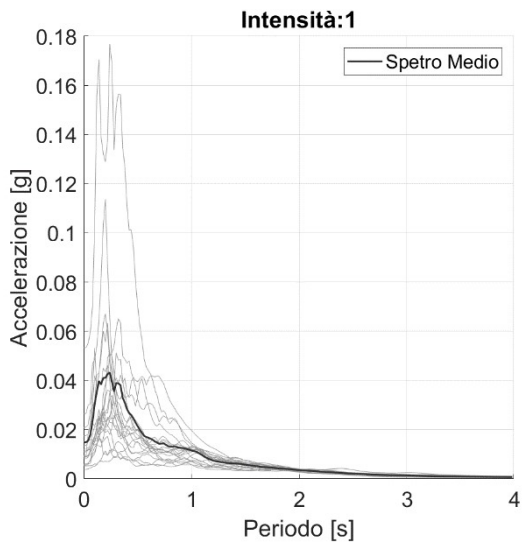
A4.1 Curve di pericolosità

Di seguito vengono riportate in forma tabellare ed in forma grafica le curve di pericolosità (curve di hazard) considerate per i siti di Milano, Napoli e L'Aquila su suolo di categoria C.

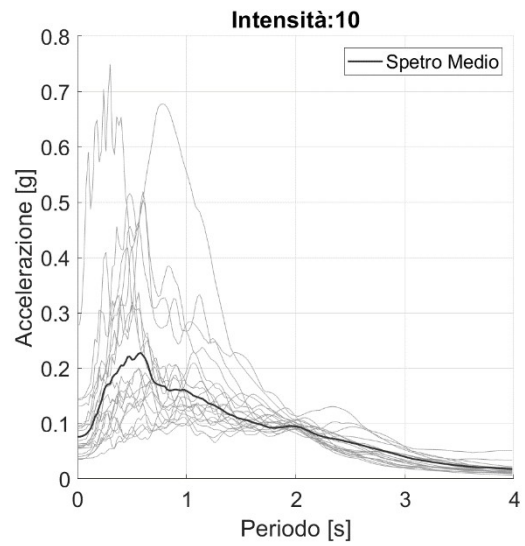
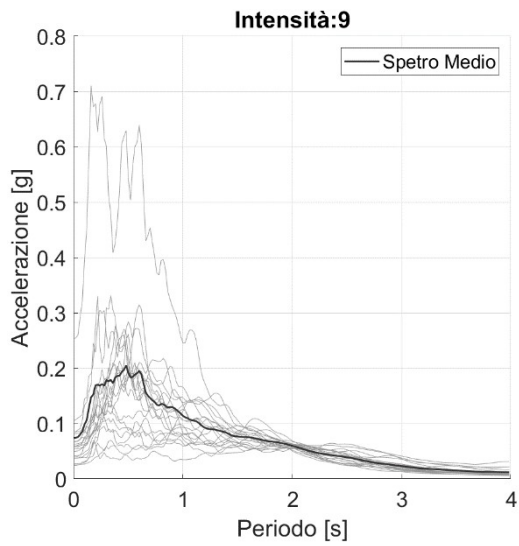
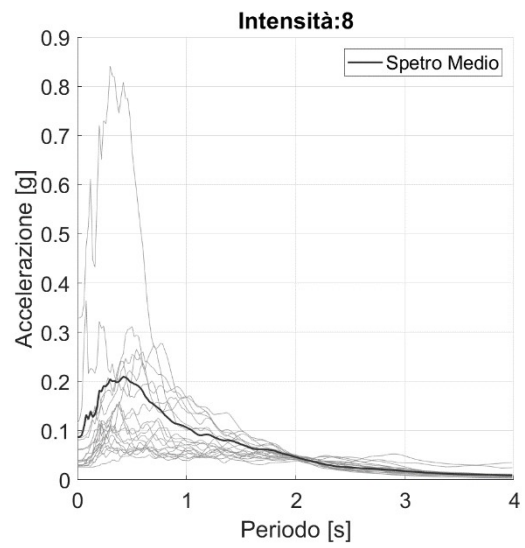
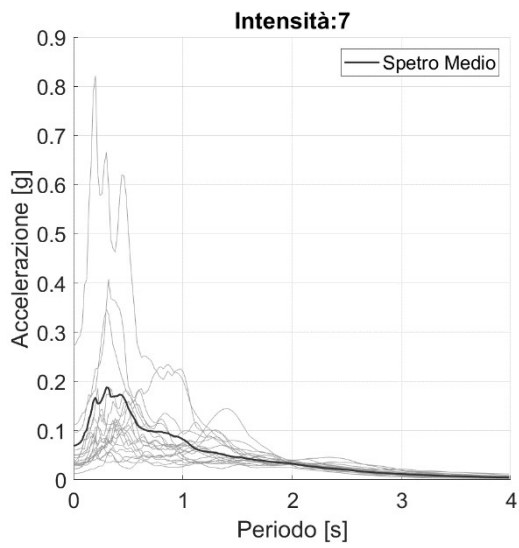
IM [g]	λ_{lim}		
	L'Aquila	Napoli	Milano
0.00001	2.1297	1.450351	1.13426
0.001	1.587412	0.954439	0.688203
0.002	0.996222	0.526527	0.335372
0.003	0.664805	0.327584	0.183196
0.004	0.471546	0.225694	0.110239
0.005	0.350886	0.167555	0.071284
0.007	0.215624	0.107078	0.034599
0.0098	0.127637	0.069542	0.015833
0.0137	0.074085	0.045814	0.007012
0.0192	0.042529	0.02983	0.002985
0.0269	0.024468	0.018726	0.001234
0.0376	0.014194	0.011087	0.000482
0.0527	0.0082	0.006014	0.000169
0.0738	0.0047	0.002953	5.17E-05
0.103	0.002661	0.001297	1.29E-05
0.145	0.001437	0.000483	1.94E-06
0.203	0.00075	0.000151	9.46E-08
0.284	0.000371	3.76E-05	0
0.397	0.000171	6.33E-06	0
0.556	7.22E-05	4.24E-07	0
0.778	2.76E-05	3.6E-09	0
1.09	9.26E-06	0	0
1.52	2.71E-06	0	0
2.13	6.37E-07	0	0
2.85	1.42E-07	0	0
3.45	3.72E-08	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
8	0	0	0
10	0	0	0

APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ

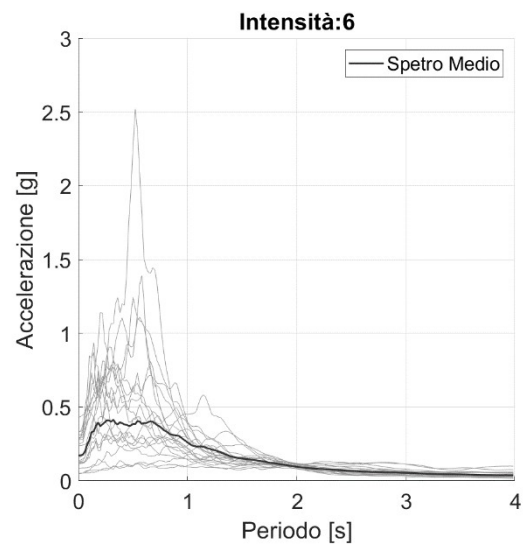
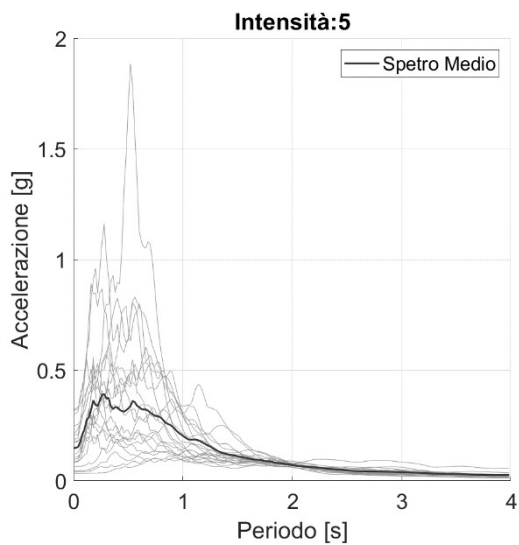
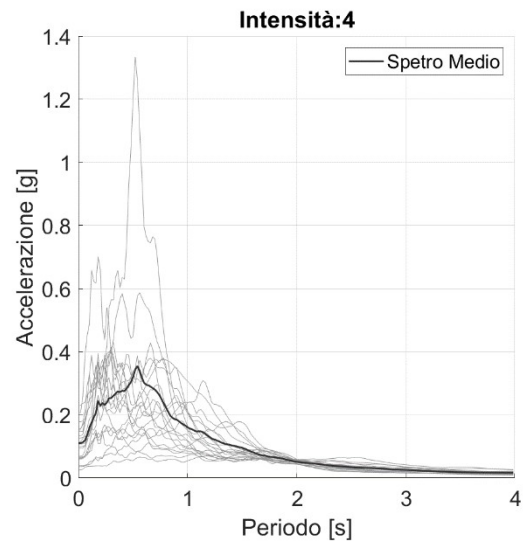
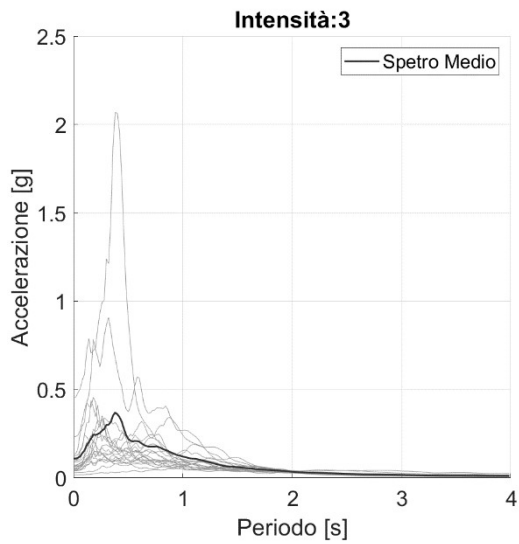
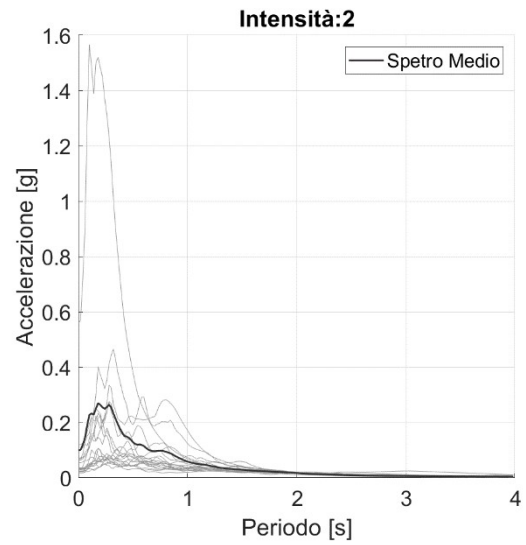
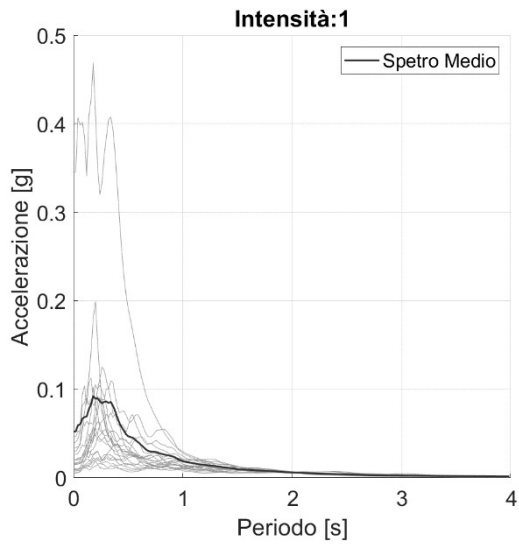


A4.2 SOLLECITAZIONI SISMICHE: SPETTRI DI RISPOSTA**AA.2.1 Milano**

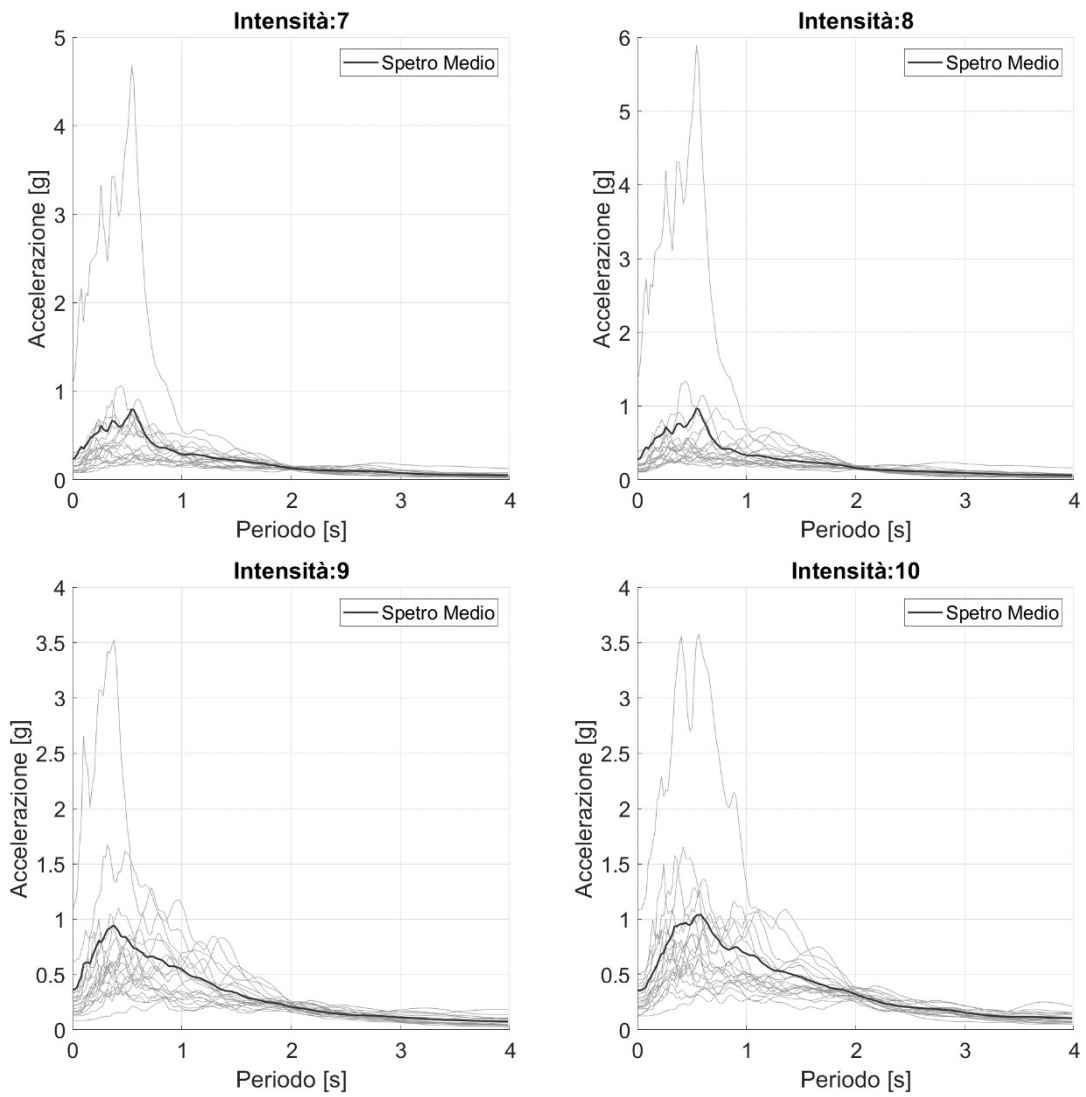
APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ



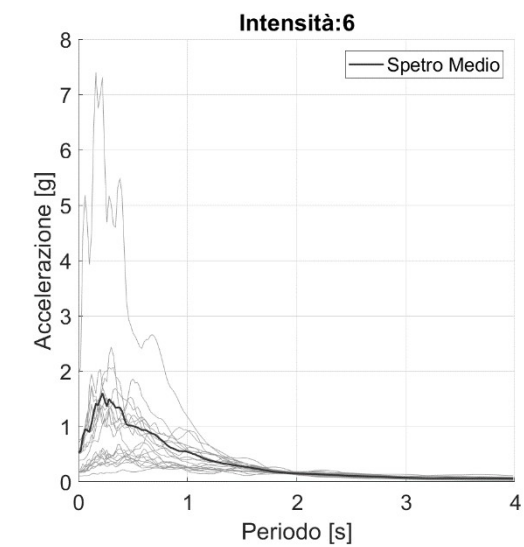
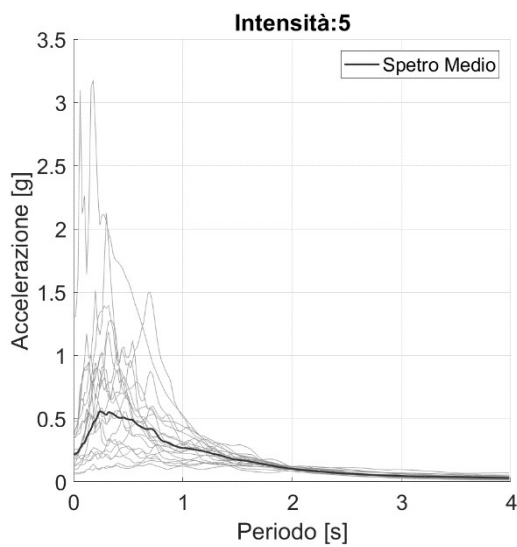
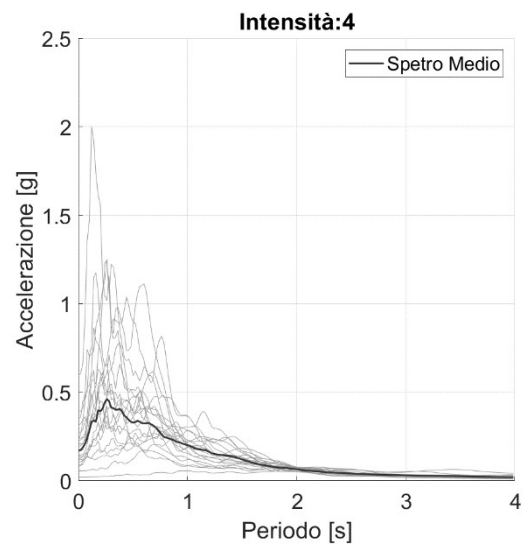
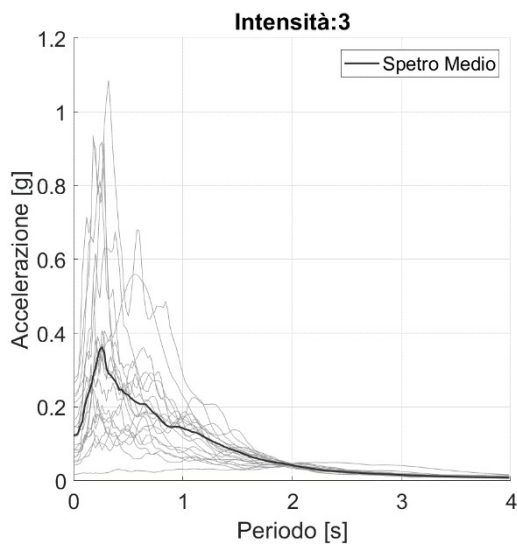
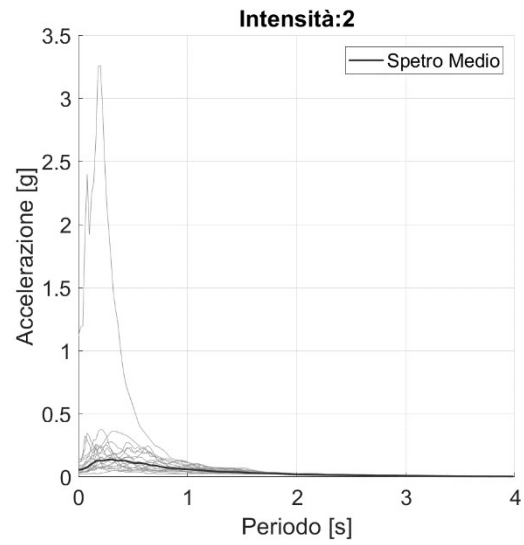
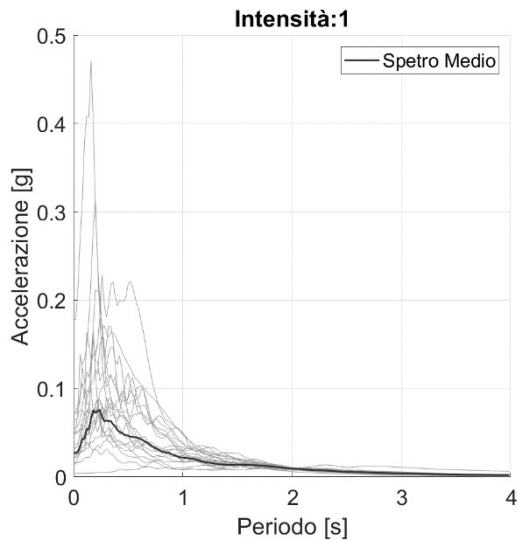
A4.2.2 Napoli



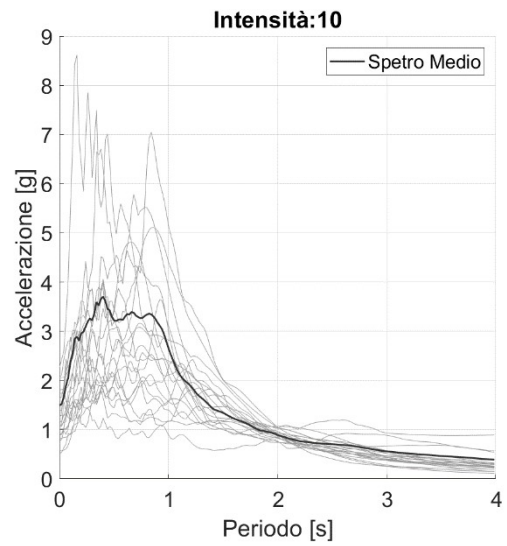
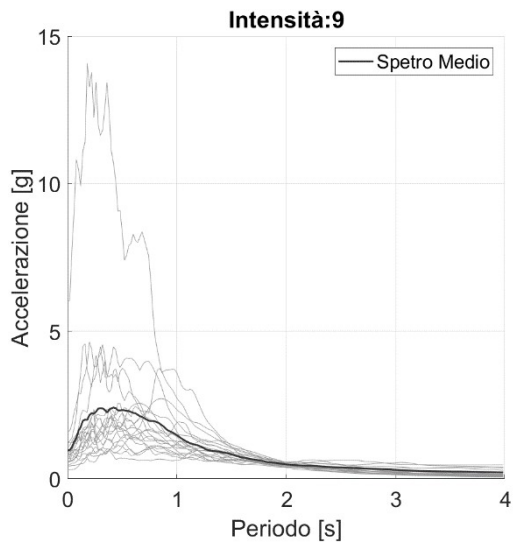
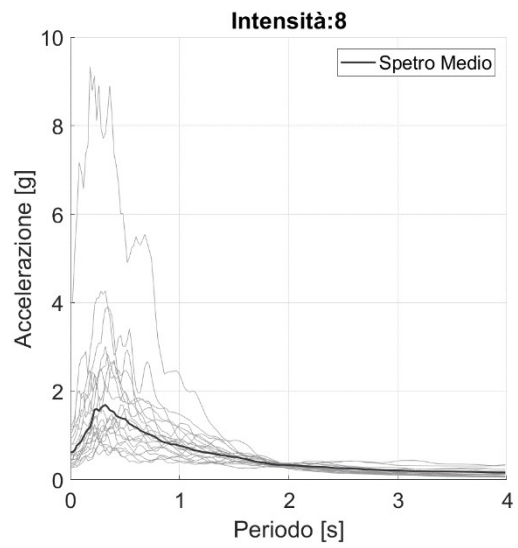
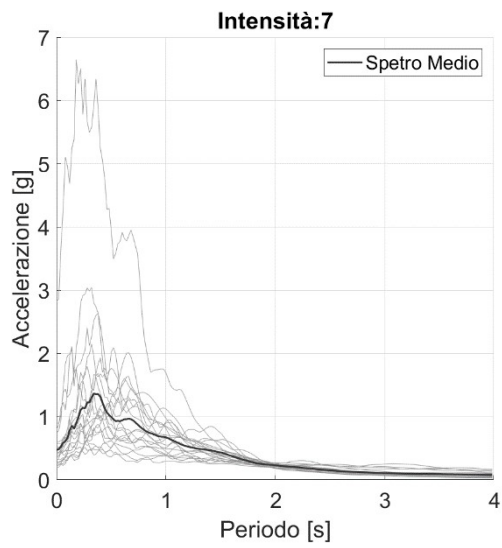
APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ



A4.2.3 L'Aquila



APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ



A4.3. CURVE DI FRAGILITÀ

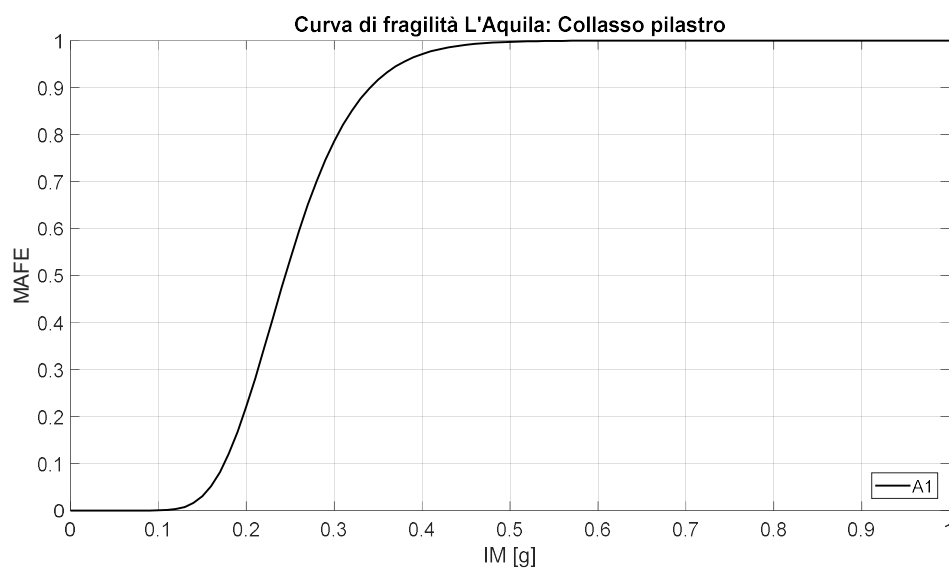
In questa sezione vengono ripresi i risultati già analizzati nel capitolo 5, nell'ottica di restituire le curve di fragilità inerenti al collasso degli elementi e il superamento di determinati stati limite di danno.

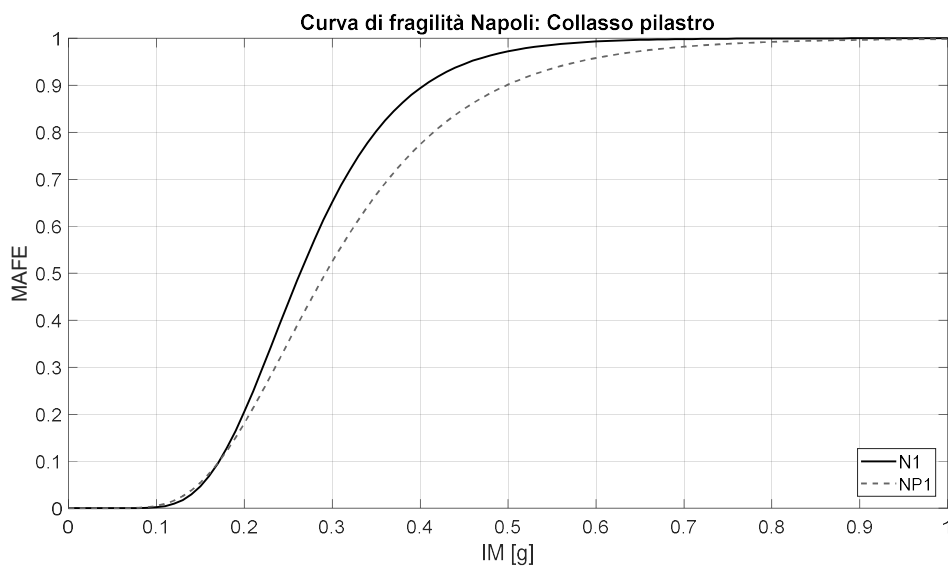
Il calcolo delle curve viene effettuato mediante il tool R2R_EU (Baraschino et. Al 2020) sfruttando i risultati delle analisi time history relative a tutti i modelli analizzati e le curve di pericolosità precedentemente descritte. Si evidenzia come il fitting delle curve venga calcolato attraverso il criterio di massima verosimiglianza tra i valori della curva ed i percentili ottenuti dalle analisi IDA.

A4.3.1 Superamento stato limite di collasso

A4.3.1.1 Collasso pilastri

La definizione di queste curve risulta possibile solo nei modelli in cui si registra il superamento dello stato limite analizzato in almeno una delle analisi effettuate. In questo caso, analizzando il collasso dell'elemento strutturale pilastro si osserva come solo nei modelli N1, NP1, A1 e AP1 è possibile calcolare la curva di fragilità. Inoltre si vuole rimarcare come i problemi di convergenza già individuati al capitolo 5.7.3 per il modello AP1 non consentono di calcolare la curva di fragilità in modo corretto per la mancanza di un numero sufficiente di dati nelle intensità più elevate. Si può tuttavia osservare come per il caso di Napoli l'aggiunta dei pannelli porta a traslare la curva verso destra riducendo la vulnerabilità dei pilastri.

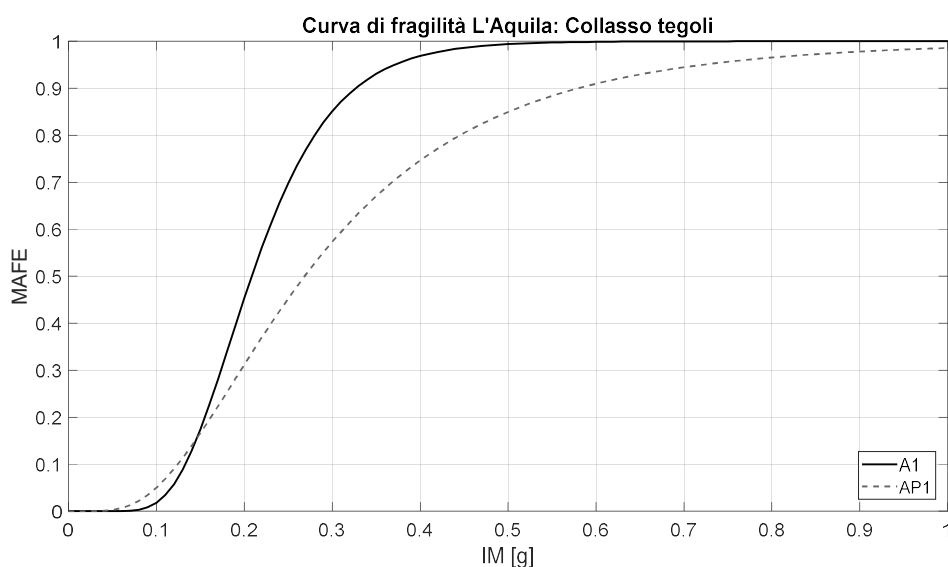


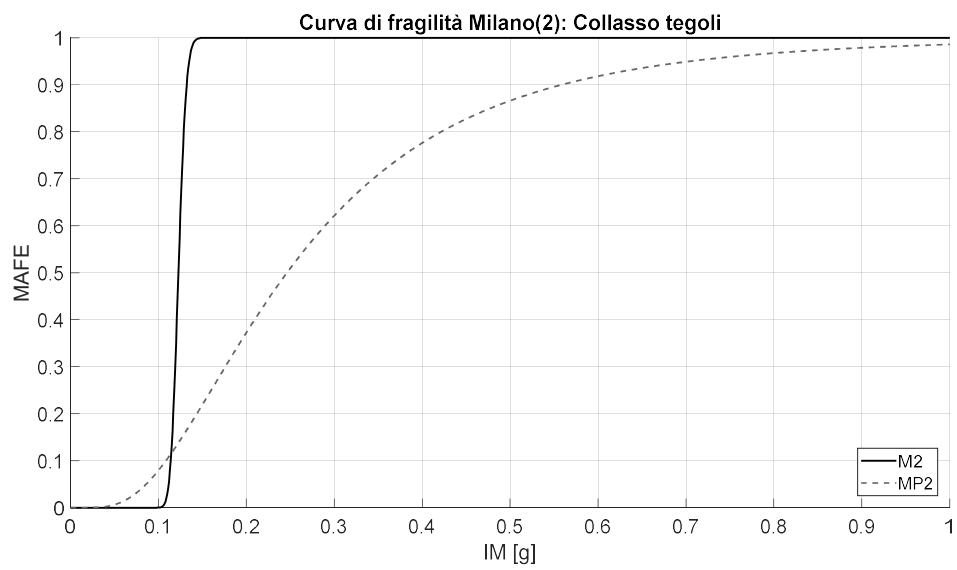
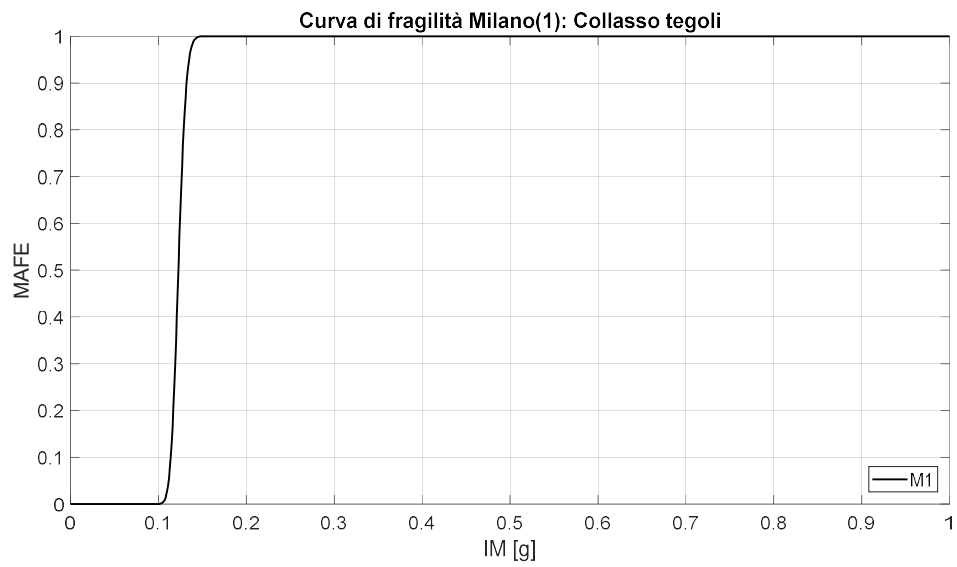
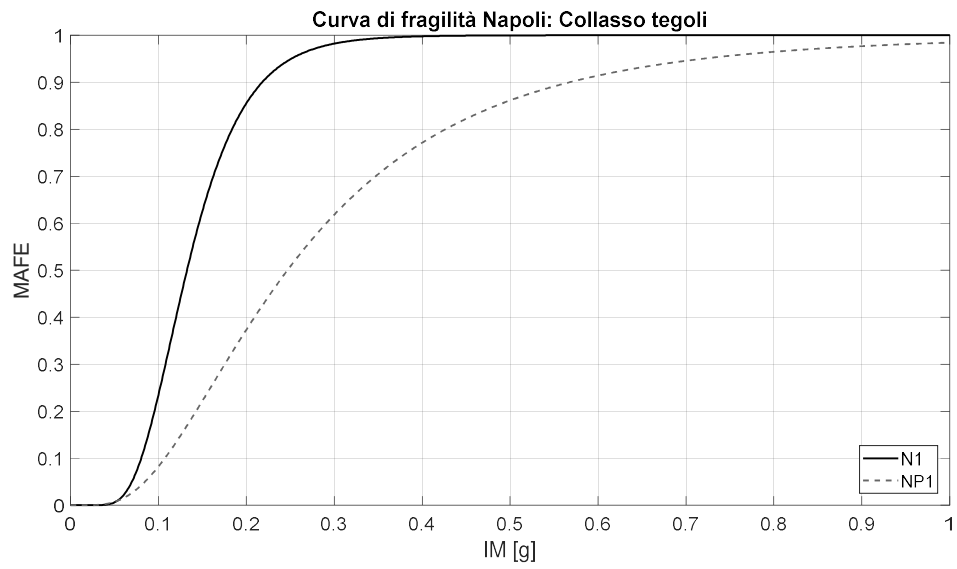


Modello	Intensità media che provoca il collasso	Deviazione standard
A1	0.2442	0.2600
N1	0.2634	0.3345
NP1	0.2924	0.4160

A4.3.1.2 Collasso tegoli

Considerando questo stato limite di collasso, i modelli per cui risulta possibile calcolare la curva di fragilità sono: A1, AP1, N1, NP1, M1, M2 e MP2. Anche in questo caso la modellazione esplicita dei pannelli porta ad una riduzione delle vulnerabilità associate agli elementi tegolo.



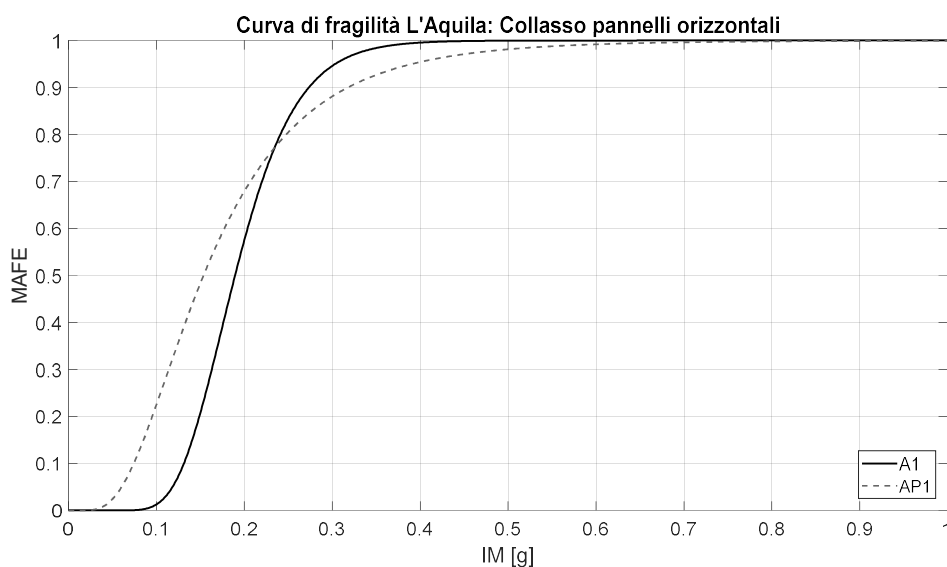


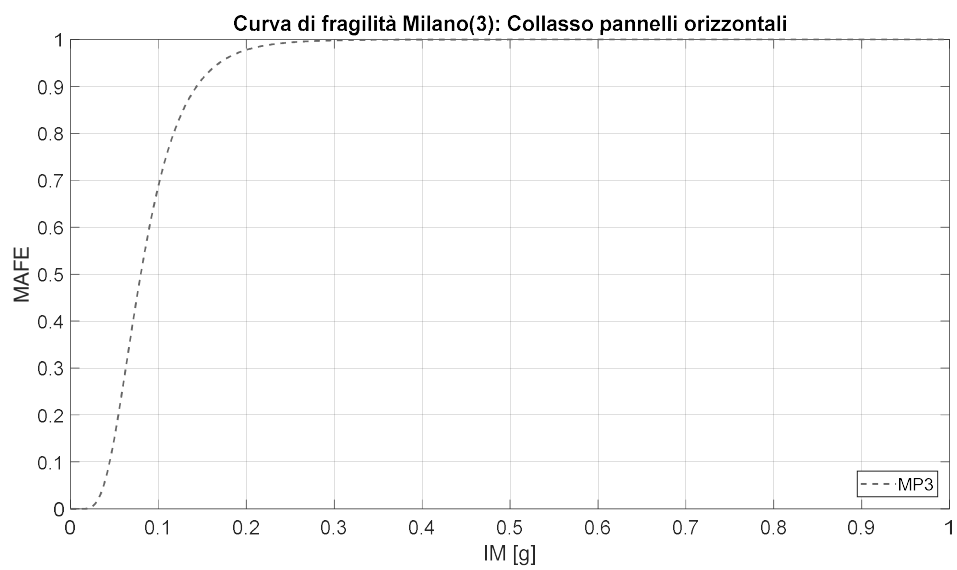
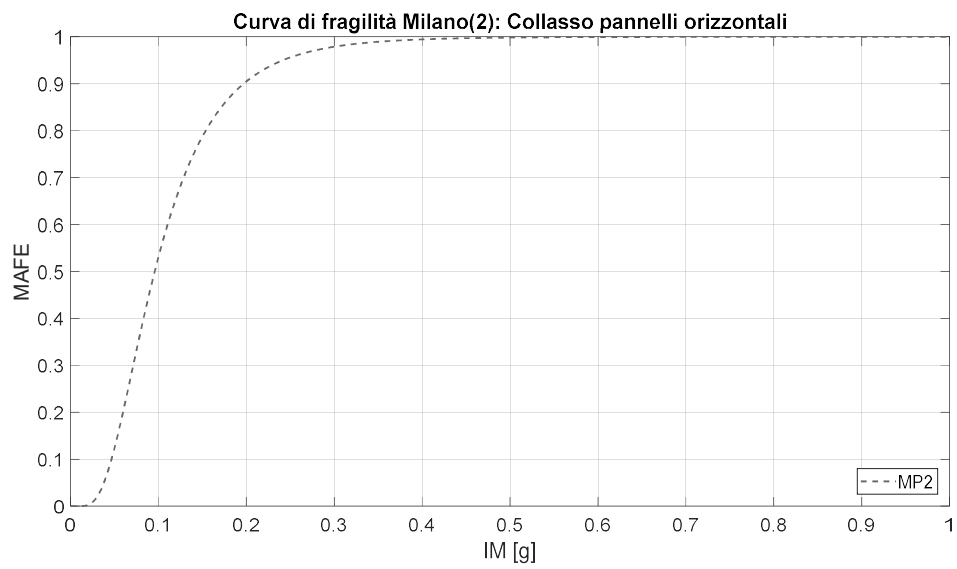
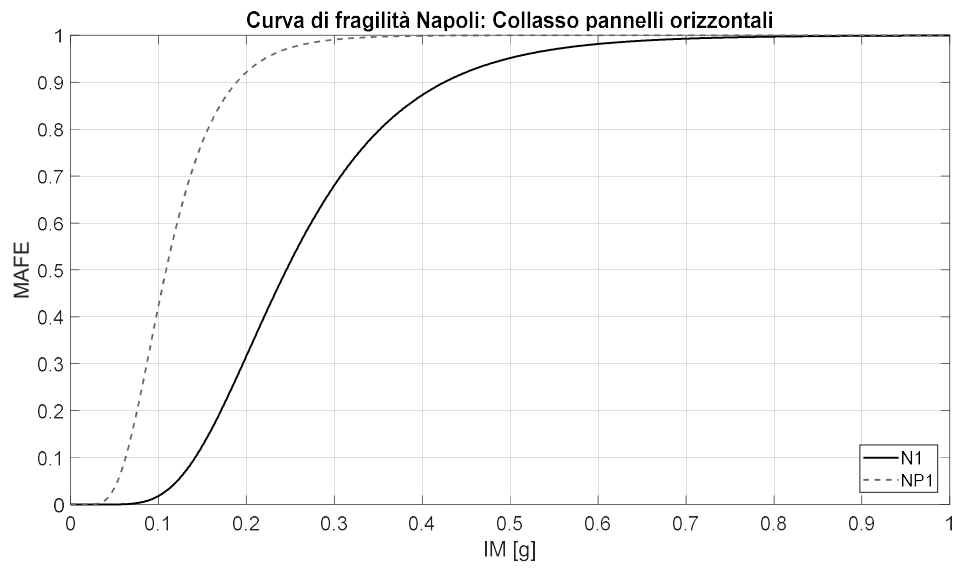
Modello	Intensità media che provoca il collasso	Deviazione standard
A1	0.2084	0.3503
AP1	0.2686	0.6008
N1	0.1325	0.3888
NP1	0.2468	0.6500
M1	0.1227	0.0576
M2	0.1227	0.0576
MP2	0.2462	0.6393

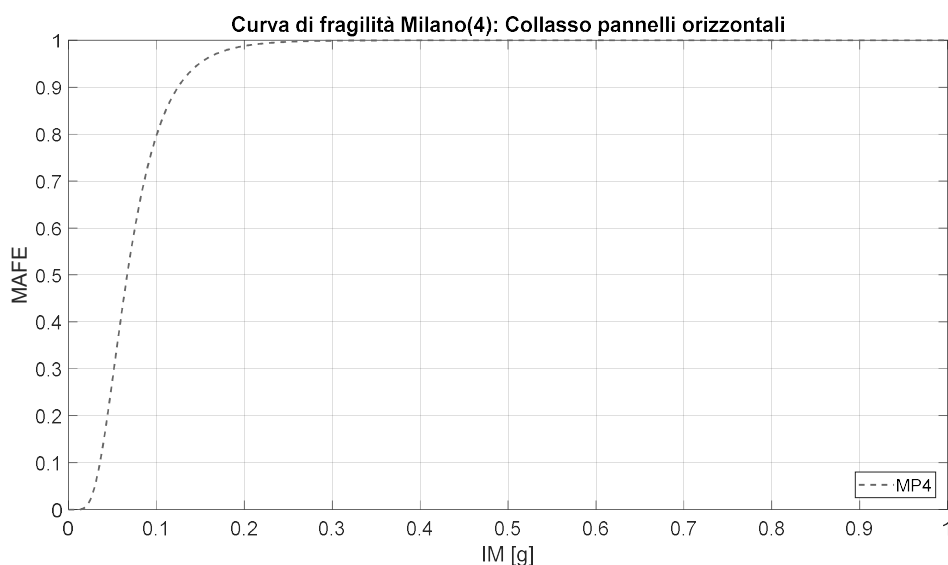
A4.3.1.3 Pannelli orizzontali

Considerando questo stato limite di collasso, i modelli per cui risulta possibile calcolare la curva di fragilità sono: A1, AP1, N1, NP1, MP2, MP3 e MP4. Contrariamente a quanto visto precedentemente ma, coerentemente ai risultati osservati al capitolo 5, si evidenzia come la modellazione esplicita dei pannelli porta ad un incremento della vulnerabilità.

Particolarmente significativi sono i casi studio di Milano dove solo con la modellazione esplicita dei pannelli è possibile cogliere il collasso di questi ultimi.





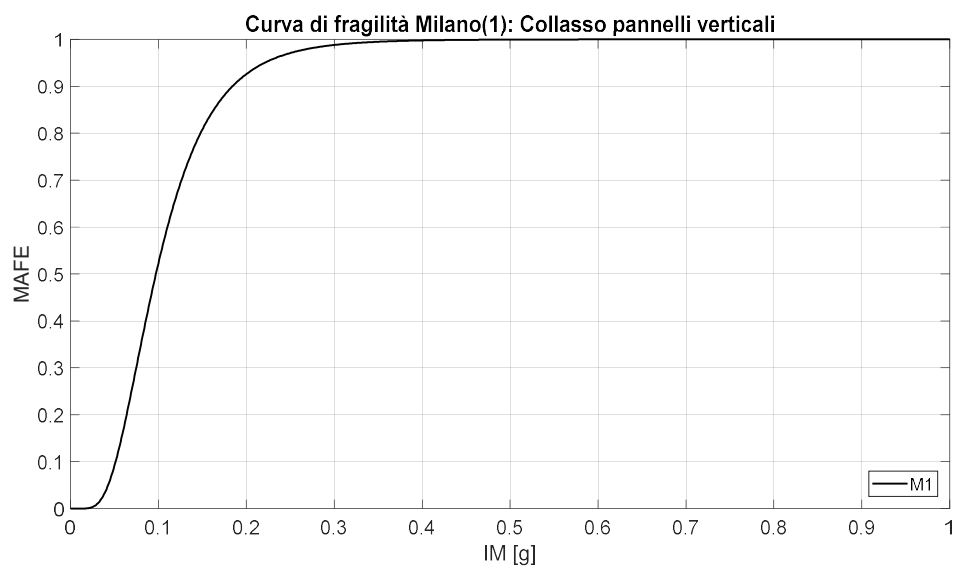
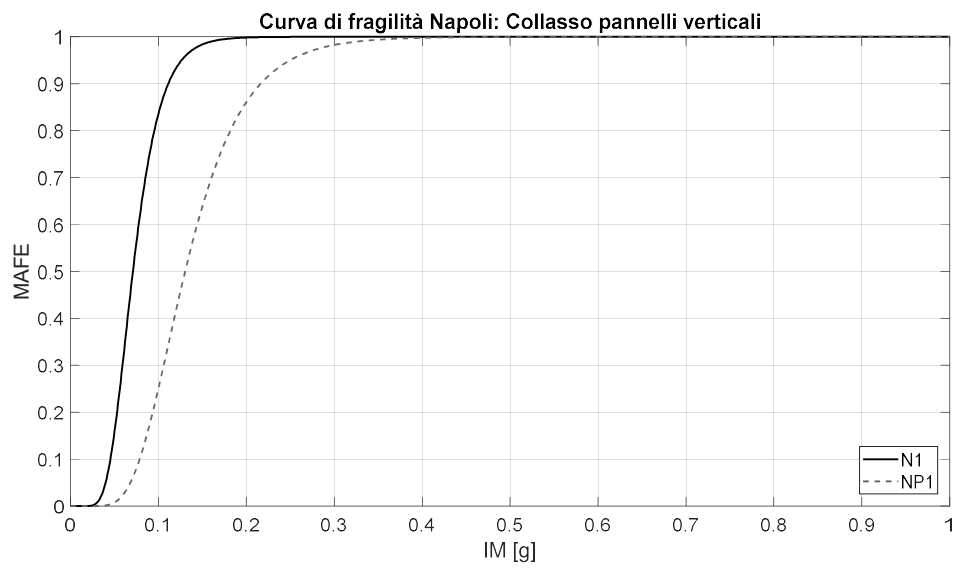
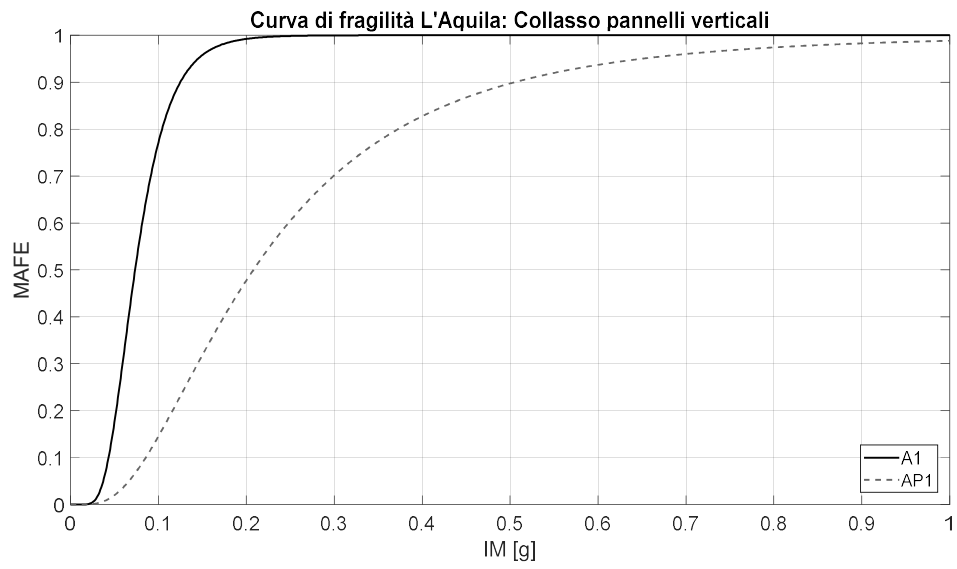


Modello	Intensità media che provoca il collasso	Deviazione standard
A1	0.1894	0.2862
AP1	0.1536	0.5673
N1	0.2455	0.4287
NP1	0.1088	0.4309
MP2	0.0958	0.5618
MP3	0.0800	0.4561
MP4	0.0668	0.4863

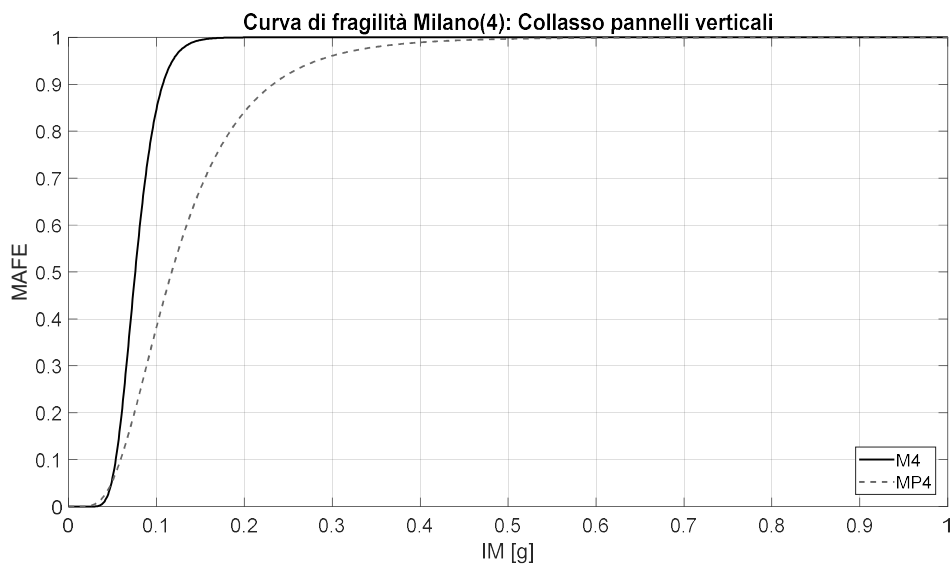
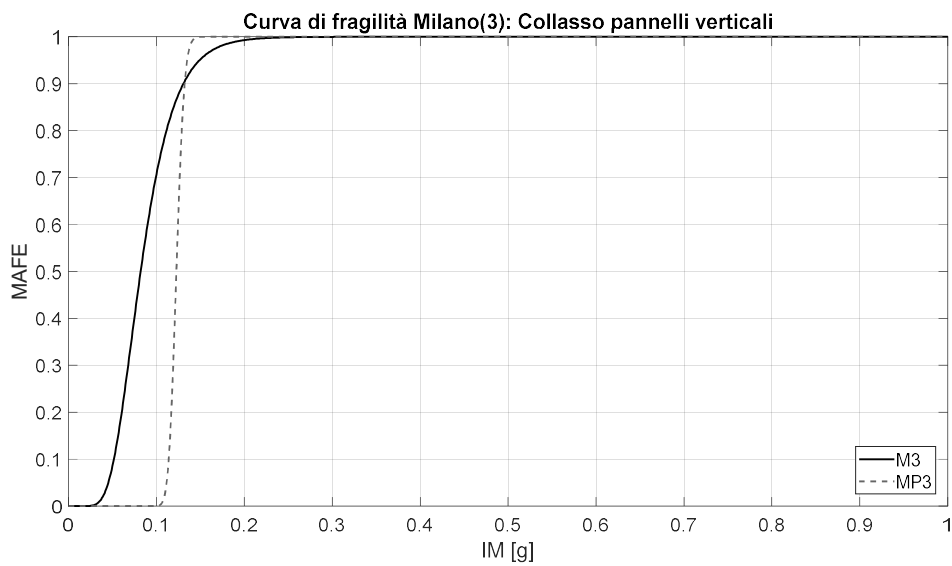
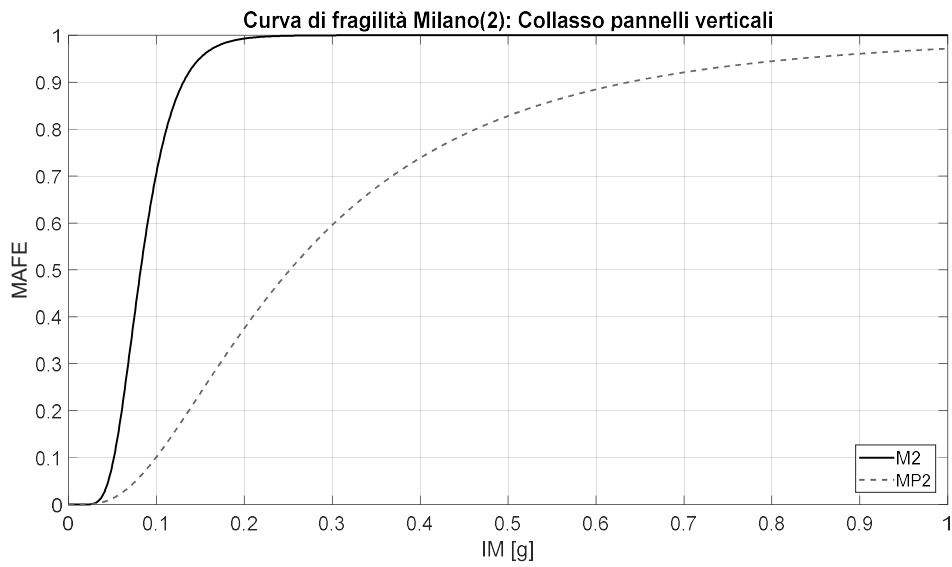
A4.3.1.4 Pannelli verticali

Considerando questo stato limite relativo al collasso dei pannelli verticali si evidenzia come risulta possibile calcolare le curve di fragilità per tutti i modelli realizzati.

Differentemente da quanto visto per i pannelli orizzontali, la modellazione esplicita delle pannellature verticali evidenzia una riduzione della vulnerabilità degli stessi. Si ricorda infatti come la modellazione dell'intero elemento fa sì che quest'ultimo possa parzialmente seguire gli spostamenti della struttura ritardando il collasso delle connessioni.



APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ



Modello	Intensità media che provoca il collasso	Deviazione standard
A1	0.0735	0.4135
AP1	0.2080	0.6927
N1	0.0710	0.3499
NP1	0.1304	0.3964
M1	0.9720	0.4989
M2	0.8210	0.3623
MP2	0.2518	0.7245
M3	0.8210	0.3623
MP3	0.1227	0.0576
M4	0.759	0.2694
MP4	0.1174	0.5332

A4.3.2 Superamento stato limite di danno

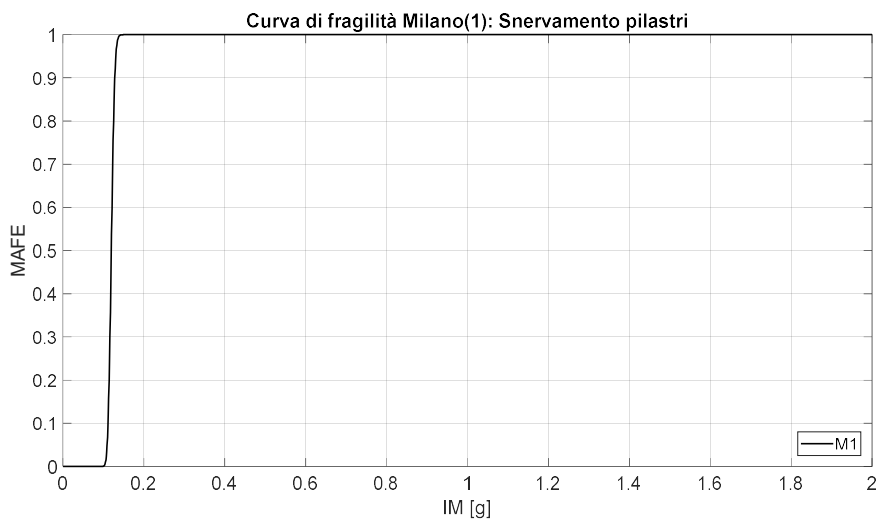
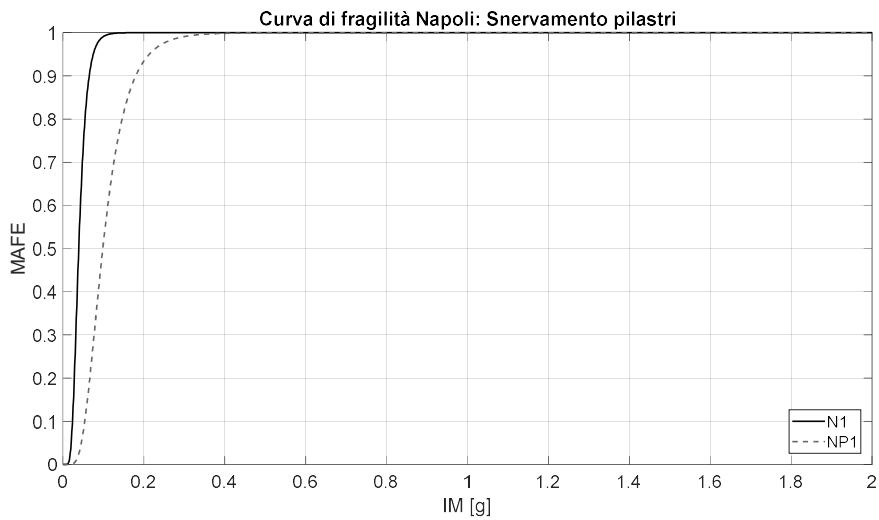
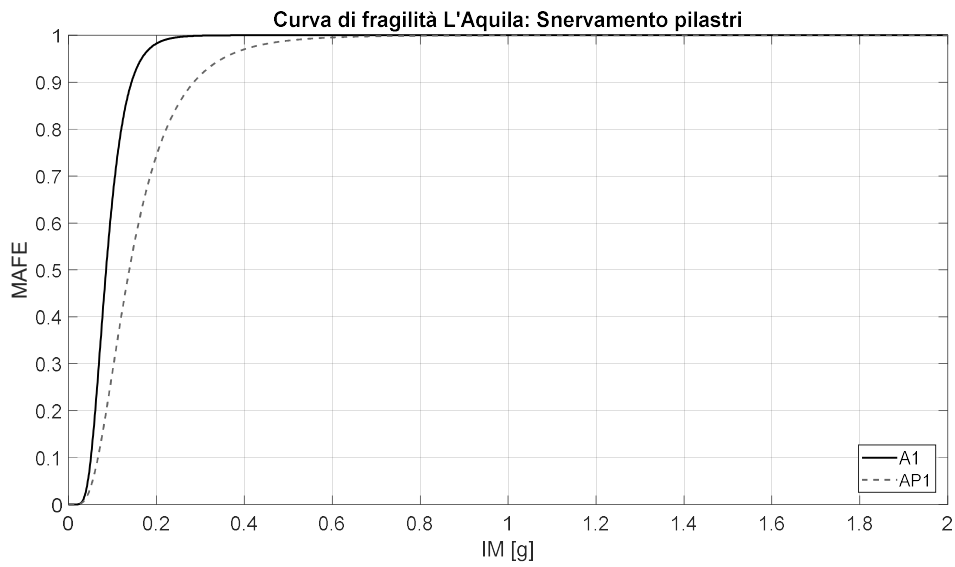
Vengono ora analizzate e definite le curve di fragilità inerenti al superamento di determinati stati limite di danno, in particolare:

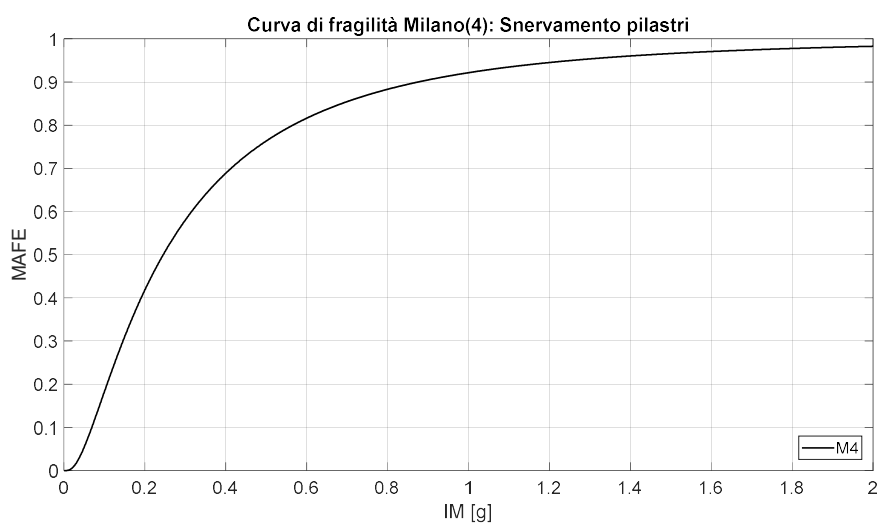
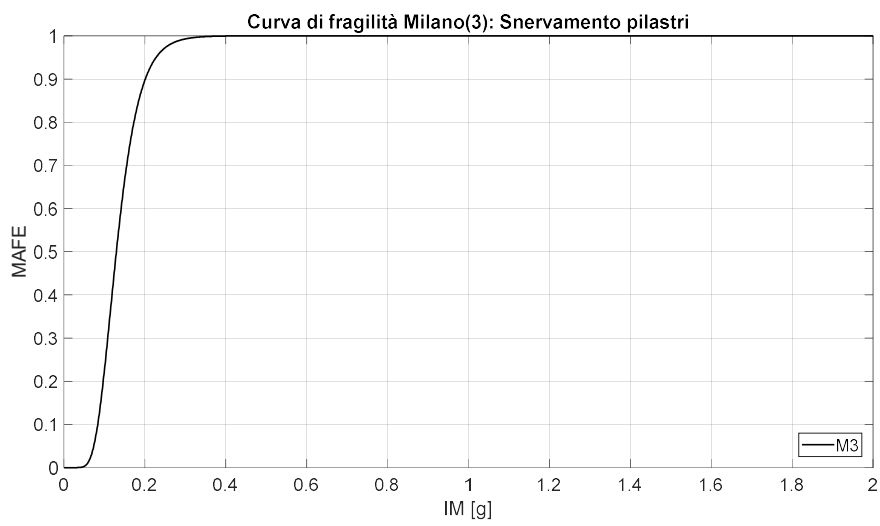
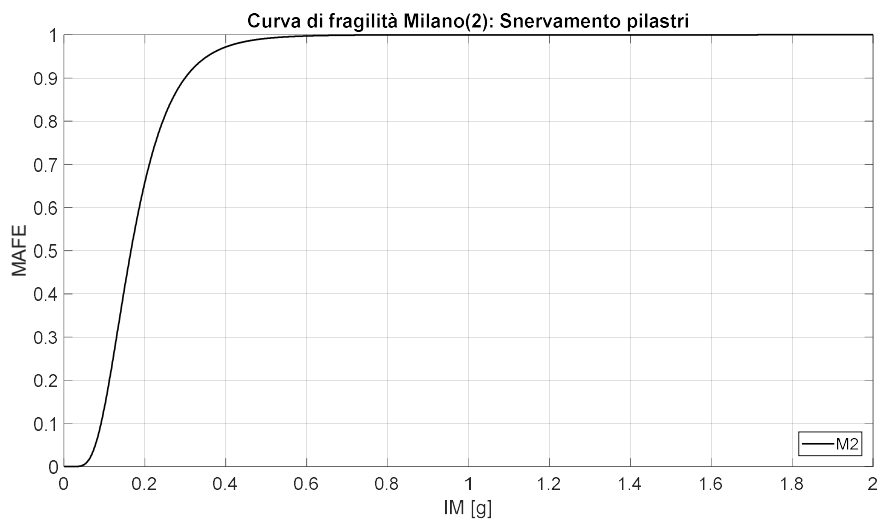
- snervamento della cerniera plastica alla base del pilastro;
- inizio scorrimento dei tegoli (solo per i modelli di Milano);
- snervamento delle connessioni trave tegolo (per i soli modelli di Napoli e L'Aquila);
- superamento dello spostamento di progetto nelle connessioni dei pannelli orizzontali;
- superamento dello spostamento di progetto nelle connessioni dei pannelli verticali.

A4.3.2.1 Snervamento cerniera plastica dei pilastri

In questo caso è possibile ricavare le curve di fragilità per tutti i modelli ad eccezione dei casi studio di Milano dove viene espressamente modellata la pannellatura di chiusura laterale. In modo analogo a quanto visualizzato per lo stato limite di collasso dei pilastri, si evidenzia come la presenza della pannellatura porta ad una riduzione della fragilità connessa al danneggiamento dell'elemento pilastro. In particolare l'irrigidimento prodotto dai pannelli unito alle ridotte sollecitazioni sismiche fa sì che per i casi studi di Milano la risposta dell'elemento rimanga in campo elastico.

APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ

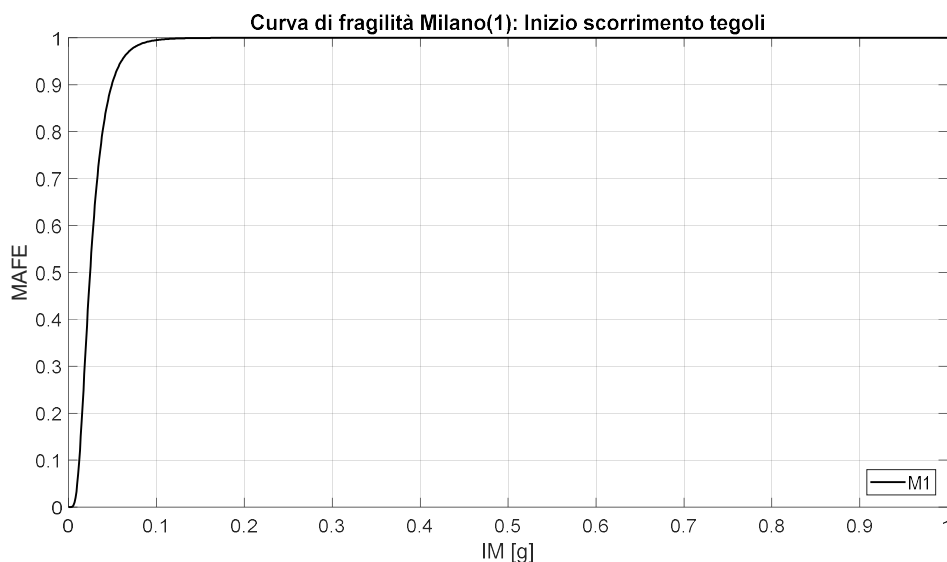


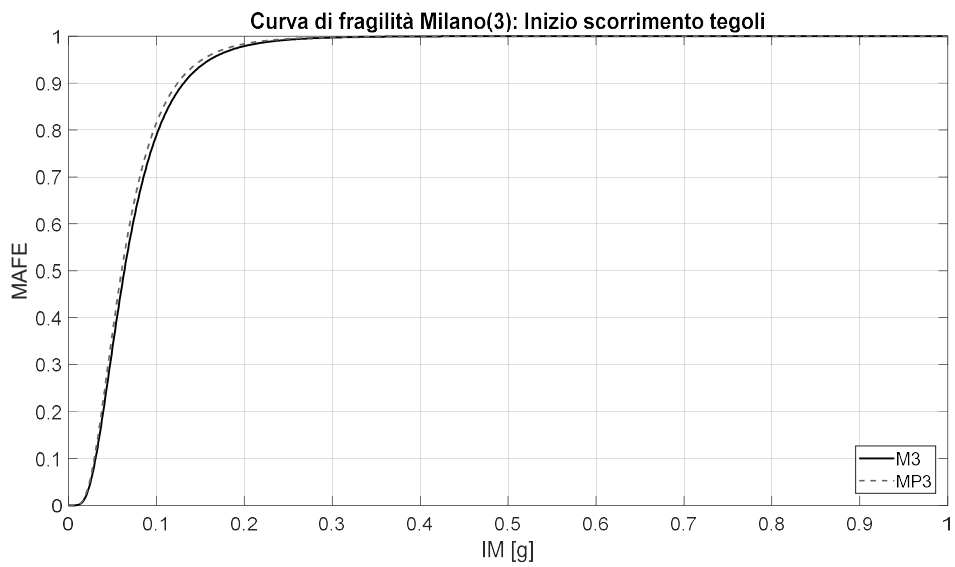
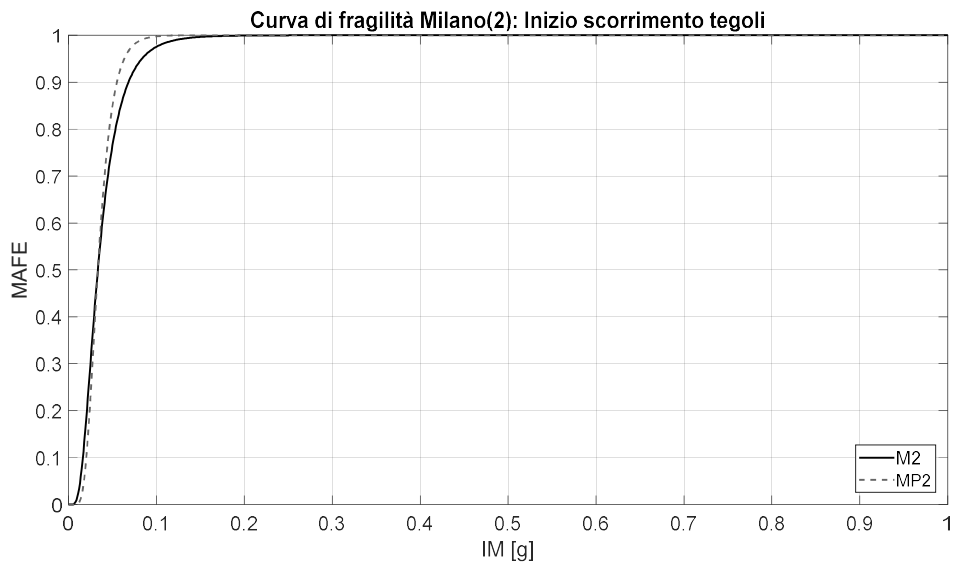


Modello	Intensità media che provoca il superamento dello stato limite selezionato	Deviazione standard
A1	0.0855	0.4038
AP1	0.1383	0.5643
N1	0.0389	0.3973
NP1	0.0984	0.4705
M1	0.1194	0.0547
M2	0.1655	0.4619
M3	0.1294	0.3433
M4	0.2453	0.9928

A4.3.2.2 Inizio scorrimento tegoli

La vulnerabilità analizzata in questo capitolo è relativa all’inizio dello scorrimento dei tegoli; vengono pertanto considerati i soli modelli in cui non viene implementato alcun tipo di connessione tra questi elementi e la trave. Non vengono quindi considerati i modelli relativi ai siti di Napoli e L’Aquila ed i modelli M4 e MP4, in cui la modellazione del piano rigido impedisce lo scorrimento dei tegoli. Risulta interessante osservare come questo stato limite non è modificato dalla presenza della pannellatura laterale mantenendo sostanzialmente inalterate le curve.

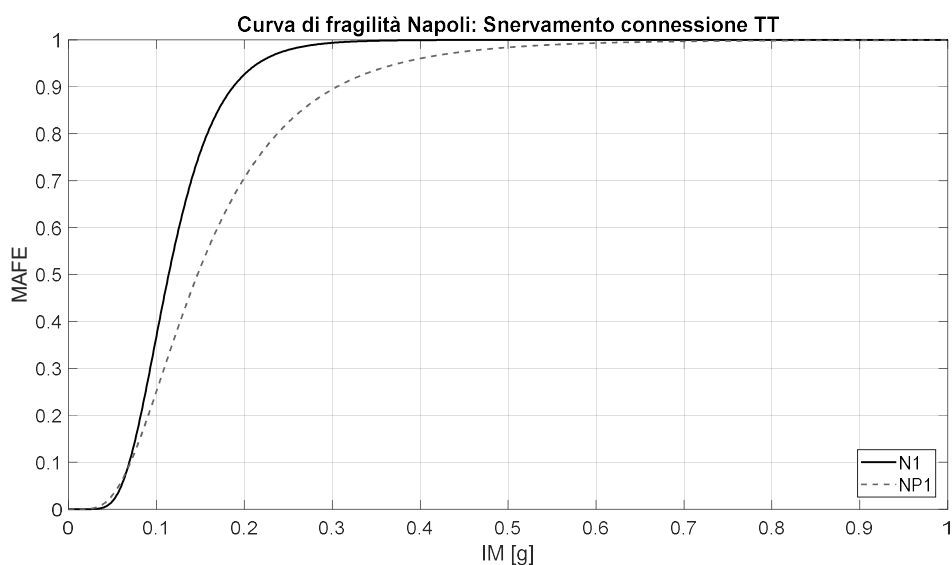
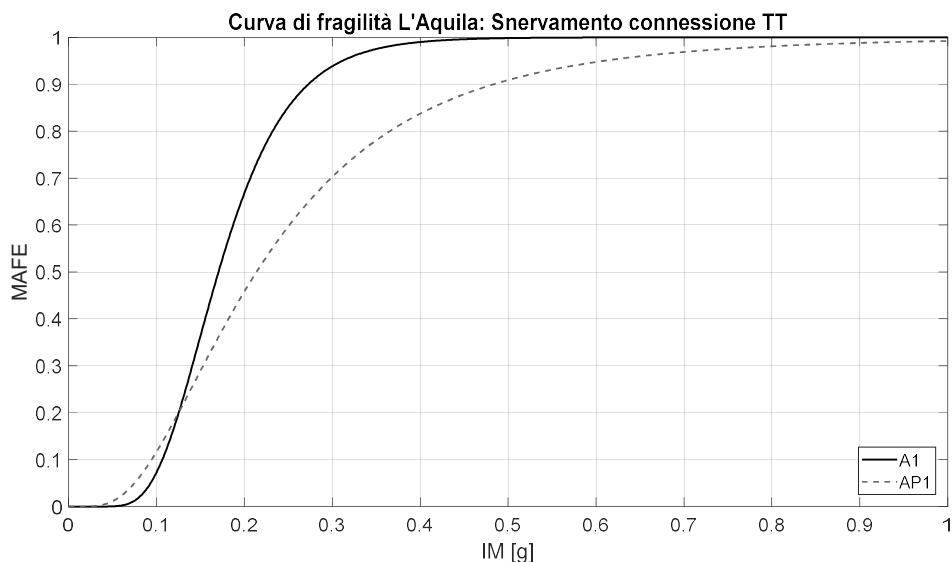




Modello	Intensità media che provoca il superamento dello stato limite selezionato	Deviazione standard
M1	0.0240	0.5433
M2	0.0334	0.5573
MP2	0.0334	0.3897
M3	0.0636	0.5647
MP3	0.0604	0.5612

A4.3.2.3 Snervamento connessione trave-tegolo

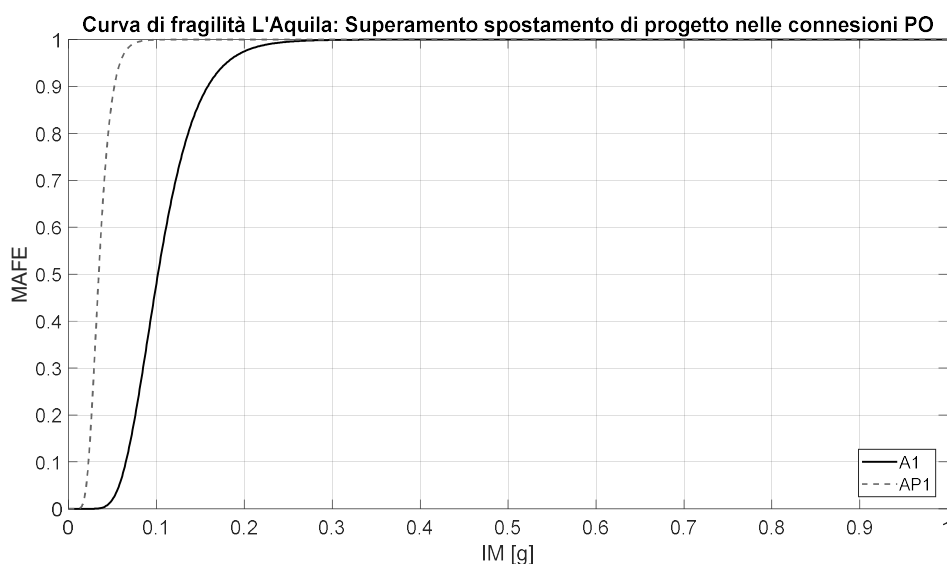
Soffermandoci sulla vulnerabilità della copertura viene ora analizzata la condizione che porta allo snervamento della connessione trave tegolo; si analizzano quindi tutti i casi relativi ai siti di Napoli e L'Aquila. Contrariamente alla valutazione relativa allo scorrimento degli elementi si osserva come l'introduzione di collegamenti tra trave e tegolo porta ad avere risultati diversi in funzione della presenza, o assenza, della modellazione esplicita della pannellatura. Si osserva infatti una riduzione della vulnerabilità in seguito alla modellazione della pannellatura. Quest'ultimo aspetto è probabilmente da ricondursi ad una differente distribuzione delle forze generata dalla presenza dei pannelli.



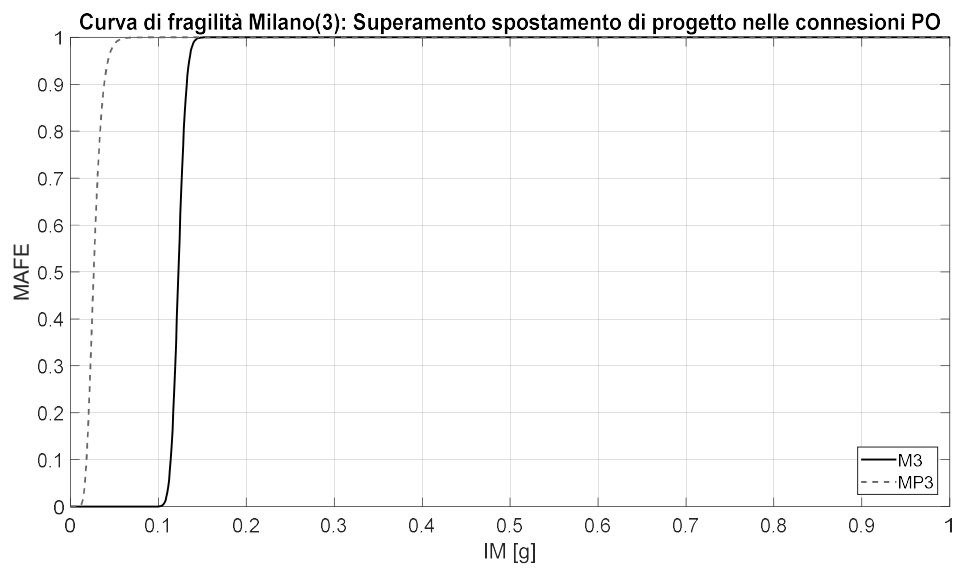
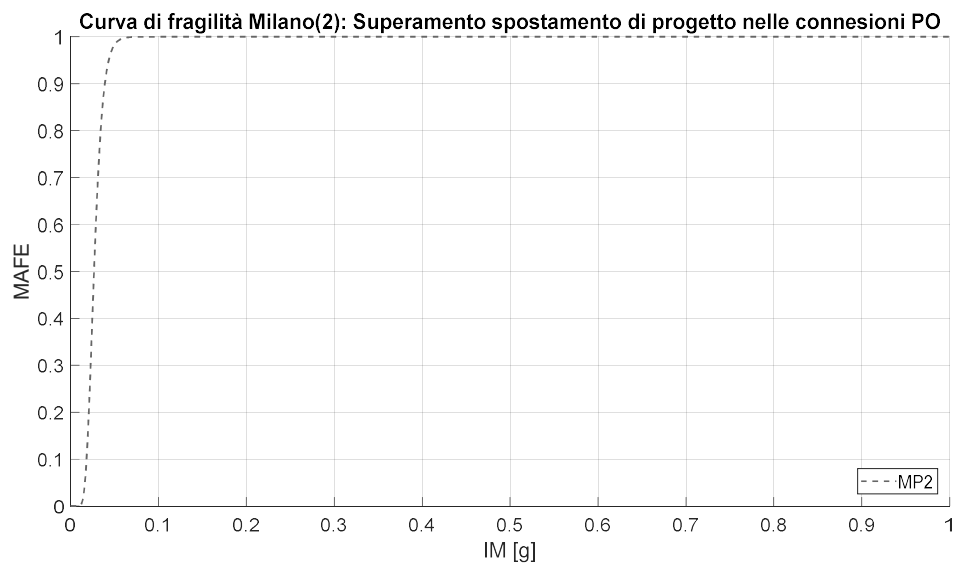
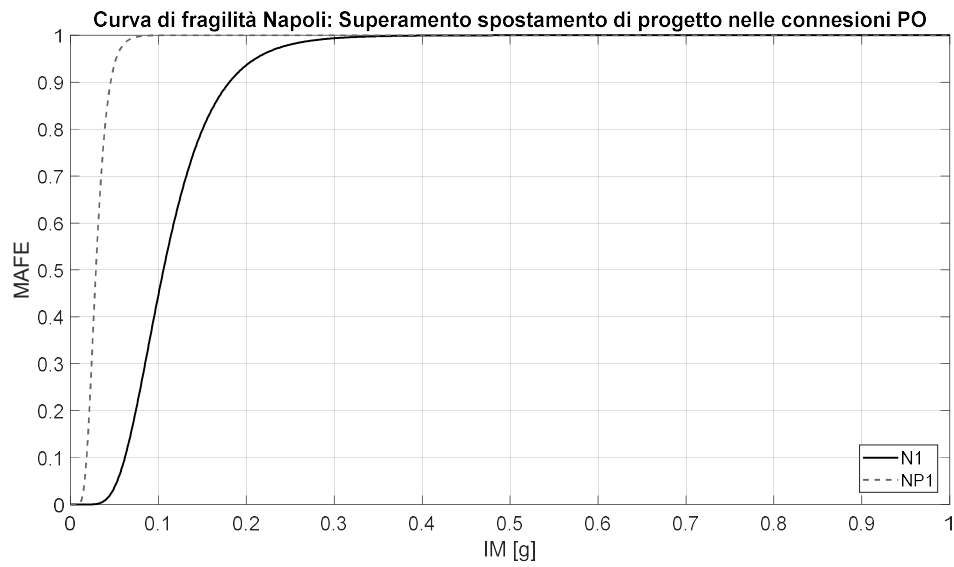
Modello	Intensità media che provoca il superamento dello stato limite selezionato	Deviazione standard
A1	0.1706	0.3662
AP1	0.2138	0.6367
N1	0.1139	0.3879
NP1	0.1468	0.5712

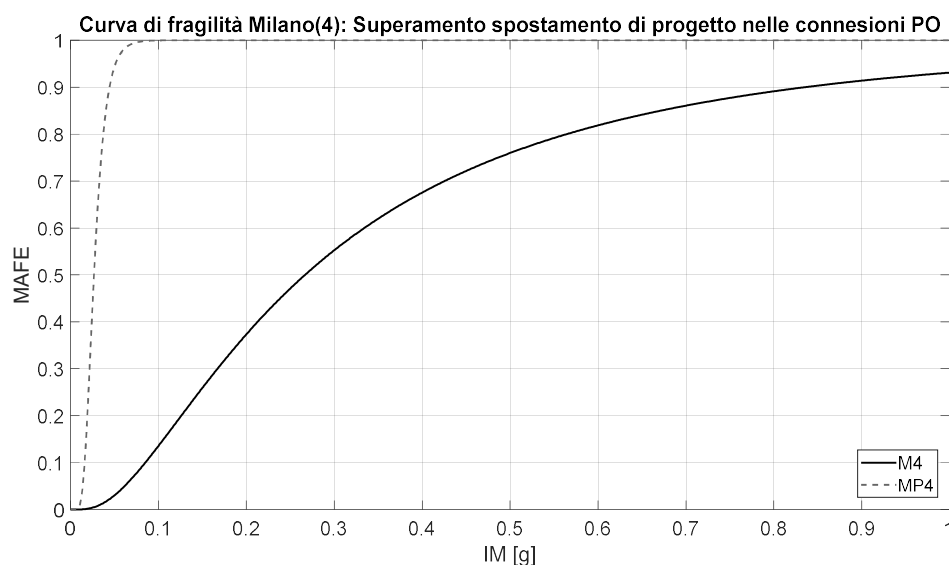
A4.3.2.4 Superamento spostamento di progetto nelle connessioni dei pannelli orizzontali

In questa sezione viene analizzato lo stato limite di danno relativo alle connessioni dei pannelli orizzontali. In particolare si va ad individuare la curva di fragilità associata al superamento dello spostamento di progetto, ovvero quando la vite a testa d'ancora non è più libera di muoversi poiché raggiunge il fine corsa della connessione. Per il caso dei pannelli orizzontali vengono pertanto considerati tutti i modelli realizzati ad esclusione dei modelli M1 e M2, dove non viene mai raggiunto lo spostamento target. Coerentemente con quanto visto per il collasso dei pannelli si osserva come la modellazione esplicita porti ad un incremento della vulnerabilità. È inoltre interessante osservare come oltre ad una significativa riduzione del valor medio si evidenzia una notevole riduzione della dispersione dei risultati rendendo le curve "più ripide" rispetto a quanto osservato con l'assenza di tale modellazione.



APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ



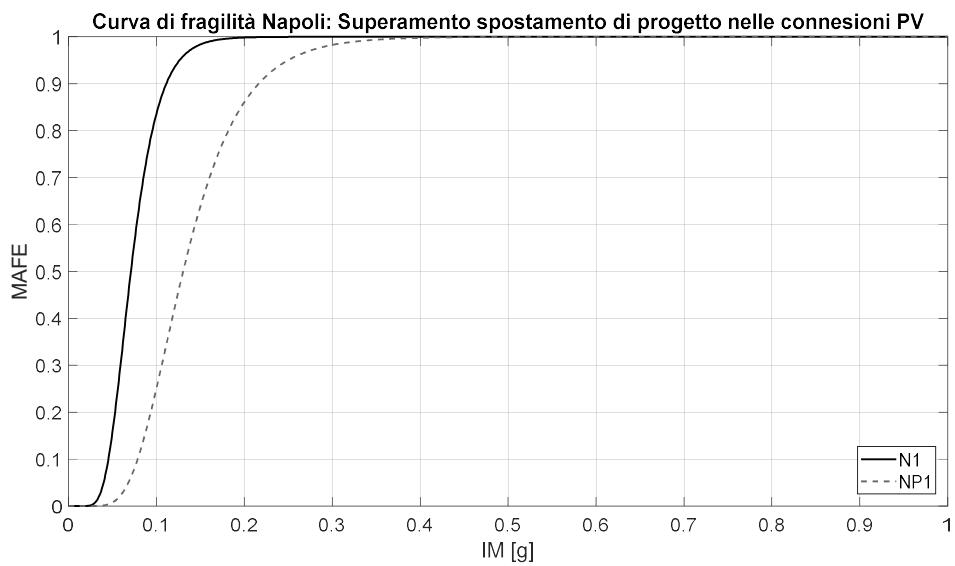
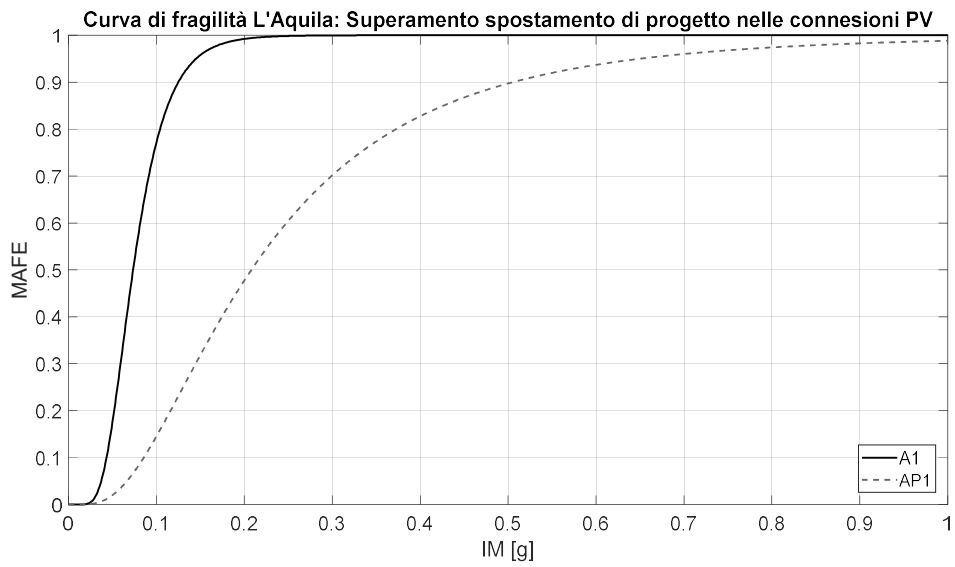


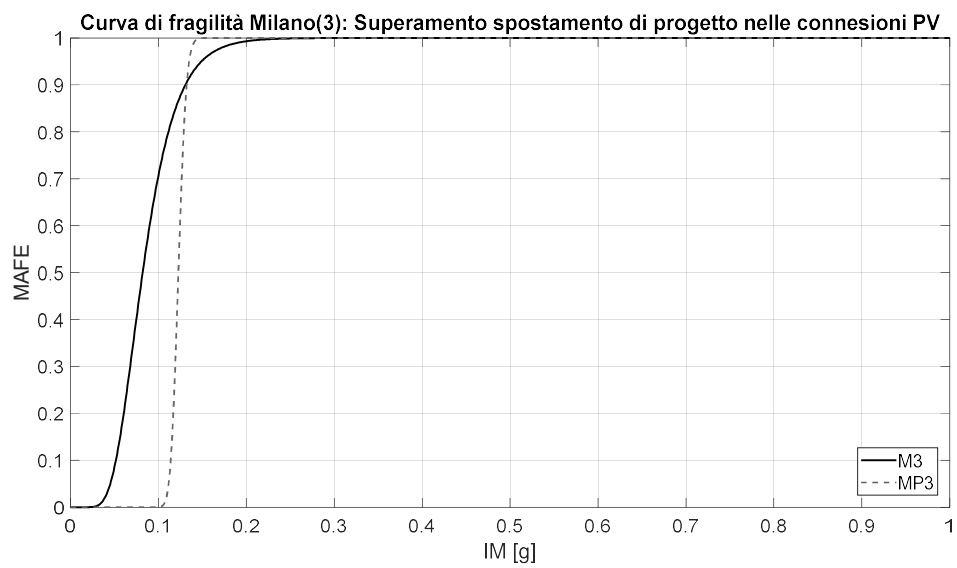
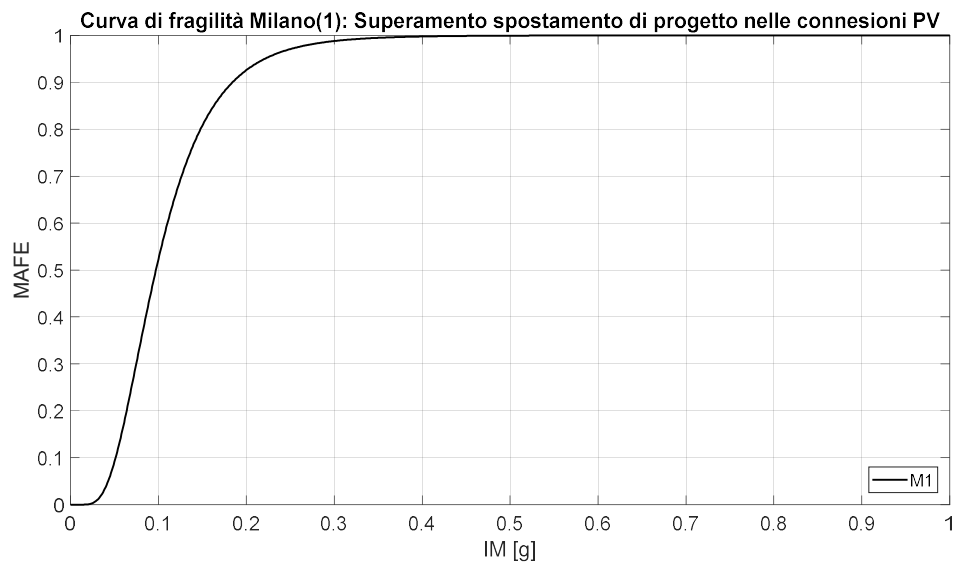
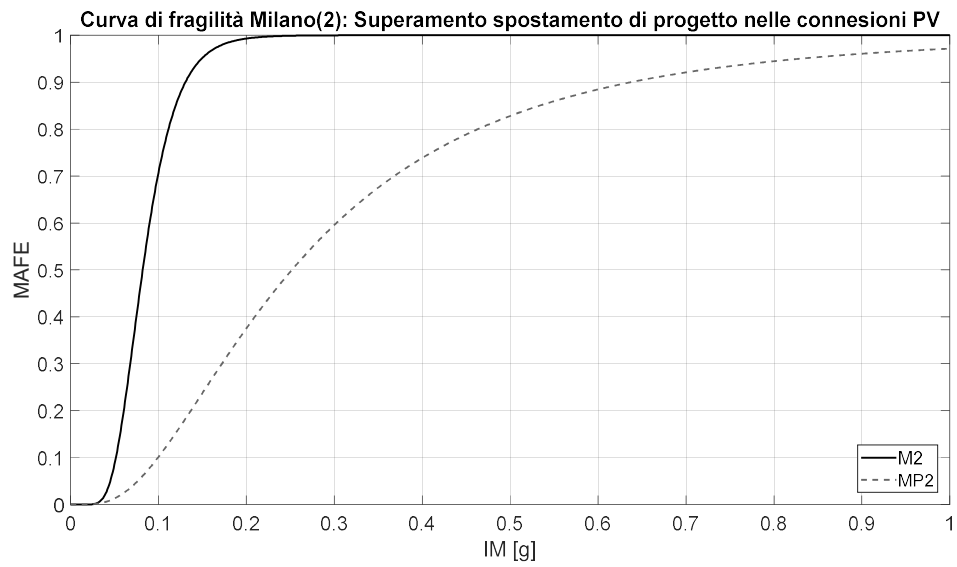
Modello	Intensità media che provoca il superamento dello stato limite selezionato	Deviazione standard
A1	0.1017	0.3455
AP	0.0344	0.3229
N1	0.1057	0.4182
NP1	0.0289	0.3558
MP2	0.0268	0.2952
M3	0.1227	0.0576
MP3	0.0264	0.2901
M4	0.0266	0.8907
MP4	0.0267	0.3959

A4.3.2.5 Superamento spostamento di progetto nelle connessioni dei pannelli verticali

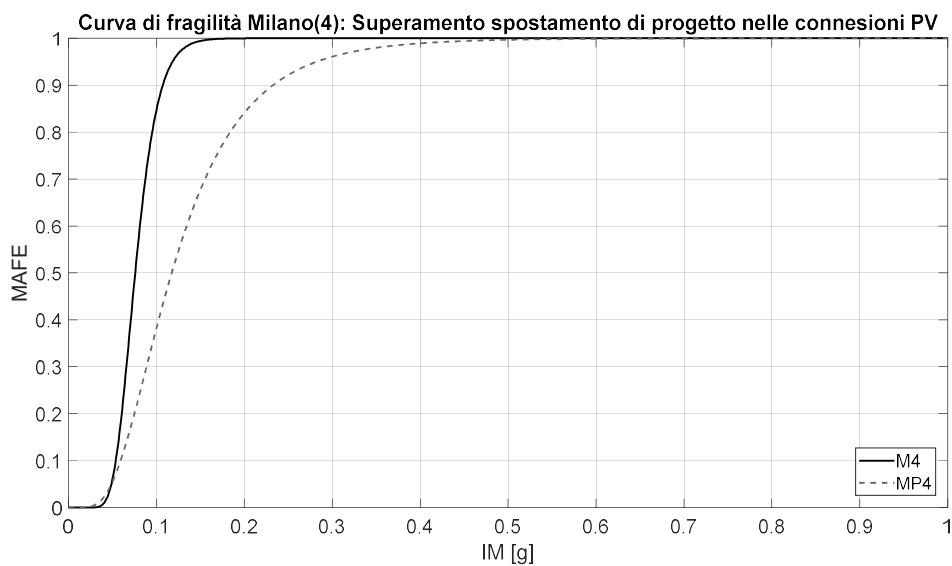
Infine vengono proposte le stesse valutazioni viste al paragrafo precedente ma relative alle connessioni dei pannelli verticali. Si osserva come in tutti i modelli sia stato raggiunto lo spostamento di progetto pertanto vengono riportate le curve relative a tutti i modelli. In questo caso, diversamente da quanto visto per i pannelli orizzontali, si assiste ad una riduzione della vulnerabilità e ad una crescita della dispersione (ad esclusione del modello M3) che porta a raggiungere il "sicuro" superamento dello stato limite per intensità più elevate. Si rimarca infine la coerenza tra questi risultati e quanto descritto nei capitoli precedenti.

0. APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ



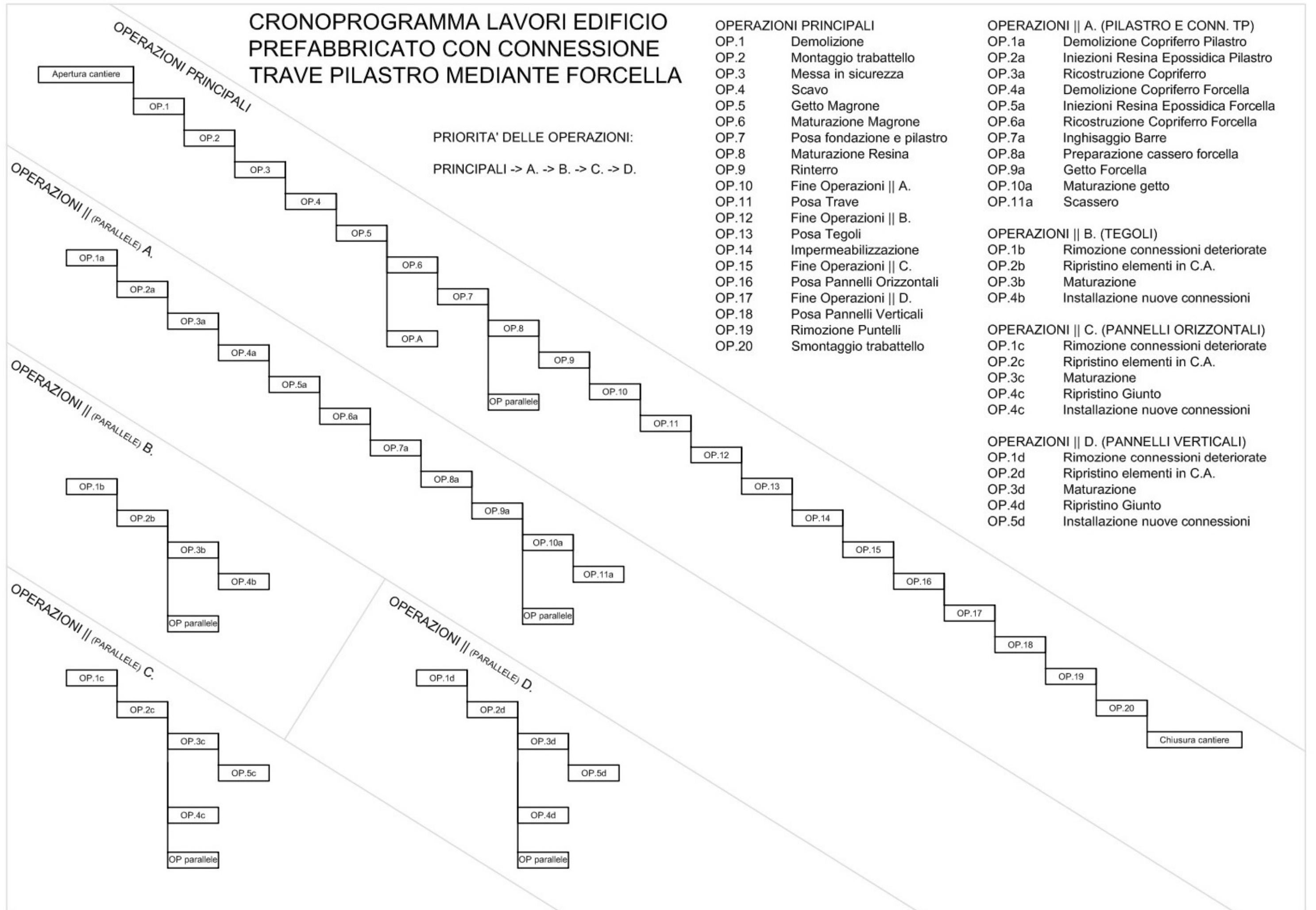


APPENDICE 4 – CURVE DI PERICOLOSITÀ, SOLLECITAZIONI SISMICHE E CURVE DI FRAGILITÀ



Modello	Intensità media che provoca il superamento dello stato limite selezionato	Deviazione standard
A1	0.0735	0.4135
AP1	0.2080	0.6927
N1	0.710	0.3499
NP1	0.1304	0.3946
M1	0.0972	0.4989
M2	0.0821	0.3623
MP2	0.2518	0.7245
M3	0.0821	0.3623
MP3	0.1227	0.0576
M4	0.759	0.2694
MP4	0.1174	0.5332

CRONOPROGRAMMA LAVORI EDIFICIO PREFABBRICATO CON CONNESSIONE TRAVE PILASTRO MEDIANTE FORCELLA



OPERAZIONI PRINCIPALI

- OP.1 Demolizione
- OP.2 Montaggio trabattello
- OP.3 Messa in sicurezza
- OP.4 Scavo
- OP.5 Getto Magrone
- OP.6 Maturazione Magrone
- OP.7 Posa fondazione e pilastro
- OP.8 Maturazione Resina
- OP.9 Rinterro
- OP.10 Fine Operazioni || A.
- OP.11 Posa Trave
- OP.12 Fine Operazioni || B.
- OP.13 Posa Tegoli
- OP.14 Impermeabilizzazione
- OP.15 Fine Operazioni || C.
- OP.16 Posa Pannelli Orizzontali
- OP.17 Fine Operazioni || D.
- OP.18 Posa Pannelli Verticali
- OP.19 Rimozione Puntelli
- OP.20 Smontaggio trabattello

OPERAZIONI || A. (PILASTRO E CONN. TP)

- OP.1a Demolizione Copriferro Pilastro
- OP.2a Iniezioni Resina Epossidica Pilastro
- OP.3a Ricostruzione Copriferro
- OP.4a Demolizione Copriferro Forcella
- OP.5a Iniezioni Resina Epossidica Forcella
- OP.6a Ricostruzione Copriferro Forcella
- OP.7a Inghisaggio Barre
- OP.8a Preparazione cassero forcella
- OP.9a Getto Forcella
- OP.10a Maturazione getto
- OP.11a Scassero

OPERAZIONI || B. (TEGOLI)

- OP.1b Rimozione connessioni deteriorate
- OP.2b Ripristino elementi in C.A.
- OP.3b Maturazione
- OP.4b Installazione nuove connessioni

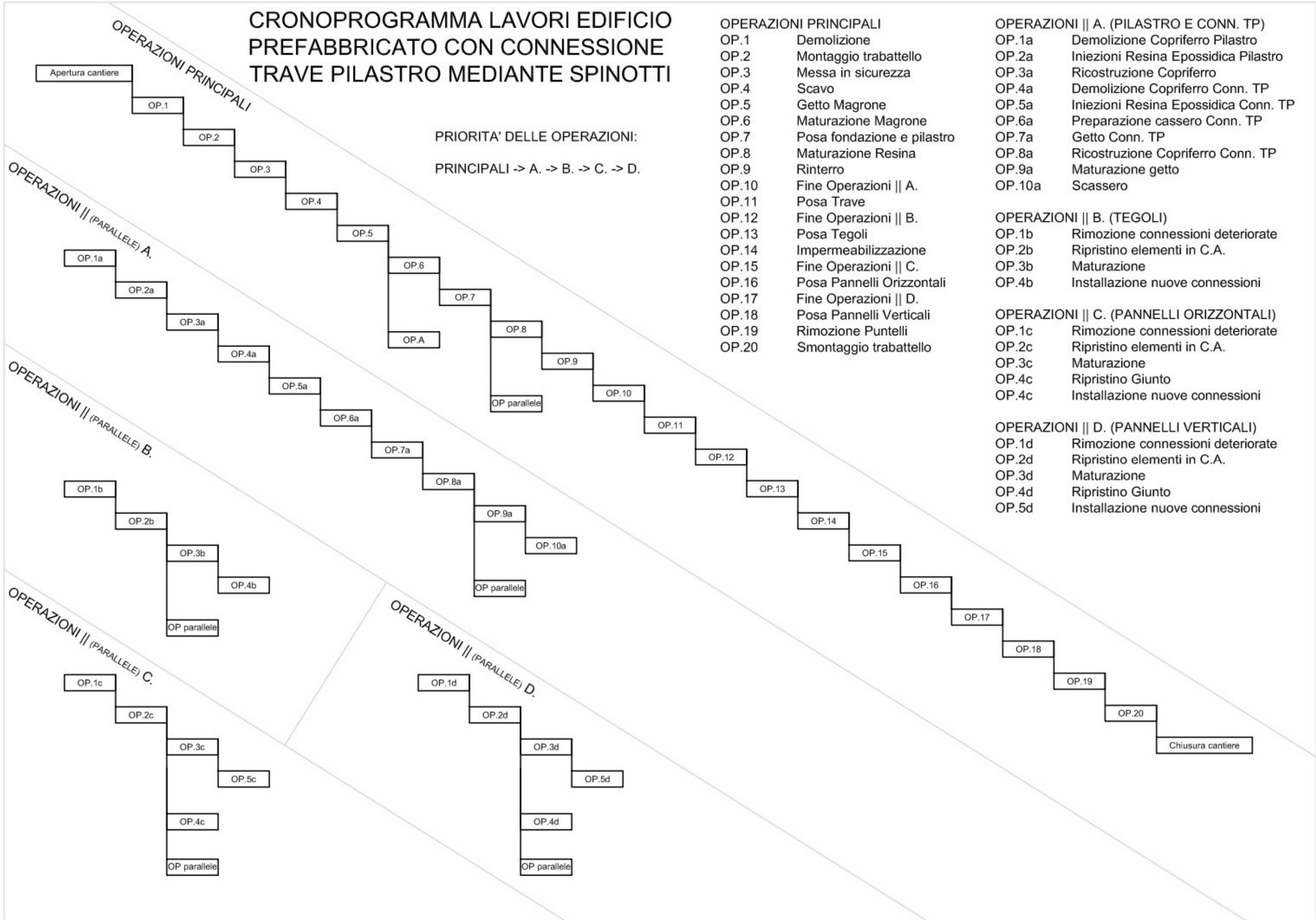
OPERAZIONI || C. (PANNELLI ORIZZONTALI)

- OP.1c Rimozione connessioni deteriorate
- OP.2c Ripristino elementi in C.A.
- OP.3c Maturazione
- OP.4c Ripristino Giunto
- OP.4c Installazione nuove connessioni

OPERAZIONI || D. (PANNELLI VERTICALI)

- OP.1d Rimozione connessioni deteriorate
- OP.2d Ripristino elementi in C.A.
- OP.3d Maturazione
- OP.4d Ripristino Giunto
- OP.5d Installazione nuove connessioni

CRONOPROGRAMMA LAVORI EDIFICIO PREFABBRICATO CON CONNESSIONE TRAVE PILASTRO MEDIANTE SPINOTTI



PRIORITA' DELLE OPERAZIONI:
PRINCIPALI -> A. -> B. -> C. -> D.

- OPERAZIONI PRINCIPALI**
- OP.1 Demolizione
 - OP.2 Montaggio trabattello
 - OP.3 Messa in sicurezza
 - OP.4 Scavo
 - OP.5 Getto Magrone
 - OP.6 Maturazione Magrone
 - OP.7 Posa fondazione e pilastro
 - OP.8 Maturazione Resina
 - OP.9 Rinterro
 - OP.10 Fine Operazioni || A.
 - OP.11 Posa Trave
 - OP.12 Fine Operazioni || B.
 - OP.13 Posa Tegoli
 - OP.14 Impermeabilizzazione
 - OP.15 Fine Operazioni || C.
 - OP.16 Posa Pannelli Orizzontali
 - OP.17 Fine Operazioni || D.
 - OP.18 Posa Pannelli Verticali
 - OP.19 Rimozione Puntelli
 - OP.20 Smontaggio trabattello

- OPERAZIONI || A. (PILASTRO E CONN. TP)**
- OP.1a Demolizione Copriferro Pilastro
 - OP.2a Iniezioni Resina Epossidica Pilastro
 - OP.3a Ricostruzione Copriferro
 - OP.4a Demolizione Copriferro Conn. TP
 - OP.5a Iniezioni Resina Epossidica Conn. TP
 - OP.6a Preparazione cassero Conn. TP
 - OP.7a Getto Conn. TP
 - OP.8a Ricostruzione Copriferro Conn. TP
 - OP.9a Maturazione getto
 - OP.10a Scassero

- OPERAZIONI || B. (TEGOLI)**
- OP.1b Rimozione connessioni deteriorate
 - OP.2b Ripristino elementi in C.A.
 - OP.3b Maturazione
 - OP.4b Installazione nuove connessioni

- OPERAZIONI || C. (PANNELLI ORIZZONTALI)**
- OP.1c Rimozione connessioni deteriorate
 - OP.2c Ripristino elementi in C.A.
 - OP.3c Maturazione
 - OP.4c Ripristino Giunto
 - OP.4c Installazione nuove connessioni

- OPERAZIONI || D. (PANNELLI VERTICALI)**
- OP.1d Rimozione connessioni deteriorate
 - OP.2d Ripristino elementi in C.A.
 - OP.3d Maturazione
 - OP.4d Ripristino Giunto
 - OP.5d Installazione nuove connessioni