



Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024

WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

CASO STUDIO 2: EDIFICIO SCOLASTICO IN CEMENTO ARMATO

VERSIONE: 2.0, BOZZA NOVEMBRE 2023
(Aggiornamento della versione 1.0 BOZZA LUGLIO 2020)

UR: UNINA, prof. Andrea Prota

Gruppo di lavoro: prof. Marco Di Ludovico, ing. Ciro Del Vecchio, ing. Costantino Menna
Collaboratori: ing. Raffaele Frascadore, ing. Fabio Palladino, ing. Vincenzo Paolillo
Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli studi di Napoli "Federico II"
in collaborazione con UR UNINA, prof. Gaetano Della Corte

UR: UNINA, prof. Raffaele Landolfo

Gruppo di lavoro: prof. Antonio Formisano, prof. Gianmaria Di Lorenzo,
Collaboratori: ing. Giovanna Longobardi, arch. Agustina Di Filippo, arch. Eleonora Colacurcio
Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli studi di Napoli "Federico II"

UR: UNIBAS, prof. Angelo Masi

Gruppo di lavoro: Giuseppe Santarsiero, Vincenzo Manfredi, Giuseppe Ventura, Antonio D'Angola,
Valentina Picciano
Scuola d'Ingegneria, Università degli studi della Basilicata

Premessa

La presente versione 2.0 è stata redatta partendo dalla precedente versione 1.0 aggiungendo nuove soluzioni di intervento integrate. Nello specifico, la prima versione presentava la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio nella sua condizione As-built e la progettazione completa di schemi costruttivi e realizzativi ed i relativi costi e tempi di esecuzione per quattro soluzioni di intervento: due soluzioni di intervento locale con FRP e due soluzioni di intervento globale con tamponature collaboranti in calcestruzzo autoclavato (a cura dell'UR UNINA-Prota) o controventi metallici dissipativi (a cura delle UR UNINA-Prota e UR UNINA Della Corte), integrati con interventi di efficientamento energetico.

L'aggiornamento alla versione 2.0 include due ulteriori soluzioni di intervento globale attraverso l'impiego di esoscheletri esterni in elementi prefabbricati in calcestruzzo armato (a cura dell'UR UNIBAS-Masi) o acciaio (a cura dell'UR UNINA-Landolfo) integrati con interventi di efficientamento energetico.

Sommario

1	DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO SCOLASTICO	1
1.1	ANALISI STORICO CRITICA	2
1.2	SISTEMA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI	2
1.3	PROPRIETA' DEI MATERIALI	4
2	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA	6
2.1	PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	6
2.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	7
2.3	ANALISI STRUTTURALE	10
2.4	VERIFICA STATO DI FATTO ALLO SLV	14
2.5	CRITICITA' EMERSE	19
2.6	VERIFICA STATO DI FATTO ALLO SLE	19
2.7	CALCOLO DELLA CLASSE DI RISCHIO SISMICO	20
2.8	CONFRONTO TRA CALCESTRUZZI CON DIVERSE RESISTENZE A COMPRESSIONE	21
3	VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE	25
4	STRATEGIE DI INTERVENTO INTEGRATE	32
4.1	SOLUZIONI INTEGRATE BASATE SU INTERVENTI LOCALI	37
	<i>4.1.1. INTERVENTI LOCALI SOLO DALL'ESTERNO</i>	39
	4.1.1.1 CLASSE DI RISCHIO	45
	4.1.1.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	46
	<i>4.1.2 INTERVENTI LOCALI ESTERNI E INTERNI ALL'EDIFICIO</i>	47
	4.1.2.1 CLASSE DI RISCHIO	50
	4.1.2.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	52
4.2	SOLUZIONI INTEGRATE BASATE SU INTERVENTI GLOBALI	54
	<i>4.2.1 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI PARETI IN CALCESTRUZZO AERATO AUTOCLAVATO</i>	54
	4.2.1.1 CLASSE DI RISCHIO	62
	4.2.1.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	64
	<i>4.2.2 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI SISTEMI DI CONTROVENTAMENTO</i>	65
	4.2.2.1 CLASSE DI RISCHIO	81
	4.2.2.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	83
	<i>4.2.3 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI ESOSCHELETRI PREFABBRICATI IN C.A.</i>	85
	4.2.3.1 CLASSE DI RISCHIO	92
	4.2.3.2 COMPUTO DEL COSTO DEGLI INTERVENTI	107
	<i>4.2.4 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI ESOSCHELETRI PARALLELI IN ACCIAIO</i>	109
	4.2.4.1 CLASSE DI RISCHIO	128

4.2.4.2	RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	128
5	ANALISI COMPARATIVA DEGLI INTERVENTI	129
5.1	ANALISI DEI TEMPI DI ESECUZIONE DELLE LAVORAZIONI	130
	BIBLIOGRAFIA	131

1 DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO SCOLASTICO

L'edificio oggetto di studio è una scuola primaria sita in un comune colpita dalla sequenza sismica del Centro Italia 2016-2017. Si tratta di un edificio di forma regolare a pianta rettangolare, che si sviluppa su tre livelli, due dei quali sottostrada. L'intero complesso, la relativa ubicazione e alcune viste frontali, sono riportati nella Figura 1.1 e Figura 1.2.

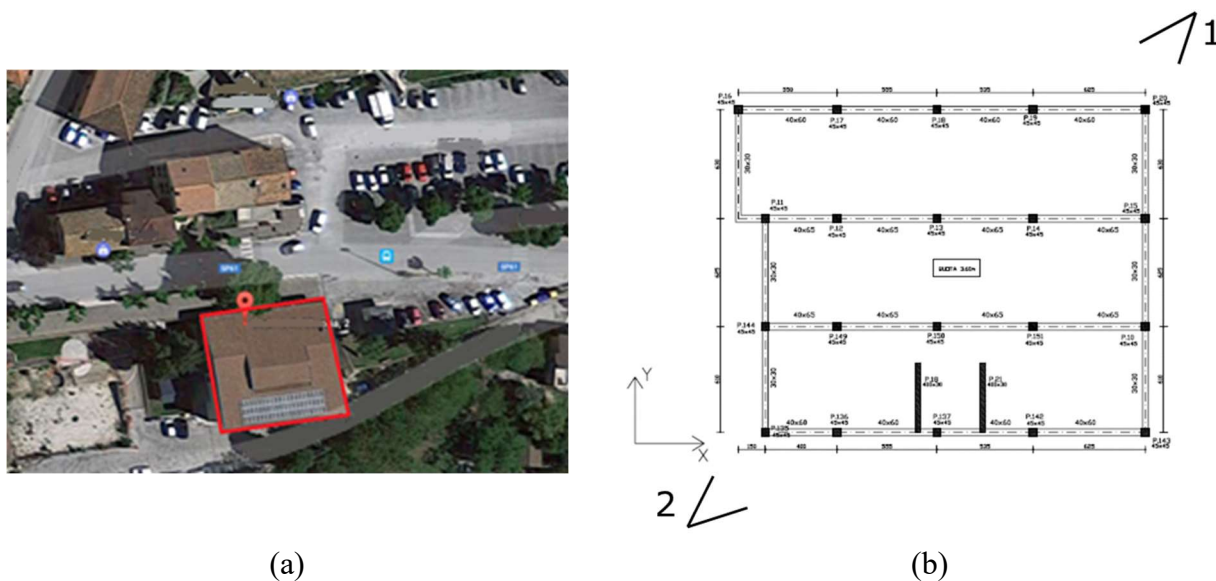


Figura 1.1: Ubicazione dell'edificio (a) e schema di planimetria del piano terra (b).



Figura 1.2: Vista n°1 (a) e vista n°2 (b) dell'edificio.

La Figura 1.1b denota che l'intero complesso presenta una pianta piuttosto regolare, di forma quadrata; eccezion fatta, come si può notare, per un lieve sbalzo. La conformazione dell'edificio oggetto di analisi è tipica dell'edilizia scolastica realizzata tra gli anni '40 e gli anni '70.

1.1 ANALISI STORICO CRITICA

Per l'edificio oggetto di studio non è stato possibile risalire all'epoca di costruzione dell'intero complesso; tuttavia i dettagli costruttivi osservati, ovvero la presenza di barre lisce d'armatura, e confermati dai rapporti di prova dei materiali posti in opera, fanno ipotizzare che l'edificio sia stato realizzato tra gli anni '50 e '60.

Il fabbricato ha una superficie compressiva calpestabile di 1200 m² e si sviluppa prevalentemente su tre piani per un'altezza complessiva di 10,85 m. La cubatura complessiva dell'edificio è di circa 3600 m³. La pianta della carpenteria tipo è riportata in Figura 1.3.

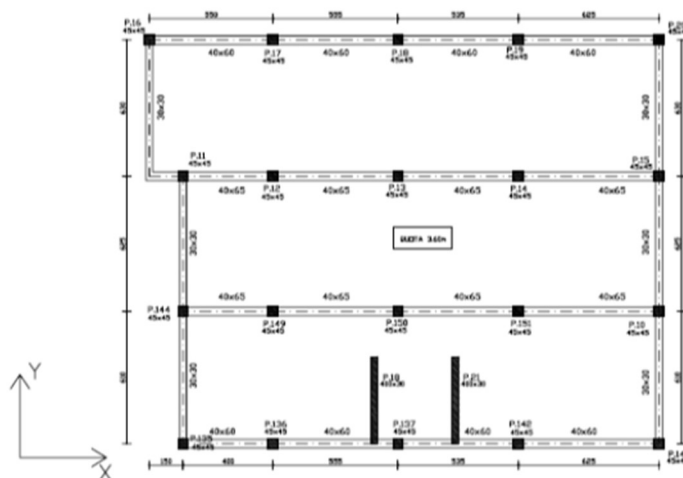


Figura 1.3: Carpenteria tipo della struttura.

1.2 SISTEMA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI

L'Edificio ha una forma in pianta regolare secondo i criteri forniti dal D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (in breve, NTC 2018) [1], costituita da un corpo, di forma sostanzialmente quadrata, di dimensioni 22,65 x 18,65 m². Si presenta costituito da tre piani, di cui due al di sotto del livello della strada principale, di altezza variabile tra 3,3 m e 3,95 m.

Le strutture portanti sono costituite da sistemi intelaiati unidirezionali (i telai sono disposti solo sul lato parallelo a "X", eccezion fatta per i telai di chiusura posti in direzione "Y", come si può notare in Figura 1.3) in cemento armato (c.a.) gettato in opera. I telai sono costituiti da campate con luce minima di 4,00 m e massima di 6,30 m. Le dimensioni delle sezioni di travi e pilastri variano al variare dei piani della struttura, per cui si riporta una tabella di sintesi, in modo tale da rendere chiaro quali sono tutte le dimensioni degli elementi primari; il vano scala è realizzato con due pareti in cemento armato ed è in posizione eccentrica rispetto al baricentro dell'edificio. Non sono state

rinvenute informazioni, invece, per quanto riguarda il sistema di fondazione, che è stato assunto di tipo diretto a travi rovesce al fine di essere rappresentativi del costruito esistente.

Tabella 1.1: Dimensioni delle sezioni dei vari elementi strutturali.

		<i>Impalcato</i>		
<i>Elementi</i>	<i>[-]</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>
<i>Pilastrì</i>	$[\text{cm}^2]$	45x45	40x40	30x30
<i>Tr. interne</i>	$[\text{cm}^2]$	40x65	40x65	30x70
<i>Tr. esterne</i>	$[\text{cm}^2]$	40x60	40x60	30x70
<i>Tr. di bordo Y</i>	$[\text{cm}^2]$	30x30	30x30	30x30
<i>Setti</i>	$[\text{cm}^2]$	30x400	30x400	30x400
<i>Solaio</i>	$[\text{cm}]$	20+4	20+4	20+4
<i>Tamponature</i>	$[\text{cm}]$	30	30	30

Di seguito, in Figura 1.4, si riporta un dettaglio delle sezioni tipiche, con relative armature, delle travi (sezione di appoggio) e dei pilastrì.

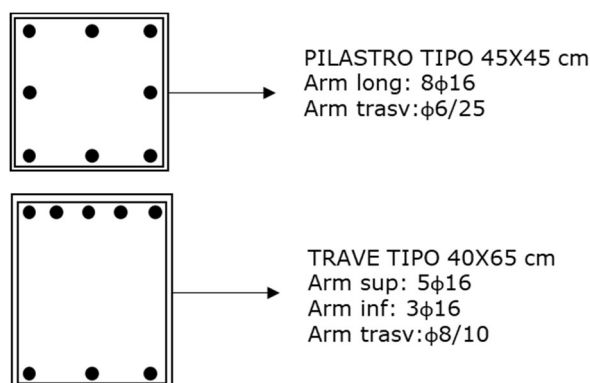


Figura 1.4: Dettagli costruttivi delle sezioni di travi e pilastrì relativi al primo impalcato.

Il solaio è di tipo latero-cementizio costituito da una soletta di spessore 4 cm, per uno spessore totale di 24 cm. Per quanto riguarda, invece, le tamponature, esse sono costituite da due paramenti esterni più camera d'aria e strato di materiale isolante per uno spessore complessivo di 30 cm. Infine, i tramezzi sono realizzati con il classico forato in laterizio di spessore 10 cm posto a coltello.

Di seguito, in Tabella 1.2, Tabella 1.3 e Tabella 1.4, si riporta l'analisi dei carichi effettuata. Le masse sismiche sono state valutate con la seguente combinazione $G_k + 0,6Q_k$.

Tabella 1.2: Analisi dei carichi del solaio del primo intermedio.

<i>Solaio piano intermedio</i>	
G_k	5,67 kN/m ²
Q_k	3,00 kN/m ²

Tabella 1.3: Analisi dei carichi del solaio di copertura.

<i>Solaio di copertura</i>	
G_k	3,52 kN/m ²
Q_k	0,50 kN/m ²

Tabella 1.4: Analisi dei carichi della tamponatura.

<i>Tamponatura</i>	
Intonaco	0,18 kN/m ²
Paramento esterno in laterizio forato	0,96 kN/m ²
Isolante in lana di vetro	0,08 kN/m ²
Paramento interno in laterizio forato	0,64 kN/m ²
Totale	1,86 kN/m²

1.3 PROPRIETA' DEI MATERIALI

Le proprietà dei materiali in opera sono state determinate a mezzo di indagini *in-situ* distruttive e non distruttive in accordo con le prescrizioni delle NTC 2018 [1]. Per la caratterizzazione meccanica della resistenza a compressione del calcestruzzo sono state eseguite prove di schiacciamento in laboratorio su provini cilindrici estratti *in-situ*. Tali prove hanno portato a una determinazione della resistenza a compressione media cilindrica del calcestruzzo $f_{cm} = 10,9 \text{ MPa}$. La resistenza allo snervamento dell'acciaio d'armatura è stata ottenuta da prove di trazione su barre di armatura prelevate *in-situ*. Tali prove hanno evidenziato una resistenza media allo snervamento $f_{ym} = 370 \text{ MPa}$.

I dati raccolti attraverso la campagna di prove, tenendo conto di quanto riportato nel § C8.5.4 della Circolare n°7 del 2019 [2], permettono di raggiungere un *livello di conoscenza LC2*.

In Tabella 1.5 è riportata una sintesi dei dati relativi all'epoca costruttiva e alle proprietà dei materiali.

Tabella 1.5: Dati di sintesi.

<i>Anno di progettazione</i>	1950-1960
<i>Interventi post-sisma 1997</i>	nessuno
f_{cm} (Impalcato I)	14 MPa
f_{cm} (Impalcato II)	9 MPa
f_{cm} (Impalcato III)	9.7 MPa

f_{ym}	370 MPa (barre lisce)
<i>Livello di conoscenza</i>	LC2
<i>Fattore di confidenza</i>	1.20

2 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

Nel seguente capitolo si illustrano la procedura di calcolo e le ipotesi effettuate per la valutazione della vulnerabilità sismica del sistema strutturale e per determinare l'indice di rischio ζ_E definito nelle NTC2018 come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (comunemente espressa attraverso l'accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento che può essere sostenuta dalla struttura, PGA_C) e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (ovvero l'accelerazione orizzontale massima di progetto sul sito di riferimento, PGA_D). L'intero processo ha riguardato le seguenti fasi di seguito dettagliate:

- Definizione dei parametri di pericolosità sismica di sito;
- Modellazione numerica della struttura;
- Analisi strutturale;
- Verifiche allo SLV e SLD allo stato di fatto;
- Determinazione della classe di rischio sismico.

2.1 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Poiché l'edificio in oggetto è ad uso scolastico, esso ricade all'interno della *Classe d'uso III*, secondo le NTC 2018 [1]; per cui, considerando una vita nominale V_N pari a *50 anni*, e tenendo conto del coefficiente d'uso pari a *1,5*, si ottiene un valore del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R pari a *75 anni*.

Non sono state rinvenute informazioni circa le caratteristiche del sito di costruzione della struttura, per cui si fanno delle supposizioni, ipotizzando una categoria di terreno di tipo *B*, costituito prevalentemente da sabbia. La superficie topografica scelta è *T1*.

Di seguito si riportano Tabella 2.1 una sintesi dei parametri di sito, e in Figura 2.1 gli spettri di risposta in termini di accelerazione allo SLO, SLD e allo SLV definiti in accordo con le NTC 2018 [1].

Tabella 2.1: Parametri di caratterizzazione della pericolosità sismica di sito.

<i>Vita Nominale, V_N</i>	50 anni
<i>Classe d'uso</i>	III
<i>Coefficiente d'uso, C_u</i>	1,5
<i>Periodo di riferimento V_R</i>	75 anni
<i>a_g/g (SLV)</i>	0.202 ($T_R=712$ anni)

a_g/g (SLD)	0.084 ($T_R=75$ anni)
a_g/g (SLO)	0.067 ($T_R=45$ anni)
F_0 (SLV)	2.460
T_c^* (SLV)	0.341 s
C_c	1.364
Categoria del sottosuolo	B
Superficie topografica	T1
S_s	1.200
S_T	1.000

Spettri di risposta elastici

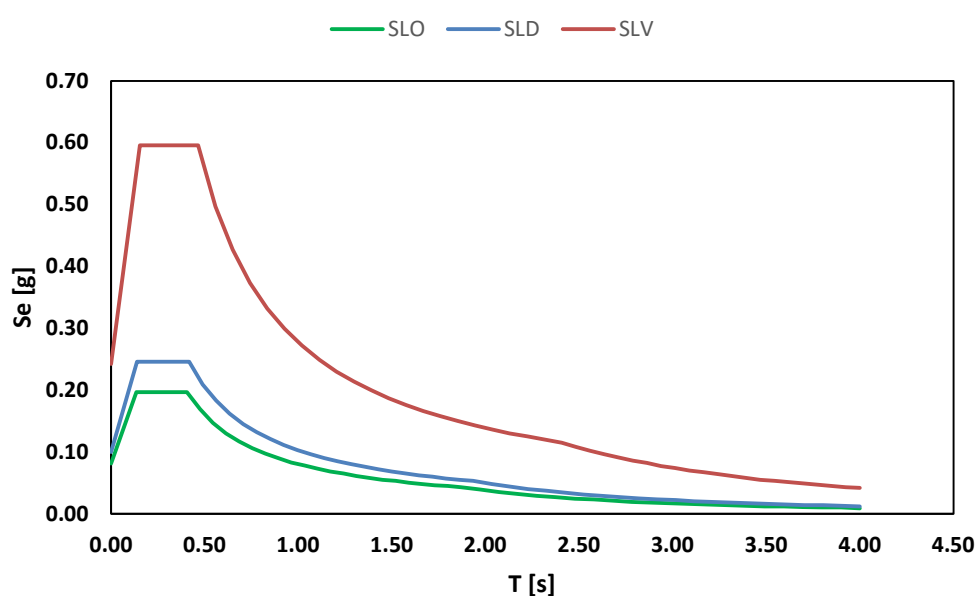


Figura 2.1: Spettri di risposta elastici per SLO, SLD e SLV.

2.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Al fine di valutare la risposta sismica dell'edificio caso studio è stata utilizzata un'analisi statica non lineare condotta secondo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [1]. Tale metodo di analisi risulta applicabile avendo raggiunto un livello di conoscenza LC2 secondo quanto prescritto dalle norme tecniche NTC 2018 [1]. Inoltre è comunemente riconosciuto come il metodo analisi più appropriato per valutare la capacità sismica di edifici esistenti in c.a.

Il modello strutturale dell'edificio agli elementi finiti (FEM) è stato realizzato con l'ausilio del software di calcolo strutturale *SAP2000*. Tutti gli elementi primari monodimensionali (*travi e pilastri*) sono stati modellati mediante elementi di tipo *beam*, considerando l'asse geometrico degli stessi. Per ciò che riguarda il *soffitto*, invece, assumendo che la soletta in cemento armato è di spessore ≥ 4 cm,

è stato modellato mediante vincolo di tipo “*rigid diaphragm*” per simulare il comportamento rigido nel proprio piano. Il sistema di fondazione è stato trascurato nel modello e sono stati assunti dei vincoli di tipo incastro alla base di tutti i pilastri.

Di seguito, in Figura 2.2, si riportano le viste 3-D del modello strutturale.

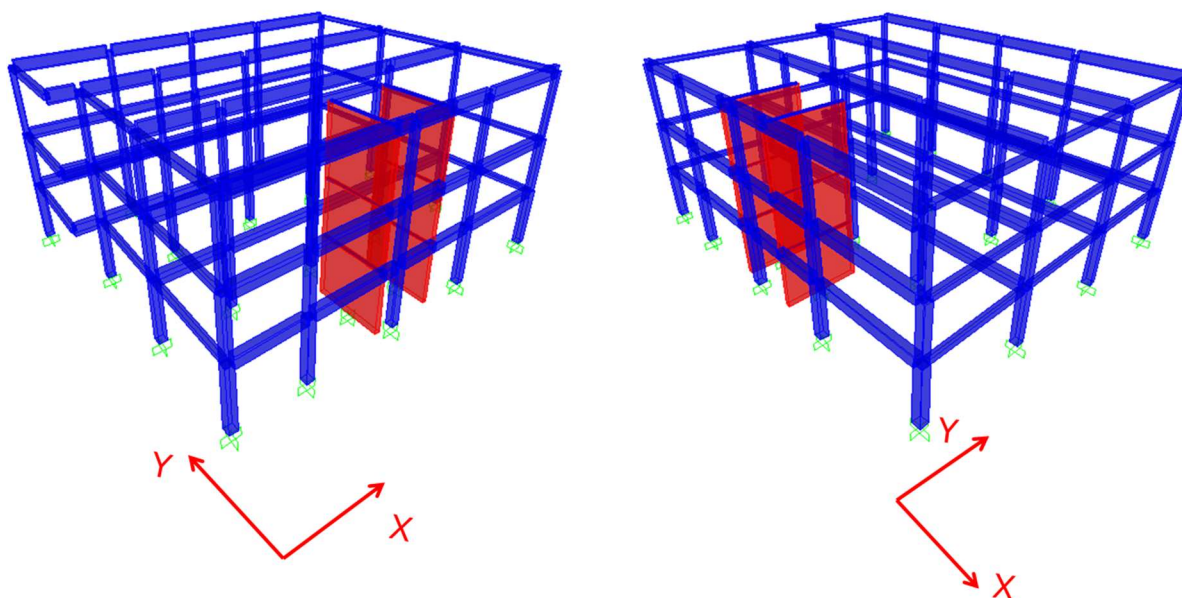


Figura 2.2: Viste assometriche del modello strutturale.

Per considerare la reale geometria dei nodi trave-pilastro nella modellazione ad elementi monodimensionali rappresentati dalla linea d’asse, sono stati introdotti dei braccetti rigidi di lunghezza pari a metà della dimensione del nodo nella direzione orizzontale e verticale.

Il comportamento non lineare degli elementi strutturali principali (travi e pilastri) è tenuto in conto attraverso una modellazione a plasticità concentrata. Essa consiste nel concentrare alle estremità degli elementi trave e pilastro tutte le non-linearità dell’elemento, attraverso elementi definiti *cerniere plastiche*. Tali cerniere sono caratterizzate da un diagramma $M-\theta$ (momento – rotazione alla corda) definito in accordo con i modelli di capacità suggeriti dalle norme tecniche [1]. In questo lavoro è stato assunto un comportamento di tipo trilineare costituito da tre tratti, che rappresentano i diversi stadi della sezione in c.a. soggetta ad un momento flettente:

- *fase elastico – lineare* fino all’attingimento del momento di prima fessurazione ($\theta_{cr} - M_{cr}$);
- *fase fessurata* in cui si ha la continua formazione di nuove fessure fino a raggiungere lo snervamento delle armature longitudinali ($\theta_y - M_y$);
- *fase plastica* caratterizzata da una diminuzione di rigidezza e da un aumento di deformabilità ($\theta_u - M_u$);

dove:

- θ_{cr} e M_{cr} rappresentano la rotazione ed il momento di prima fessurazione calcolate secondo la teoria elastica, escludendo la presenza delle armature nel calcolo di M_{cr} ;
- θ_y e M_y rappresentano la rotazione ed il momento di snervamento calcolate secondo la Circolare n°7 del 2019;
- θ_u e M_u rappresentano la rotazione ed il momento ultimo calcolate secondo la Circolare n°7 del 2019, in particolare M_u è stato calcolato mediante la formulazione che prende in considerazione la curvatura ultima della sezione;

Nell'applicare le formule riportate nella Circolare n° 7 del 2019 [2] per la caratterizzazione del legame momento-rotazione della cerniera plastica, si è tenuto conto del valore della luce di taglio L_V pari alla metà della luce dell'elemento considerato e lunghezza della cerniera plastica definita come:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL}f_y}{\sqrt{f_c}}$$

dove:

- L_V è la luce di taglio;
- d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali;
- f_y è la resistenza allo snervamento dell'acciaio;
- f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Una volta definito il legame momento rotazione, lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è stato determinato in corrispondenza di una rotazione pari a $\frac{3}{4} \theta_u$ in accordo con le NTC 2018 [1].

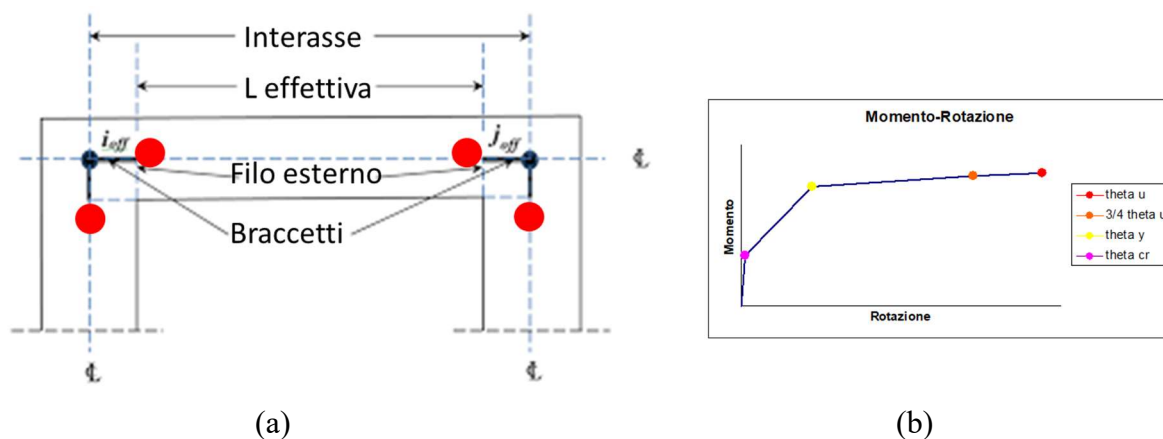
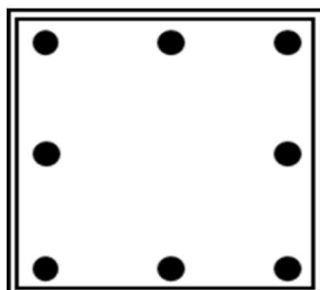
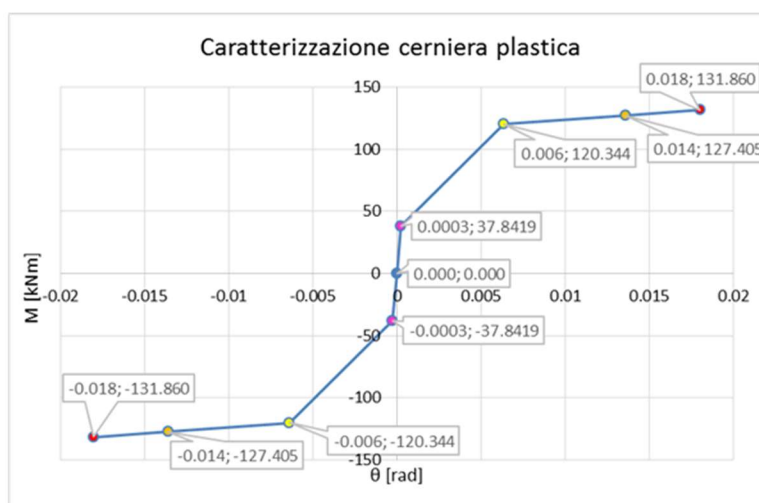


Figura 2.3: Schema cerniere plastiche (a) e relativa curva momento – rotazione (b).

Di seguito, a titolo dimostrativo, si riporta il calcolo della curva momento – rotazione della cerniera plastica di un pilastro relativo alla struttura analizzata, e avente le seguenti dimensioni: $B=45\text{ cm}$, $H=45\text{ cm}$, $c=3\text{ cm}$, $A_sT=A_sC=6,03\text{ cm}^2$.



(a)



(b)

Figura 2.4: Sezione (a) e curva momento-rotazione (b) del pilastro $45 \times 45\text{ cm}^2$.

2.3 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale è stata condotta in accordo con le prescrizioni fornite dalle NTC 2018 [1]. Tale analisi consiste nell'applicare all'edificio, oltre ai carichi gravitazionali nella combinazione $G_k + 0,6Q_k$, due diverse distribuzioni di forze orizzontali. Quest'ultime vengono scalate affinché possa crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del *punto di controllo della struttura* d_c (assunto coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello). La norma prevede che vengano applicate due distribuzioni di forze sulla struttura, definite come *Gruppo 1* (Distribuzione principale) e *Gruppo 2* (Distribuzione secondaria); la scelta della tipologia di distribuzioni da adottare è legata all'analisi modale effettuata, di cui si riporta uno stralcio. In Figura 2.5 si riporta la configurazione deformata della struttura relativa al primo modo di vibrare.

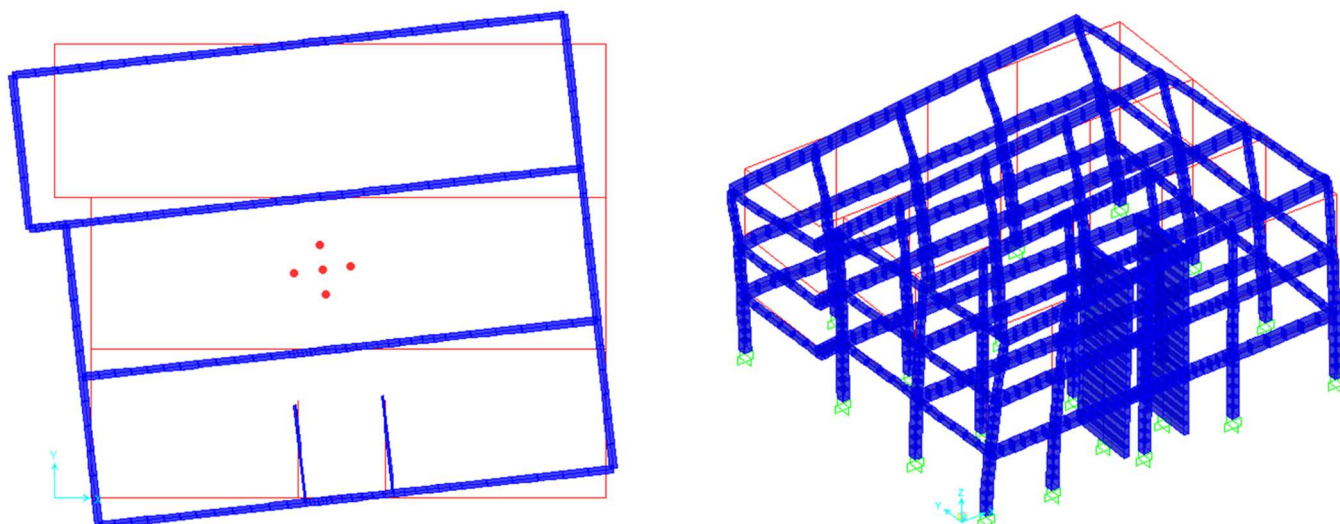


Figura 2.5: Analisi modale dello stato di fatto.

Di seguito, si riporta una tabella relativa all'analisi dei primi tre modi della struttura in cui si evince che, a causa della presenza delle pareti in c.a. eccentriche, si genera nella zona dove sono allocate quest'ultime, un effetto di punto pivot (punto di rotazione del sistema) che comporta una significativa componente torsionale.

Tabella 2.2: Dati relativi ai primi tre modi della struttura.

MODO	TIPO	T	m
1	ROTAZIONALE (z)	0.81 s	50%
2	TRASLAZIONALE (x)	0.64 s	51%
3	TRASLAZIONALE (y)	0.41 s	73%

In virtù della seguente analisi modale dello stato di fatto, e considerando le prescrizioni normative, sono state utilizzate le seguenti distribuzioni di forze:

DIREZIONE X:

- *Gruppo 1*: distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento, calcolate in un'analisi dinamica lineare (tale scelta è stata determinata da una massa partecipante nella direzione considerata inferiore al 75%, che preclude la possibilità di utilizzare le altre due distribuzioni previste dalla norma per tale gruppo);
- *Gruppo 2*: distribuzione di forze desunta da un andamento delle accelerazioni uniforme lungo l'altezza della costruzione.

DIREZIONE Y:

- *Gruppo 1*: distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento, calcolate in un'analisi dinamica lineare (tale scelta è stata determinata da una massa partecipante nella direzione considerata inferiore al 75%, che preclude la possibilità di utilizzare le altre due distribuzioni previste dalla norma per tale gruppo);
- *Gruppo 2*: distribuzione di forze desunta da un andamento delle accelerazioni uniforme lungo l'altezza della costruzione.

Tali forze sono state applicate nel centro di massa dei vari impalcati, tenendo conto della possibile eccentricità di quest'ultimi, citata dalla norma. Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico e di possibili incertezze legate alla posizione del centro di massa, è stata considerata un'eccentricità accidentale di quest'ultimo pari al 5% della dimensione media dell'edificio, presa perpendicolarmente alla direzione di applicazione del moto sismico. Per cui, valutando quattro possibili posizioni del centro di massa, e applicando per ognuno di essi le due distribuzioni di forze nelle direzioni X e Y e nei versi positivi e negativi, si giunge alla determinazione di sedici combinazioni di carico.

Da tale analisi si ottiene come risultato finale una *curva di capacità* in termini di taglio alla base V_b e spostamento del punto di controllo d_c . Lo schema di applicazione di tali forze è riportato in Figura 2.6.

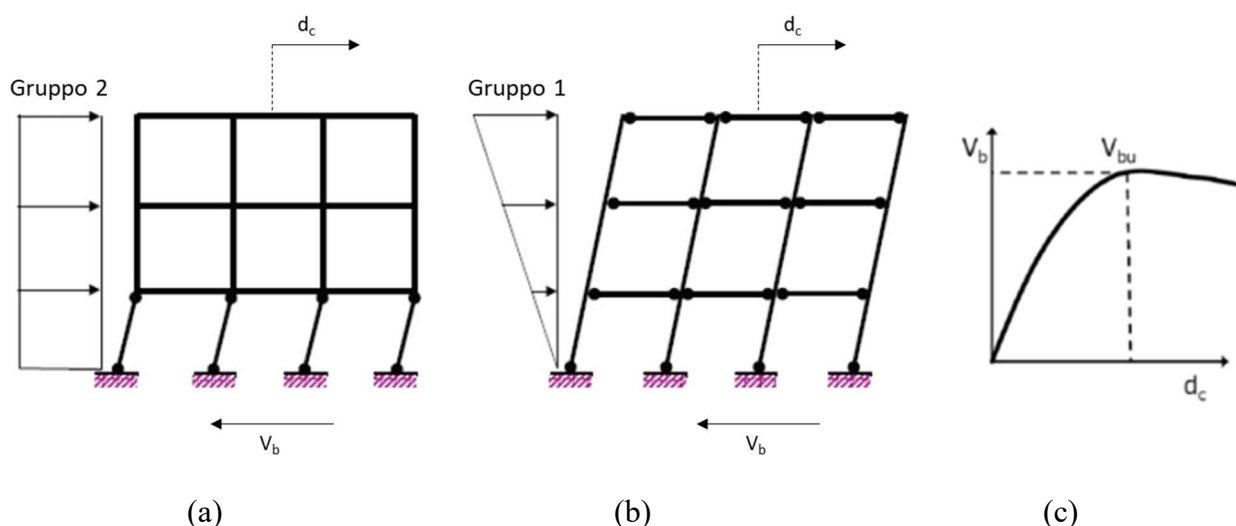


Figura 2.6: Applicazione schematica delle distribuzioni di forze del Gruppo 2 (a), del Gruppo 1 (b) e curva di capacità (c).

Valutando separatamente gli effetti dell'applicazione delle forze per le due direzioni X e Y sono state effettuate in totale sedici analisi non lineari (*pushover*), di cui si riportano le relative curve di capacità in Figura 2.7.

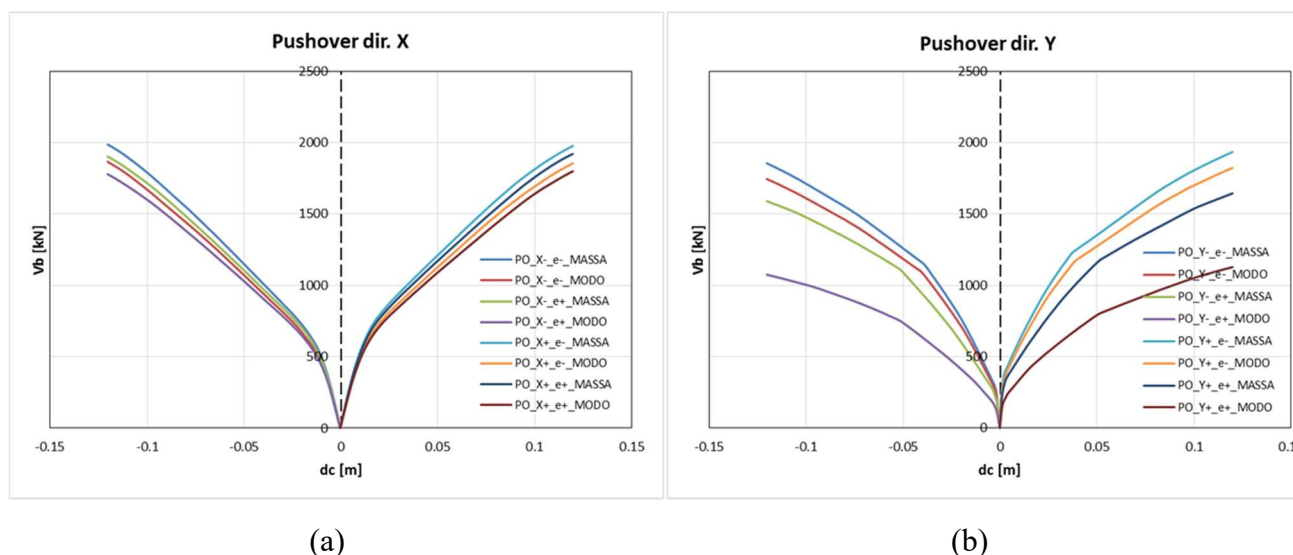


Figura 2.7: Curve di capacità per direzione X (a) e per direzione Y (b).

Secondo le indicazioni normative riportate al punto 7.3.4.2 delle NTC2018 “vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell’ultimo livello, quando sia significativo l’accoppiamento di traslazioni e rotazioni”. Nel caso in esame, con riferimento alla Figura 2.5, è evidente l’accoppiamento di traslazioni e rotazioni; pertanto, si è deciso di eseguire ulteriori analisi e verifiche tenendo conto di un punto di controllo alternativo e fissato sull’estremità dell’ultimo impalcato eseguendo analisi di pushover in direzione X, concentrando le forze statiche nel punto di eccentricità positiva, come mostrato nella Figura 2.8.

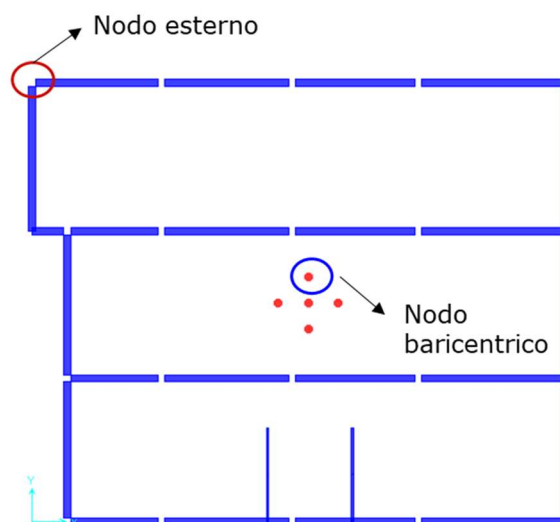


Figura 2.8: Pianta dell’ultimo impalcato - punto di controllo alternativo

A titolo esemplificativo dei risultati ottenuti, si riporta il confronto in termini di curve di capacità Taglio alla base-Spostamento per la pushover $PO_X_e+_modo$ in cui lo spostamento è valutato nei due punti di controllo riportati nella Figura 2.8.

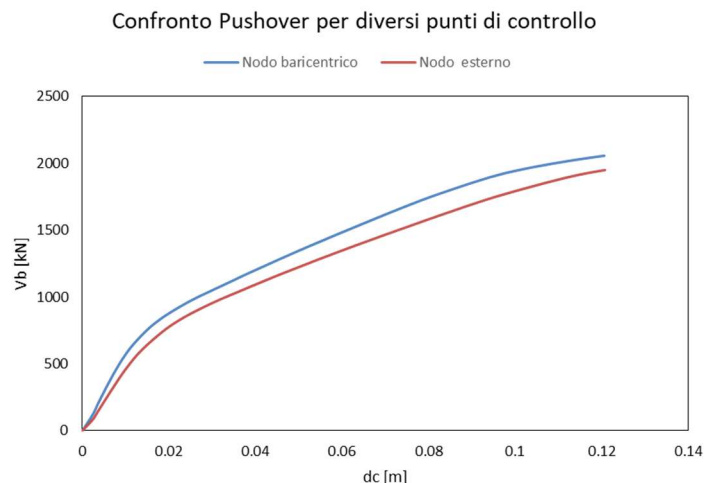


Figura 2.9: confronto tra le curve di capacità con spostamenti registrati nei due punti di controllo scelti.

2.4 VERIFICA STATO DI FATTO ALLO SLV

Al fine di determinare l'indice di sicurezza dell'edificio nella configurazione *as-built*, nell'ambito dello Stato Limite Ultimo (SLU), sono state eseguite le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con riferimento sia ai meccanismi duttili che a quelli fragili (verifiche a taglio di travi, pilastri e nodi trave-pilastro). L'indice di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, ζ_E , è stato preso come il rapporto tra PGA_C / PGA_D secondo quanto definito in precedenza. La procedura per la determinazione della PGA_C consiste nello scalare, per tentativi, lo spettro di domanda fino ad ottenerne uno per il quale si attivi la prima crisi. Il valore della PGA_C non è altro che la PGA di ancoraggio di tale spettro trovato. Per effettuare questa operazione, gli spettri sono inseriti nel piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), che ha in ascissa il valore dello spostamento spettrale e in ordinata il valore dell'accelerazione spettrale. Di seguito si riporta schematicamente, come si effettua tale procedura in accordo con la norma [1] e con l'*N2 method* [3]:

- Si riporta nel piano ADRS lo spettro di domanda;
- Si individua sulla curva di capacità della pushover qual è lo spostamento per il quale si ottiene la prima crisi all'interno della struttura;
- Si trasforma la curva di pushover del MDOF (sistema a più gradi di libertà) in una curva SDOF (sistema a un grado di libertà);
- Si bilinearizza tale curva;

- Si inserisce la curva nel ADRS e si determina il punto prestazionale ($S_{De}; S_{ae}$), rispettivamente spostamento elastico e accelerazione elastica dello SDOF, attraverso il *metodo A* della norma [2];
- Si scala lo spettro di domanda fino a che questo non intersechi il punto prestazionale dello SDOF bilinearizzato, determinando la PGA_C .

E' doveroso fare un'ulteriore precisazione circa la procedura per scalare lo spettro nel piano ADRS, per cui la modalità di esecuzione è di seguito esposta:

- Per scalare lo spettro bisogna tener conto dei parametri da cui esso dipende (a_g, F_0, T_C^*);
- Partendo dallo spettro di domanda, le norme forniscono altri nove spettri con i seguenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni) con i relativi valori di a_g, F_0, T_C^* ;
- Per rappresentare lo spettro capace si fissa un valore del periodo di ritorno intermedio T_R e si determinano i tre parametri a_g, F_0, T_C^* attraverso la seguente formula

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) * \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

dove:

- p è uno dei tre parametri a_g, F_0, T_C^* ;
- p_1 e p_2 rappresentano sempre il generico parametro p e sono relativi rispettivamente a T_{R1} e T_{R2} forniti tra i nove periodi di ritorno di norma.
- Si itera la procedura finché non si determina lo spettro che interseca il punto prestazionale calcolato in precedenza sulla bilineare.

VERIFICA DEI MECCANISMI DUTTILI GLOBALI

La verifica dei meccanismi duttili è stata condotta valutando il rapporto *capacità/domanda* (C/D) in termini di spostamento globale della struttura. Lo spostamento di capacità dell'intero sistema strutturale è stato valutato in corrispondenza dell'attingimento, in una delle cerniere plastiche, del valore di $\frac{3}{4}$ di θ_u ovvero della rotazione allo SLV nel primo elemento strutturale o l'attingimento di un meccanismo di piano soffice. In seguito è stato scalato lo spettro di risposta di domanda fino ad ottenere lo spettro e la rispettiva PGA corrispondente alla capacità del sistema strutturale e determinando in seguito il valore dell'indice di sicurezza, ζ_E , corrispondente. I risultati per le sedici combinazioni di carico nelle due direzioni sono riportati in Tabella 2-2.

Tabella 2.3: Verifica dei meccanismi duttili.

Casi di analisi	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	Verifica	ζ_E
Poy+ _e+_masse	8.70	9.12	0.95	FALSO	96%
POy- _e+_masse	7.98	9.72	0.82	FALSO	84%
Poy+ _e-_masse	6.88	7.57	0.91	FALSO	92%
Poy- _e-_masse	7.23	8.37	0.86	FALSO	88%
Poy+ _e+_modo	8.69	11.07	0.79	FALSO	80%
POy- _e+_modo	7.71	11.78	0.65	FALSO	68%
Poy+ _e-_modo	7.23	7.91	0.91	FALSO	86%
Poy- _e-_modo	7.38	8.73	0.85	FALSO	86%
Pox+ _e+_masse	9.67	9.86	0.98	FALSO	98%
POx- _e+_masse	9.68	10.45	0.93	FALSO	93%
Pox+ _e-_masse	10.73	9.97	1.08	VERO	107%
Pox- _e-_masse	10.54	10.47	1.01	VERO	101%
Pox+ _e+_modo	9.75	10.28	0.95	FALSO	95%
POx- _e+_modo	9.51	10.78	0.88	FALSO	89%
Pox+ _e-_modo	11.33	10.50	1.08	VERO	107%
Pox- _e-_modo	11.13	10.97	1.01	VERO	101%

In rosso sono evidenziate le due push-over che corrispondono ai i minimi valori dell'indice di sicurezza ζ_E . In particolare, il valore minimo dell'indice di rischio, è pari $\zeta_E = 68\%$ e si attinge per la combinazione di carico con profilo di forze proporzionali alle masse in direzione Y con eccentricità e positiva.

VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI

Nel seguito sono descritti i metodi utilizzati per le verifiche dei meccanismi fragili di travi, pilastri e nodi trave-pilastro. Si ricorda che, per le verifiche fragili degli elementi, le proprietà medie dei materiali (f_m) devono essere scalate dal prodotto del fattore di confidenza (FC) moltiplicato per il coefficiente parziale dei materiali (γ_m), ottenendo, così, le proprietà di progetto (f_d):

$$f_d = \frac{f_m}{FC * \gamma_m}$$

- Travi, pilastri e pareti:

Date le elevate incertezze nella stima della resistenza a taglio degli elementi in c.a. sono stati utilizzati diversi modelli di capacità per condurre le verifiche a taglio di travi, pilastri e pareti. In particolare, sono stati utilizzati i seguenti modelli: modello di capacità a taglio per edifici esistenti fornito dalla

Circolare n°7 del 2019, modello degradante fornito dall'EC8 [4] con massimo degrado ciclico ($\mu_{\Delta,pl} = 5$); traliccio ad inclinazione fissa (modello NTC 2018 [1] con $\theta = 45^\circ$, come suggerito per la verifica a taglio nelle zone critiche, nonostante sia bene precisare che tale modello vale per gli edifici di nuova costruzione); traliccio ad inclinazione variabile (NTC 2018 [1]). I risultati, per quanto riguarda i pilastri, sono riportati in Tabella 2.4.

Tabella 2.4: Indici di sicurezza minimi corrispondenti a crisi a taglio dei pilastri.

Circ.NTC2018 dir. X	Circ.NTC2018 dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\theta=45^\circ$ dir. X	NTC $\theta=45^\circ$ dir. Y	NTC $\theta=Var.$ dir. X	NTC $\theta=Var.$ dir. Y
16%	51%	21%	>100%	11%	37%	16%	51%

I valori minimi dell'indice di sicurezza ζ_E si individuano applicando il modello di capacità a traliccio a inclinazione fissa $\theta = 45^\circ$. Anche utilizzando modelli di capacità a taglio più accurati (modello Circ.NTC2018) tali elementi risultano comunque critici a taglio con indici di sicurezza pari al 16%. La verifica a taglio degli elementi trave è stata condotta con lo stesso approccio e tenendo in conto il contributo di resistenza a taglio offerto dai ferri sagomati a 45° solo nel caso di non inversione del diagramma del momento dovuto alle azioni sismiche rispetto a quello dovuto alle azioni statiche. I risultati in termini di indice di sicurezza minimo sono riportati in Tabella 2.5.

Tabella 2.5: Indici di sicurezza minimi per verifiche fragili a taglio delle travi.

Circ.NTC2018	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\theta=45^\circ$	NTC $\theta=Var.$
20%	11%	11%	20%

Per le pareti, invece, i risultati sono i seguenti.

Tabella 2.6: Indici di sicurezza minimi per verifiche fragili a taglio delle pareti.

Circ.NTC2018 dir. X	Circ.NTC2018 dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\theta=45^\circ$ dir. X	NTC $\theta=45^\circ$ dir. Y	NTC $\theta=Var.$ dir. X	NTC $\theta=Var.$ dir. Y
>100%	>100%	75%	>100%	11%	19%	19%	60%

- Nodi

Le verifiche, riportate in Tabella 2.7, sono state condotte in accordo con l'approccio prestazionale riportato nella Circolare n°7 del 2019 [2], in cui la verifica è di tipo tensionale e consiste nel

confrontare che tensioni principali di trazione e compressione agenti nel pannello di nodo non eccedano i limiti imposti dalla norma ($0.3\sqrt{f_c}$ in trazione e $0.5f_c$ in compressione). Tale verifica è stata effettuata per i nodi non interamente confinati secondo la definizione prevista dalle NTC 2018 [1]. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi che mostrano gli indici di sicurezza, ζ_E , ottenuti.

Tabella 2.7: Indici di sicurezza minimi corrispondenti alle crisi a taglio dei nodi.

Trazione	Compressione
30%	11%

Si precisa che la capacità a taglio compressione dei nodi è fortemente condizionata dalla scarsa resistenza a compressione del calcestruzzo (si ricorda che la media è pari a $f_{cm} 10.9 MPa$).

In Figura 2.10 si riporta l'individuazione della PGA capace, utile per determinare il valore minimo dell'indice di rischio rispetto a tutte le tipologie di crisi, nel piano ADRS.

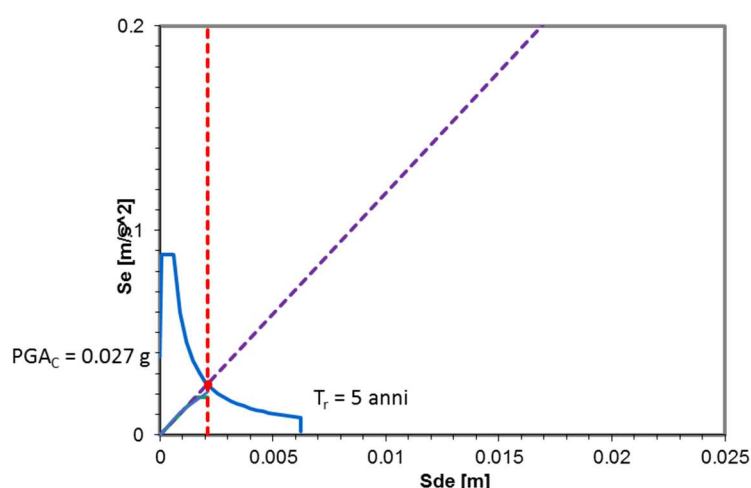


Figura 2.10: Individuazione della capacità sismica nel piano ADRS per $\zeta_E=11\%$ corrispondente alla prima crisi a taglio dei nodi.

Le verifiche di sicurezza nei confronti dei meccanismi fragili hanno evidenziato la ridotta capacità sismica del sistema strutturale in esame per effetto dell'attivazione di crisi a taglio nei nodi nei pilastri e nelle travi. Ciò è in linea con i risultati di diversi studi presenti in letteratura [5] e con i danni osservati a seguito dei recenti eventi sismici sugli edifici in c.a. esistenti.

Le verifiche fragili e duttili sinora discusse sono state condotte anche con riferimento alle curve di capacità relative al punto di controllo alternativo fissato sull'estremità della pianta dell'ultimo piano (vedi Figura 2.8). Da tali verifiche è emerso che sia con riferimento ai meccanismi fragili che duttili l'indice di sicurezza minimo non è governato da tali curve di capacità. In particolare, relativamente alle verifiche di resistenza per meccanismi fragili, si è ottenuto un numero minore di elementi non

verificati rispetto al caso di curve di capacità ottenute prendendo come riferimento il punto di controllo fissato nel centro di massa. Pertanto, nei paragrafi successivi le verifiche di sicurezza sono riportate solo con riferimento alle curve di capacità con punto di controllo fissato nel centro di massa.

2.5 CRITICITA' EMERSE

A seguito dell'analisi effettuata, si riporta nel seguente paragrafo una dissertazione sulle criticità emerse per favorire una più rapida individuazione delle crisi che interessano gli elementi strutturali. Per una maggiore chiarezza, seguendo la suddivisione utilizzata per le verifiche effettuate allo SLU, le criticità individuate sono suddivise in due gruppi: Crisi duttili globali, Crisi fragili.

- CRISI DUTTILI GLOBALI

Le problematiche emerse sono le seguenti:

- Capacità di spostamento della struttura inferiore al valore di domanda per dodici delle sedici pushover svolte;
- Indice di rischio minimo per crisi duttile pari al 68%.

- CRISI FRAGILI

Per quanto riguarda le crisi fragili, sono emerse le seguenti problematiche:

- Crisi dei nodi trave-pilastro sia in compressione che in trazione, a causa di un calcestruzzo di qualità scadente;
- Crisi a taglio dei pilastri;
- Crisi a taglio delle travi determinata da una scarsa presenza di armature resistenti trasversali;
- Indice di rischio minimo relativo alla prima crisi fragile pari al 11% (taglio-compressione dei nodi).

2.6 VERIFICA STATO DI FATTO ALLO SLE

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti, eccetto che per gli edifici in classe d'uso IV, possono essere eseguite con riferimento ai soli SLU (punto 8.3 delle NTC 2018); nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE, la verifica di rigidità deve essere condotta nei riguardi del SLO, seguendo quanto già riportato in normativa per gli edifici di nuova costruzione.

Preme precisare che, poiché la struttura oggetto di analisi è una scuola, per preservare la sicurezza di tutti i suoi occupanti, bisogna assicurarsi delle prestazioni degli elementi non strutturali sensibili alle accelerazioni (come ad esempio i controsoffitti) ed evitarne il relativo danneggiamento.

2.7 CALCOLO DELLA CLASSE DI RISCHIO SISMICO

In questo paragrafo si procede alla valutazione della classe di rischio sismico in accordo con il metodo convenzionale suggerito dalle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni D.M. 58 del 2017 [6]. Sebbene tale classificazione sia stata calibrata specificatamente per gli edifici residenziali e dunque non estendibile *tout court* all'edilizia scolastica, in questo lavoro viene applicata a titolo puramente indicativo al fine di mostrare i benefici in termini di salto di classe derivanti dall'implementazione degli interventi di rinforzo sismico progettati.

Per procedere alla determinazione della classe di rischio sismico, è stato necessario effettuare la verifica della struttura allo Stato Limite di Danno. La verifica è stata condotta valutando il comportamento strutturale e la deformabilità del sistema strutturale attraverso un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta allo SLD. Come già noto, essa consiste nel valutare il valore di *drift* interpiano (δh), in Figura 2.11, nelle due direzioni X e Y del sisma, e confrontarlo con i limiti imposti dalla norma (0,50 %).

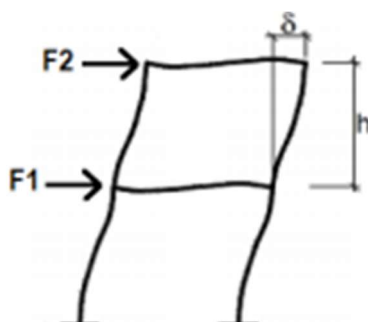


Figura 2.11: Drift interpiano.

Di seguito si riporta la verifica effettuata.

- Direzione X

$$\frac{\delta_{rX}}{h} = \frac{9,00 \text{ mm}}{3950 \text{ mm}} = 0,0023 < 0,005$$

- Direzione Y

$$\frac{\delta_{rY}}{h} = \frac{6,66 \text{ mm}}{3950 \text{ mm}} = 0,0017 < 0,005$$

La verifica risulta essere soddisfatta in entrambe le direzioni di analisi, in quanto i valori di *drift* interpiano sono inferiori al valore limite stabilito dalle NTC 2018 [1].

L'edificio in questione ricade nella Classe di rischio G, determinata come il minimo della classe corrispondente all'Indice di sicurezza all'SLV ($Classe_{IS-V}$) e la Classe_{PAM} PAM (*Perdita Media Annua attesa*). Una sintesi della valutazione della classe di rischio sismico è riportata in Figura 2.12.

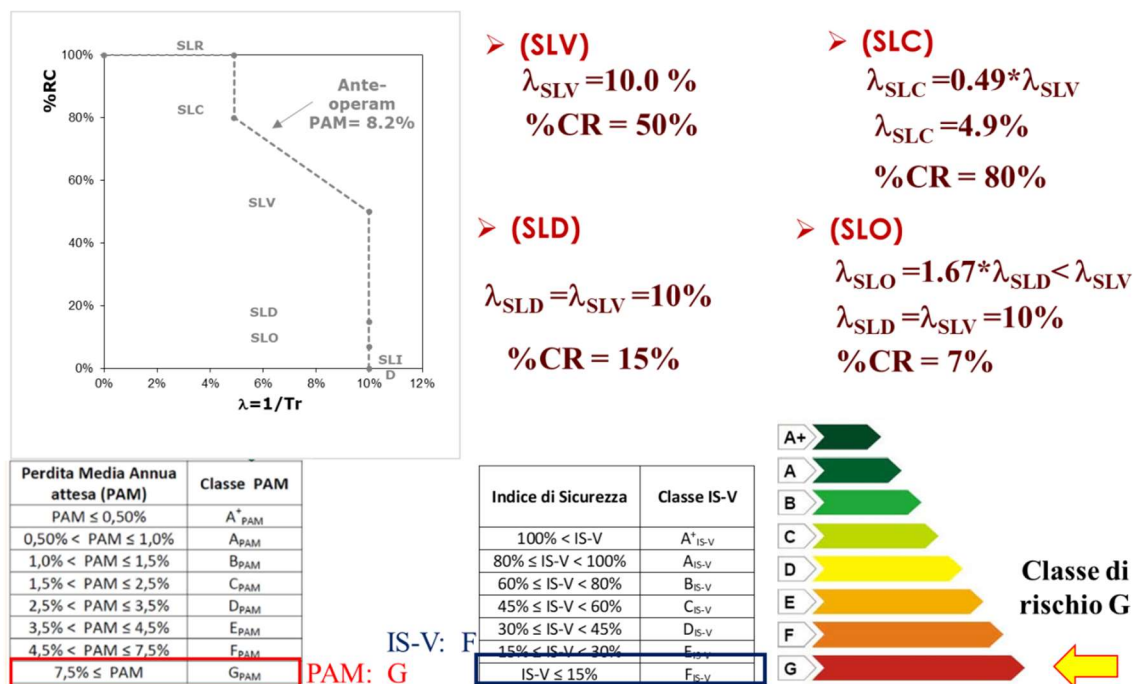


Figura 2.12: Calcolo della classe di rischio sismico.

2.8 CONFRONTO TRA CALCESTRUZZI CON DIVERSE RESISTENZE A COMPRESIONE

Data la scarsa resistenza offerta dal calcestruzzo, con conseguente determinazione di innumerevoli crisi per taglio-compressione dei nodi trave-pilastro, si è deciso di effettuare una nuova analisi considerando un calcestruzzo con resistenza media f_{cm} pari a 20 MPa. Dal confronto tra i due stati di fatto, è emersa una notevole diminuzione del numero di nodi in crisi per compressione. Si riportano di seguito i grafici relativi ai confronti effettuati.

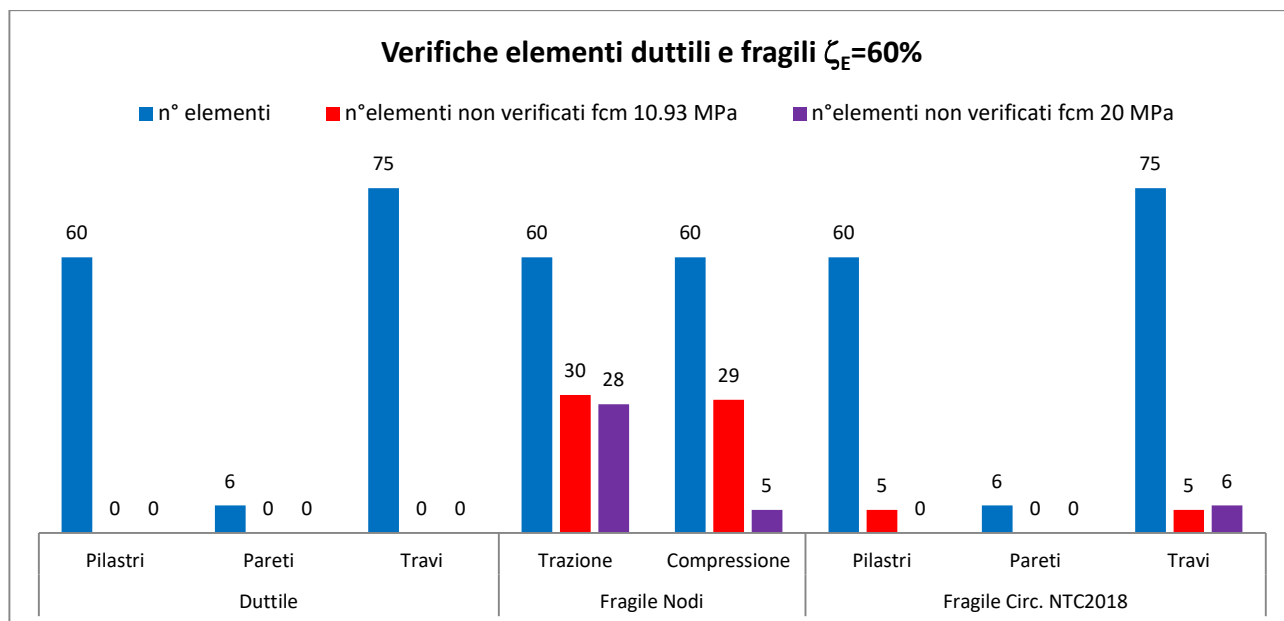


Figura 2.13: Elementi non verificati per $\zeta_E=60\%$.

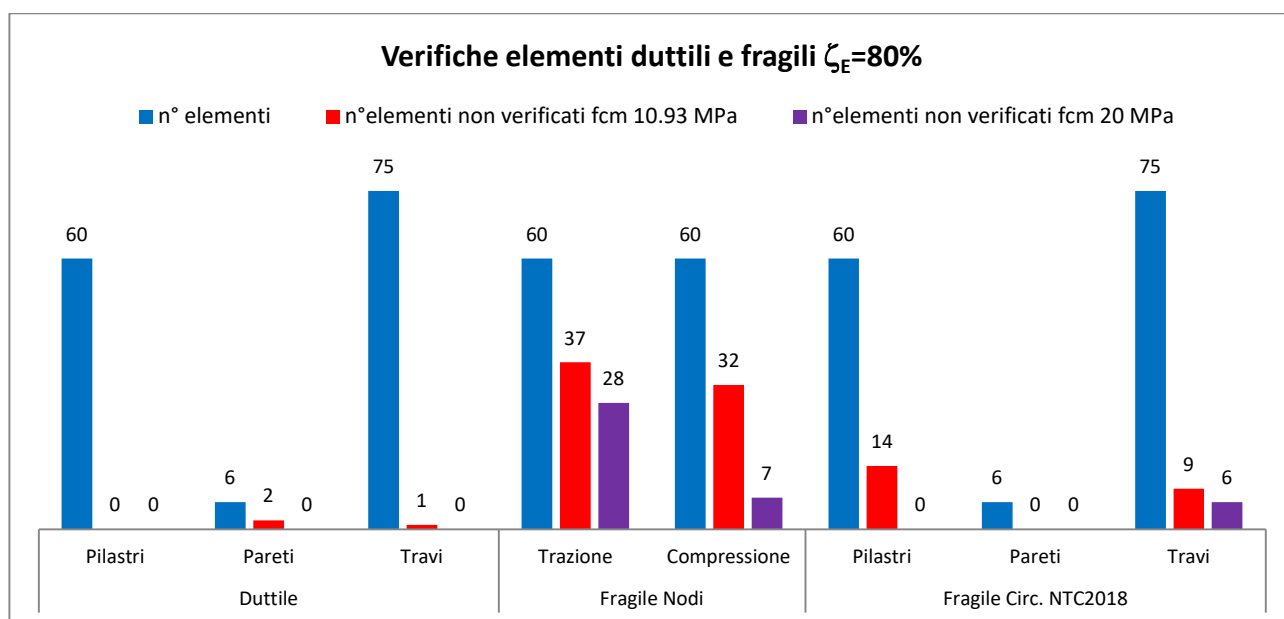


Figura 2.14: Elementi non verificati per $\zeta_E=80\%$.

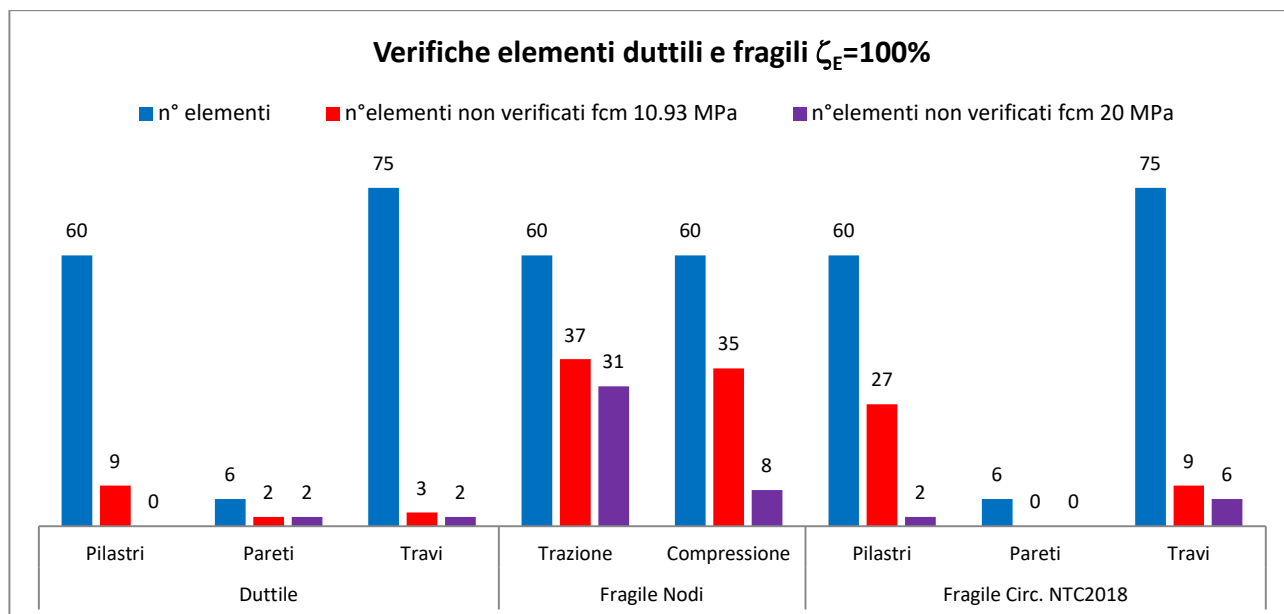


Figura 2.15: Elementi non verificati per $\zeta_E = 100\%$.

Ciò che emerge da tale analisi è, sicuramente, la notevole diminuzione delle crisi taglio-compressione dei nodi e delle crisi taglianti dei pilastri.

Si riportano, di seguito, gli indici di rischio minimi calcolati per la struttura con calcestruzzo $f_{cm} 20$ MPa.

Tabella 2.8: Verifica dei meccanismi duttili.

Casi di analisi	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	Verifica	ζ_E
Poy+ _e+_masse	9.10	7.24	1.26	VERO	122%
POy- _e+_masse	9.10	7.90	1.15	VERO	113%
Poy+ _e-_masse	7.39	6.38	1.16	VERO	114%
Poy- _e-_masse	7.50	6.99	1.07	VERO	106%
Poy+ _e+_modo	9.04	9.33	0.97	FALSO	97%
POy- _e+_modo	9.26	10.12	0.92	FALSO	92%
Poy+ _e-_modo	7.63	6.68	1.14	VERO	106%
Poy- _e-_modo	7.79	7.33	1.06	VERO	106%
Pox+ _e+_masse	9.01	8.18	1.10	VERO	109%
POx- _e+_masse	9.15	8.75	1.05	VERO	104%
Pox+ _e-_masse	9.08	8.07	1.12	VERO	111%
Pox- _e-_masse	9.18	8.63	1.06	VERO	106%
Pox+ _e+_modo	9.73	8.68	1.12	VERO	111%
POx- _e+_modo	9.92	9.21	1.08	VERO	107%
Pox+ _e-_modo	9.86	8.58	1.15	VERO	113%
Pox- _e-_modo	10.05	9.12	1.10	VERO	109%

Tabella 2.9: Indici di sicurezza minimi corrispondenti a crisi a taglio dei pilastri.

Circ.NTC2018 dir. X	Circ.NTC2018 dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\theta=45^{\circ}$ dir. X	NTC $\theta=45^{\circ}$ dir. Y	NTC $\theta=Var.$ dir. X	NTC $\theta=Var.$ dir. Y
95%	>100%	62%	>100%	13%	22%	23%	>100%

Tabella 2.10: Indici di sicurezza minimi per verifiche fragili a taglio delle travi.

Circ.NTC2018	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\theta=45^{\circ}$	NTC $\theta=Var.$
19%	13%	13%	19%

Tabella 2.11: Indici di sicurezza minimi per verifiche fragili a taglio delle pareti.

Circ.NTC2018 dir. X	Circ.NTC2018 dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\theta=45^{\circ}$ dir. X	NTC $\theta=45^{\circ}$ dir. Y	NTC $\theta=Var.$ dir. X	NTC $\theta=Var.$ dir. Y
>100%	>100%	79%	>100%	13%	13%	17%	53%

Tabella 2.12: Indici di sicurezza minimi corrispondenti alle crisi a taglio dei nodi.

Trazione	Compressione
28%	13%

In questo caso l'indice di rischio minimo, sempre determinato dalla crisi taglio-compressione del nodo, è pari a $\zeta_E = 13\%$.

3 VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE

La scelta ed ottimizzazione degli interventi di efficienza energetica da applicare in caso di riqualificazione o ristrutturazione energetica è un problema complesso poiché il dominio delle variabili decisionali in gioco è molto ampio e, allo stesso tempo, possono essere perseguiti diversi obiettivi, anche contrastanti, come la minimizzazione dei consumi energetici, dei costi globali, del *discomfort* termo-igrometrico, dell'impatto ambientale o della invasività degli interventi. In genere, il risultato degli interventi di efficienza si misura in termini di salto di classe energetica.

In generale, la prestazione energetica degli immobili, di qualsivoglia destinazione d'uso, corrisponde all'energia totale consumata dall'edificio climatizzato per metro quadro di superficie ogni anno (espressa in kWh/m²anno). Quest'ultima viene generalmente associata ad indicatori alfabetici nei quali la classe A indica gli edifici con un basso fabbisogno energetico e, dunque, ad elevata prestazione energetica, mentre la classe G indica gli edifici con un alto fabbisogno energetico con valori prestazionali molto scarsi. Con la Legge 90/2013, l'Attestato di Certificazione Energetica (ACE) diventa Attestato di Prestazione Energetica (APE), con cui vengono introdotte delle novità ai fini della classificazione delle prestazioni energetiche di un edificio. Una delle differenze più evidenti è l'aumento del numero di classi energetiche, con la suddivisione della vecchia classe "A" (la più performante) in quattro sottoclassi, da A1 (più bassa) ad A4 (più alta), mentre le altre classi da "B" a "G" rimangono invariate; a queste, si aggiunge l'indicatore N.Z.E.B. (Nearly Zero Energy Building – Edificio a energia quasi zero) introdotto dal D.M. 26 giugno 2015 (di attuazione della Legge 90/2013 e della direttiva europea 2010/31/UE). Inoltre, per l'ACE, la costruzione dei range di classificazione è ottenuta partendo da valori fissi (ma differenziati per zona climatica di appartenenza) e fattore di forma dell'edificio, mentre per l'APE, il range deriva dal confronto dell'energia primaria non rinnovabile dell'edificio in esame con quella dell'edificio di riferimento. In particolare, la classe energetica viene determinata attraverso il confronto dell'indice di prestazione energetica globale non rinnovabile (EP_{gl,nren}) dell'edificio in esame con quello dell'edificio di riferimento (EP_{gl,nren,rif}). L'EP_{gl,nren} è definito dalla somma dei seguenti componenti:

- EPH_{nren}: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo alla climatizzazione invernale
- EPW_{nren}: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo all'acqua calda sanitaria
- EPC_{nren}: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo alla climatizzazione estiva
- EPV_{nren}: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo alla ventilazione
- EPL_{nren}: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo all'illuminazione
- EPT_{nren}: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo al trasporto di

persone o cose.

Nella figura Figura 3.1 viene illustrata la scala di classificazione degli edifici in base all'indice di prestazione energetica globale non rinnovabile EP_{gl,nren}:

	CLASSE A4	<= 0,40 EP _{gl, nren,rif, standard}
0,40 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE A3	<= 0,60 EP _{gl, nren,rif, standard}
0,60 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE A2	<= 0,80 EP _{gl, nren,rif, standard}
0,80 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE A1	<= 1,00 EP _{gl, nren,rif, standard}
1,00 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE B	<= 1,20 EP _{gl, nren,rif, standard}
1,20 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE C	<= 1,50 EP _{gl, nren,rif, standard}
1,50 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE D	<= 2,00 EP _{gl, nren,rif, standard}
2,00 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE E	<= 2,60 EP _{gl, nren,rif, standard}
2,60 EP _{gl, nren,rif, standard} <	CLASSE F	<= 3,50 EP _{gl, nren,rif, standard}
	CLASSE G	> 3,50 EP _{gl, nren,rif, standard}

Figura 3.1: Scala di classificazione degli edifici.

Il suddetto approccio richiede di implementare l'analisi termo-energetica semi-stazionaria prevista dalle specifiche tecniche UNI TS 11300 [7]. Tale analisi può essere condotta attraverso diversi software commerciali certificati, dalla bassa/media complessità di utilizzo. Dunque, l'analisi dinamica delle prestazioni del sistema edificio-impianti non si rende necessaria, se non (in maniera facoltativa) per fornire indicatori energetici ed economici più dettagliati ed accurati per quanto concerne l'efficienza e la convenienza delle misure adottate. A tal riguardo, solo l'analisi dinamica può produrre indicatori numerici affidabili che rispecchino le reali prestazioni dell'edificio. In altri termini, l'analisi semi-stazionaria è sufficiente per definire il salto di classe energetica, ma per ottenere dati realistici di consumo energetico ed esborso economico si rende necessaria l'analisi dinamica.

La metodologia di calcolo di seguito descritta, ampiamente richiamata dalla legislazione italiana precedente ed attuale, è centrata intorno alle prime 6 parti delle specifiche UNI TS 11300 (Prestazioni energetiche degli edifici), come di seguito citate, e con riferimento alle ultime versioni.

- UNI TS 11300:2014 – Parte I: Determinazione del fabbisogno di energia dell'edificio per la climatizzazione estiva ed invernale”;
- UNI TS 11300:2014 - Parte 2: Determinazione del fabbisogno di energia primaria e dei rendimenti per la climatizzazione invernale, per la produzione di acqua calda sanitaria, per la ventilazione e per l'illuminazione in edifici non residenziali

- UNI TS 11300: 2010 - Parte 3: Determinazione del fabbisogno di energia primaria e dei rendimenti per la climatizzazione estiva
- UNI TS 11300-4:2016 - Parte 4: Utilizzo di energie rinnovabili e di altri metodi di generazione per la climatizzazione invernale e per la produzione di acqua calda sanitaria”
- UNI TS 11300-5:2016 - Parte 5: Calcolo dell’energia primaria e della quota di energia da fonti rinnovabili
- UNI TS 11300-6:2016 - Parte 6: Determinazione del fabbisogno di energia per ascensori, scale mobili e marciapiedi mobili”.

Con riferimento alle succitate modifiche 2014 delle parti 1 e 2, sono introdotte importanti variazioni alle procedure di calcolo, ad esempio relativamente alla stima dei ponti termici (calcolo agli elementi finiti), valutazione del calore latente oltre che sensibile, nuove definizioni dei periodi di calcolo di riscaldamento e raffrescamento e nuove modalità per la valutazione delle portate di ventilazione naturale. Analogamente, con riferimento agli impianti, novità concernono i sistemi ad aria, i recuperatori di calore, la ventilazione meccanica, il recupero termico e il consumo per l’illuminazione artificiale. Facendo un passo indietro, la norma UNI TS 11300-1, in sintesi, fornisce la procedura di calcolo e i dati d’ingresso, per calcolare:

- lo scambio termico per trasmissione e ventilazione dell’edificio, quando viene riscaldato o raffrescato a temperatura interna costante;
- il contributo, al bilancio termico dell’edificio, da parte delle sorgenti di energia interne e solari;
- i fabbisogni annui di energia per il riscaldamento e il raffrescamento, al fine di mantenere le temperature prefissate di regolazione all’interno dell’edificio.

Per le procedure di design rating e asset rating, si considerano temperature interne fisse in relazione alla categoria d’edificio. Ad esempio, rispettivamente per la stagione invernale ed estiva, le temperature interne di progetto nelle abitazioni sono 20 e 26 °C. Anche per gli apporti interni si assumono valori in relazione alla categoria di edificio. I dati d’ingresso per effettuare i calcoli hanno in conto diversi fattori, quali le caratteristiche tipologiche dell’edificio (volume lordo e volume netto dell’ambiente climatizzato, superfici di tutti i componenti dell’involucro, tipologie e dimensioni dei ponti termici, etc.), le caratteristiche termofisiche e costruttive dell’edificio (trasmittanza termica dei componenti dell’involucro edilizio, capacità termica dei componenti della struttura dell’edificio, fattore solare dei componenti trasparenti, etc.), i dati climatici (medie mensili della temperatura esterna e irradianza solare totale), i dati relativi alle modalità di occupazione e di utilizzo dell’edificio. In generale, la procedura di calcolo si articola in alcuni step successivi fondamentali, che

comprendono la definizione dei confini dell'insieme degli ambienti climatizzati e non dell'edificio, la definizione delle condizioni climatiche esterne e delle temperature interne, il calcolo mensile e per ogni zona dell'edificio, i fabbisogni netti di energia per il riscaldamento e raffrescamento, e l'aggregazione dei risultati relativi ai diversi mesi ed alle diverse zone servite dagli stessi impianti. Più in dettaglio, per ogni zona dell'edificio, e per ogni mese, la specifica tecnica consente il calcolo dei fabbisogni di energia termica per il riscaldamento e per il raffrescamento, contemplando anche lo scambio termico verso gli ambienti non climatizzati o a differente temperatura. A valle di questa breve presentazione del metodo di calcolo riportato dalla norma, come detto derivazione nazionale di procedure europee, si deve osservare che l'applicazione di tale metodologia comporta che gli indicatori di prestazione del sistema edificio-impianti siano calcolati secondo procedure concettualmente semplici, le quali consentono solo la valutazione di una prestazione energetica 'convenzionale' e non 'reale' (o realistica). Più in dettaglio, secondo quanto previsto dall'attuale legislazione energetica italiana, tali procedure possono essere utilizzate per: valutare il rispetto di regolamenti espressi in termini di obiettivi energetici, confrontare le prestazioni energetiche di varie alternative progettuali per un edificio in progetto, indicare un livello convenzionale di prestazione energetica degli edifici esistenti. Viene poi precisato che la stima dell'effetto di possibili misure di risparmio energetico su un edificio esistente con tali metodologie può essere solo "approssimativa". La seconda parte della specifica tecnica UNI TS analizzata fornisce dati e metodi per la determinazione di:

- fabbisogno di energia utile per acqua calda sanitaria;
- rendimento dei sottosistemi dell'impianto e rendimento globale medio stagionale;
- fabbisogno annuo di energia primaria per la climatizzazione invernale e per la preparazione di acqua calda sanitaria.

Le suddette applicazioni trovano riscontro in due tipi di valutazione energetica:

- valutazione di calcolo;
- valutazione basata sul rilievo dei consumi con modalità standard.

In dettaglio, la prima tipologia di valutazione prevede il calcolo del fabbisogno energetico e si differenzia, come nella prima parte della specifica tecnica, in:

- valutazione di progetto: il calcolo viene effettuato sulla base dei dati di progetto; per le modalità di occupazione e di utilizzo dell'edificio e dell'impianto si assumono valori convenzionali di riferimento. Questa valutazione è eseguita in regime di funzionamento continuo;
- valutazione standard: il calcolo viene effettuato sulla base dei dati relativi all'edificio e all'impianto reale, come costruito; per le modalità di occupazione e di utilizzo dell'edificio e dell'impianto si

assumono valori convenzionali di riferimento. Questa valutazione è eseguita in regime di funzionamento continuo;

- valutazione in condizioni effettive di utilizzo: il calcolo viene effettuato sulla base dei dati relativi all'edificio e all'impianto reale, come costruito; per le modalità di occupazione e di utilizzo dell'edificio e dell'impianto si assumono valori effettivi di funzionamento. Questa valutazione è eseguita nelle condizioni effettive di intermittenza dell'impianto.

In questa sede non è approfondita, per ragioni di brevità, la “Valutazione basata sul rilievo dei consumi con modalità standard”, prevedendo questa non il calcolo ma il “rilievo” delle fatturazioni di energia, e quindi esula da questa breve guida relativa ai metodi simulativi. Come citato nel seguito, tale azione potrà essere usata per calibrare i modelli di calcolo propri della simulazione dinamica. In particolare, ai fini di diagnosi energetica, si può procedere con la valutazione in condizioni effettive di utilizzo integrata con il rilievo dei consumi. Affinché i dati di consumo rilevati possano essere correttamente utilizzati come dati di confronto, è necessario definire dei criteri unificati per attribuire i consumi al periodo di tempo prefissato e modalità, anch'esse unificate, per convertire i consumi in portate volumetriche o di massa - abbinate a livelli termici - negli equivalenti energetici.

Ai fini del calcolo delle prestazioni energetiche, gli impianti di climatizzazione si considerano suddivisi in sottosistemi, ciascuno dei quali caratterizzato da un rendimento, da perdite e dispersioni ed eventuali richieste per il funzionamento degli ausiliari. In particolare, la norma contempla “almeno” i seguenti sottosistemi, ciascuno dei quali caratterizzato da uno specifico rendimento: a) sistema di regolazione, b) sistema di distribuzione, c) sistema di generazione, d) sistema di emissione. Per eventuali sistemi di accumulo, le perdite si calcolano in funzione delle caratteristiche geometriche e termo-fisiche dell'accumulatore e dei livelli termici del fluido termovettore. Senza entrare ulteriormente nel merito della norma tecnica, si riportano solo i principi secondo i quali la norma è redatta, e quindi la valutazione del fabbisogno di energia primaria per il riscaldamento e la climatizzazione invernale. Nonostante tutti i limiti legati alla trasmissione del calore non compiutamente valutate così come alle condizioni al contorno simulate convenzionale e non reali, i metodi di calcolo semi-stazionari prevedono una serie di vantaggi, tra cui la rimozione di “gradi di libertà” per il certificatore (o attestatore) energetico, e l'ottenimento di un risultato, in termini di prestazione energetica, convenzionale (che consente minore discrezionalità). Per ragioni di brevità, si omette descrizione delle successive 4 parti delle specifiche tecniche della serie UNI TS 11300, dedicate al raffrescamento estivo e prestazioni dei relativi impianti, valutazione delle fonti rinnovabili, altri usi energetici, tra cui ascensori e scale mobili.

L'edificio scolastico in esame presenta un involucro dalle caratteristiche fisiche tipiche dell'epoca di costruzione. Pertanto, sono state ipotizzate pareti non isolate a cassa vuota con mattoni di laterizio forato e con copertura inclinata in latero-cemento. Sono inoltre ipotizzati infissi in vetrocamera con telaio in metallo. Ne deriva un alto valore della trasmittanza per le pareti verticali dell'involucro, ossia pari a $1.10 \text{ W/m}^2\text{K}$. Analogamente, la copertura ed i solai intermedi risultano caratterizzati da una trasmittanza rispettivamente di $U = 1.20$ e $0.90 \text{ W/m}^2\text{K}$ per l'assenza di alcun materiale isolante. Infine, per quanto riguarda le finestre, l'edificio presenta delle finestre con doppio vetro semplice e intercapedine di aria; per i soli componenti trasparenti la trasmittanza termica vale $U = 2.98 \text{ W/m}^2\text{K}$; il telaio è ipotizzato in alluminio e presenta una trasmittanza $U = 9.5 \text{ W/m}^2\text{K}$. La trasmittanza termica complessiva parti finestrate è calcolata come media pesata della trasmittanza termica dei componenti trasparenti, che pesa per l'85%, e del telaio, che pesa per il 15%.

Riguardo alla configurazione impiantistica presente nel caso studio e ai terminali dei sistemi di approvvigionamento, nell'edificio sono presenti dei radiatori per soddisfare la richiesta invernale, e degli split aria, per soddisfare la richiesta estiva. In particolare, l'impianto di riscaldamento si compone di un impianto centralizzato composto da una caldaia tradizionale, che alimenta i terminali allocati nei singoli ambienti dell'edificio tramite una rete di distribuzione a colonne montanti. Al fine di ottenere risultati più vicini alla realtà, è stato definito un programma temporale relativo alla disponibilità del raffreddamento e, principalmente, del sistema di riscaldamento secondo la norma UNI 5364. In particolare, l'impianto di riscaldamento può essere acceso dal 15 Ottobre al 14 Aprile, per un massimo di 14 ore al giorno. Inoltre, essendo il comune in cui è ubicato l'edificio, appartenente alla zona climatica E (con HDD 2150), l'impianto di riscaldamento e l'impianto di raffreddamento sono progettati sui dati climatici della località esaminata, ovvero:

- temperatura esterna di progetto per il caso invernale pari a -2°C ;
- temperatura esterna di progetto per il caso estivo pari a 31°C .

Ricordiamo anche che l'impianto viene sovradimensionato del 5% rispetto al carico di picco individuato in fase di progettazione al fine di soddisfare il comfort interno anche per condizioni più gravose rispetto a quelle di progettazione considerate (e.g. temperature esterne per la stagione invernale più rigide di quella di progetto).

Nell'analisi energetica sono state formulate le seguenti ipotesi: il fattore di conversione dell'energia primaria è stato fissato pari a 1,95 per l'elettricità e 1,05 per il gas naturale, secondo l'attuale legge italiana (D.M. 26/06/2015).

Per quanto riguarda le prestazioni energetiche dell'edificio nella condizione senza intervento di retrofit, il consumo di energia primaria è risultato pari a $251 \text{ kWh/m}^2\text{y}$. Pertanto, le prestazioni

energetiche dell'edificio hanno portato ad una bassa classificazione in termini di classe di efficienza energetica italiana (classe F).

4 STRATEGIE DI INTERVENTO INTEGRATE

La maggior parte degli interventi riguardanti l'edilizia privata e scolastica negli ultimi anni ha riguardato l'attuazione di misure per la riduzione dei consumi e il miglioramento dell'efficienza energetica degli edifici. In pochi casi, e prevalentemente al seguito di eventi sismici o per edifici considerati di interesse rilevante o strategico [5] [8], si sono attuati interventi di rinforzo sismico. Diversi studi scientifici sono disponibili in letteratura che propongono metodologie e tecniche efficaci per il miglioramento sismico ed energetico di edifici esistenti [8]. Tuttavia, essi riguardano prevalentemente la progettazione di singoli interventi mirati ad incrementare la sicurezza strutturale o l'efficienza energetica. In questo lavoro si vuole, invece, proporre una strategia di progettazione integrata che miri ad incrementare sia le prestazioni strutturali che l'efficienza energetica di edifici scolastici esistenti in c.a. Tale esigenza nasce dalla necessità di incrementare la sicurezza, le prestazioni ed il grado di comfort dell'edilizia scolastica tipica del territorio italiano, caratterizzata da elevata vulnerabilità sismica e scarsa efficienza energetica.

La metodologia qui proposta mira a implementare una strategia di retrofit incrementale a livello di invasività crescente che integri interventi strutturali ed energetici. E' necessario tener conto che, nell'ottica degli interventi integrati, sono da considerarsi fattibili solo quelle combinazioni di interventi che sono reciprocamente compatibili. Nello specifico, bisogna rispettare la condizione che entrambi i tipi di interventi (strutturale ed energetico) debbano essere applicati alla medesima scala dimensionale dell'edificio (involucro esterno, involucro interno, edificio nell'intero complesso), prevedere lo stesso livello di invasività e le stesse tempistiche di esecuzione. Inoltre, al fine di evitare di aumentare il valore economico esposto e suscettibile di danneggiamento a seguito di eventi sismici anche di moderata intensità, è opportuno che l'incremento del valore dei componenti che garantiscano una maggiore efficienza energetica sia affiancato da interventi strutturali che prevedano un pari aumento di sicurezza e prestazioni globali del sistema strutturale, al fine di garantire, oltre che la sicurezza degli occupanti, anche la protezione dei contenuti. Quest'ultimo aspetto è di fondamentale importanza al fine di evitare di attuare interventi integrati di invasività diverse; si potrebbe incorrere nell'errore, ad esempio, di effettuare interventi energetici più efficienti ed invasivi rispetto a quelli strutturali, andando così ad aumentare il valore esposto con conseguente rischio di maggiori perdite in caso di evento sismico. La definizione di interventi di livello incrementale nasce dalla scelta di voler fornire soluzioni di intervento a costi, tempi di esecuzione ed invasività crescenti che contemplino sia soluzioni di minimo impatto, da attuarsi nel caso si abbiano a disposizione un budget

limitato o vincoli temporali molto stretti per l'implementazione degli interventi, che soluzioni altamente performanti che di contro prevedono costi e tempi più lunghi. In tutti i casi, nella definizione degli interventi e nell'implementazione all'edificio caso studio selezionato sono rispettati i requisiti di sicurezza e le procedure previste dalle vigenti norme tecniche per le costruzioni NTC 2018 [1]. In particolare, la quantificazione dell'efficacia degli interventi fa riferimento a due indici di prestazione:

- ζ_E : indice di sicurezza allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), per ciò che riguarda gli interventi di rinforzo sismico, che rappresenta il rapporto tra PGA_C e la PGA_D secondo quanto definito in precedenza. Per le costruzioni di classe III ad uso scolastico la norma impone in caso di interventi di miglioramento che tale indice sia non minore di 0,6;
- PEC : consumo totale di energia primaria, relativo al retrofit energetico, misurato in $[kWh/m^2y]$.

Nella Tabella 4.1 vengono riassunti i livelli di intervento proposti per il caso studio in esame.

Tabella 4.1: Riepilogo degli obiettivi dei vari interventi integrati.

Obiettivi prestazionali [%]		Scala dimensionale		Livello di impatto
<i>Strutturale</i> ζ_E [%]	<i>Energetico</i> PEC [kWh/m ² y]	<i>Nr. di componenti dell'edificio</i>	<i>Intero edificio</i>	<i>Durata dell'intervento</i>
=60%	≅ -20%	Pochi	No	Breve
≥60% <100%	≅ -40%	Molti	No	Media
≥100%	<-60%	Molti + installazione di altri sistemi	Si	Lunga

Con riferimento all'edificio caso studio, a seguito della fase di valutazione, si è deciso di attuare tre diverse possibili strategie di intervento distinte l'una dall'altra per livello di invasività e tempistiche di esecuzione. In linea generale, prendendo come riferimento la classificazione degli interventi proposta dalle norme tecniche per le costruzioni NTC 2018 [1], si possono distinguere gli interventi di retrofit in due macro-categorie:

- Interventi locali: con riferimento alla definizione fornita dalle NTC 2018 [1] si intendono quegli interventi che non modificano in maniera significativa il comportamento globale della costruzione (ovvero senza alterare massa e rigidità). In questo lavoro sono state previste due

sub-categorie di interventi locali: *interventi locali applicati solo dall'esterno* del fabbricato, e *interventi locali applicati sia dall'esterno che dall'interno*, con tempi di realizzazione ridotti;

- Interventi globali: si intendono quegli interventi che prevedono una modifica significativa del comportamento strutturale al fine di raggiungere delle prestazioni molto elevate. Di contro tali interventi richiedono un significativo grado di invasività e tempi di realizzazione più lunghi.

Nello specifico gli interventi incrementali proposti prevedono un incremento dell'indice di sicurezza sismico ed un decremento dei consumi energetici a fronte di una crescente invasività dell'intervento. Di seguito, con riferimento al caso studio selezionato, vengono descritti gli interventi proposti, le analisi effettuate per la progettazione, i relativi dettagli tecnici e costruttivi, le prestazioni raggiunte ed i costi necessari all'attuazione degli interventi di rinforzo sismico ed efficientamento energetico. Al fine di poter valutare l'applicazione di interventi locali, nella fase di valutazione, oltre alla determinazione dell'indice di rischio minimo, è stato calcolato, per ogni tipologia di meccanismo, il numero di elementi che risultano non essere verificati; questo calcolo è stato effettuato dapprima per il sisma di progetto allo SLV ($\zeta_E=100\%$) e, successivamente per sisma con intensità decrescenti, che portassero a un valore dell'indice di rischio pari al 60% e 80% secondo quanto descritto graficamente in Figura 4.1. I risultati in termini di numero totale di elementi non verificati considerando tutte le combinazioni di carico ed entrambe le direzioni X e Y sono riportati in Figura 4.2, Figura 4.3, Figura 4.4.

Si precisa che d'ora in avanti, tutte le analisi di vulnerabilità e le strategie di intervento saranno riferite al modello di struttura con $f_{cm} 20 \text{ MPa}$, a seguito di quanto valutato in precedenza nel §2.8.

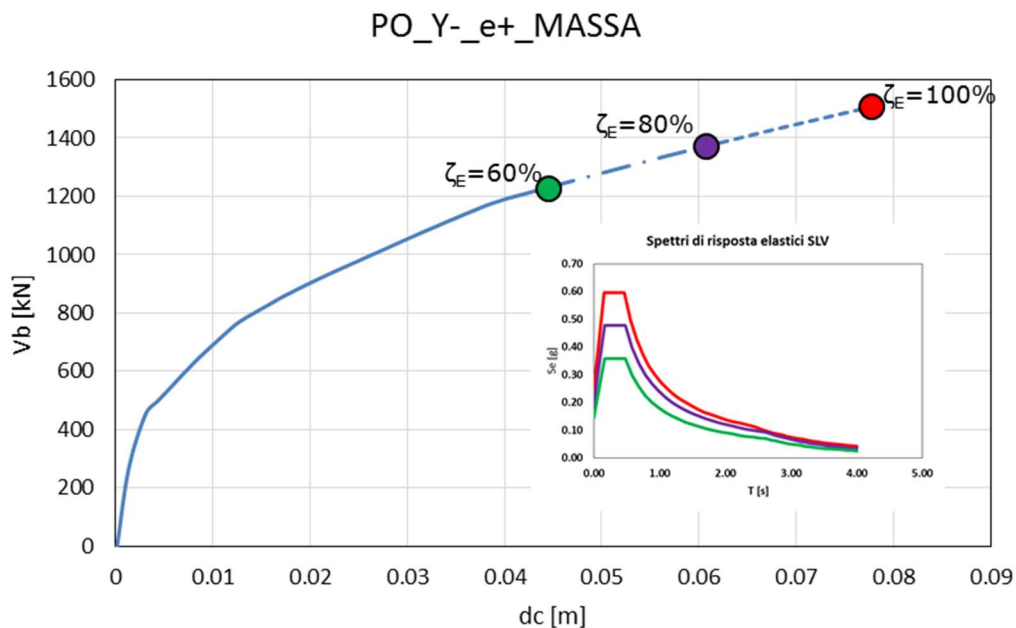


Figura 4.1: Avanzamento della domanda di spostamento sulla curva di capacità.

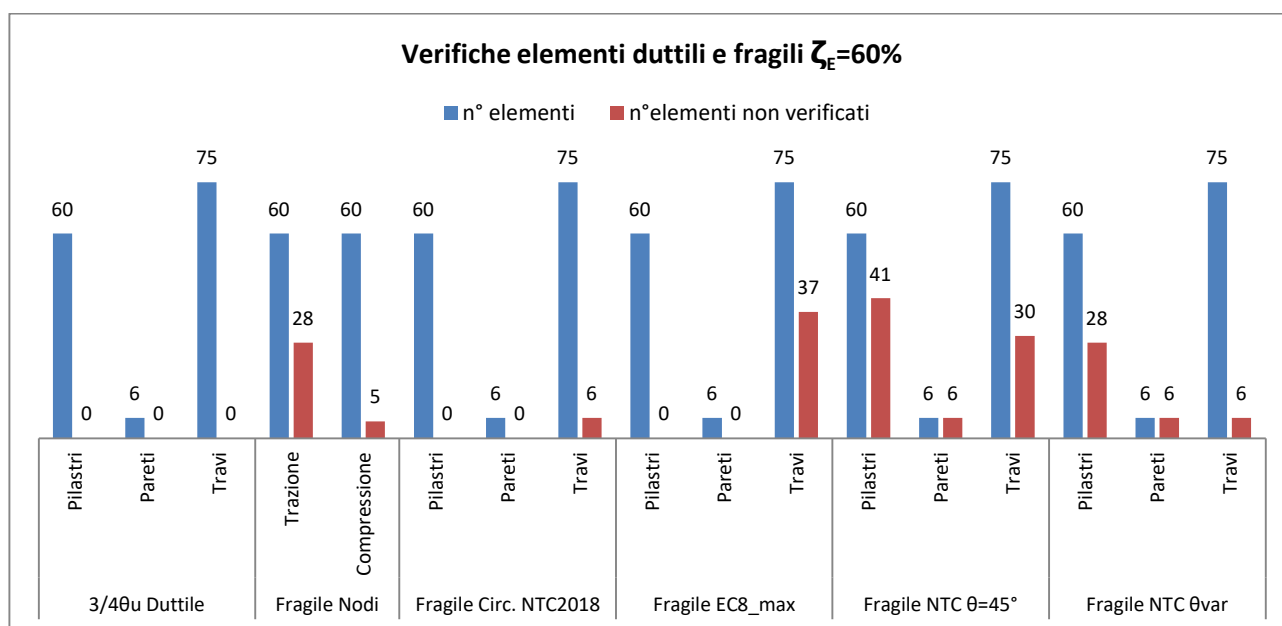


Figura 4.2: Elementi non verificati per $\zeta_E=60\%$.

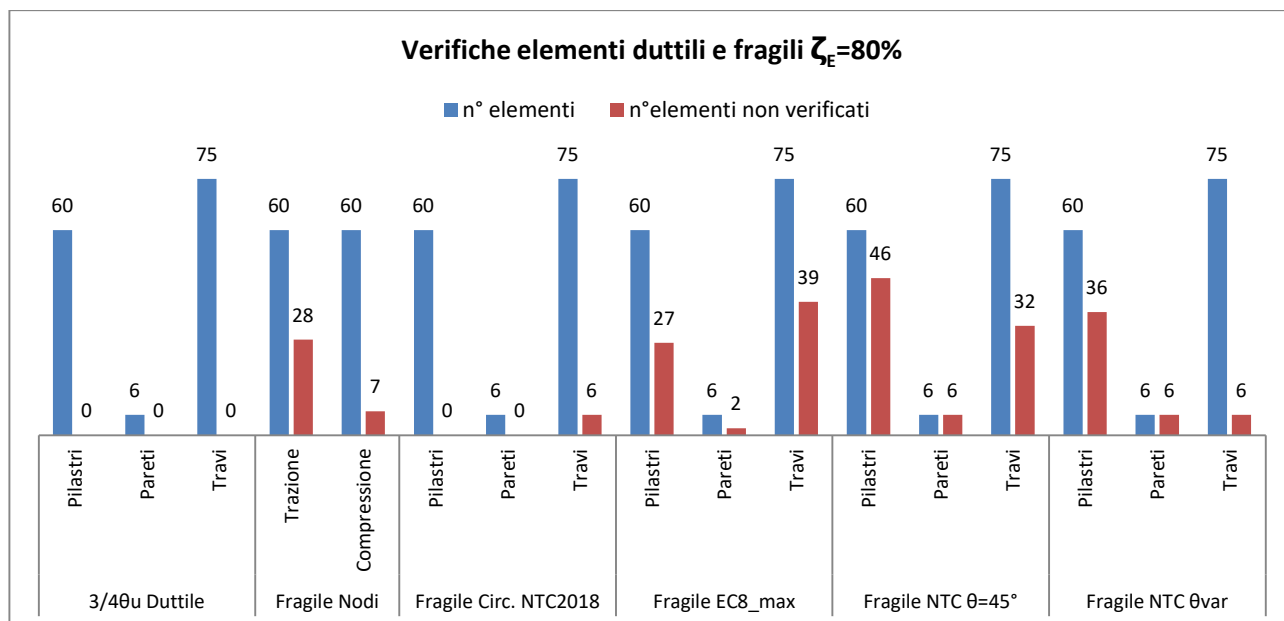


Figura 4.3: Elementi non verificati per $\zeta_E = 80\%$.

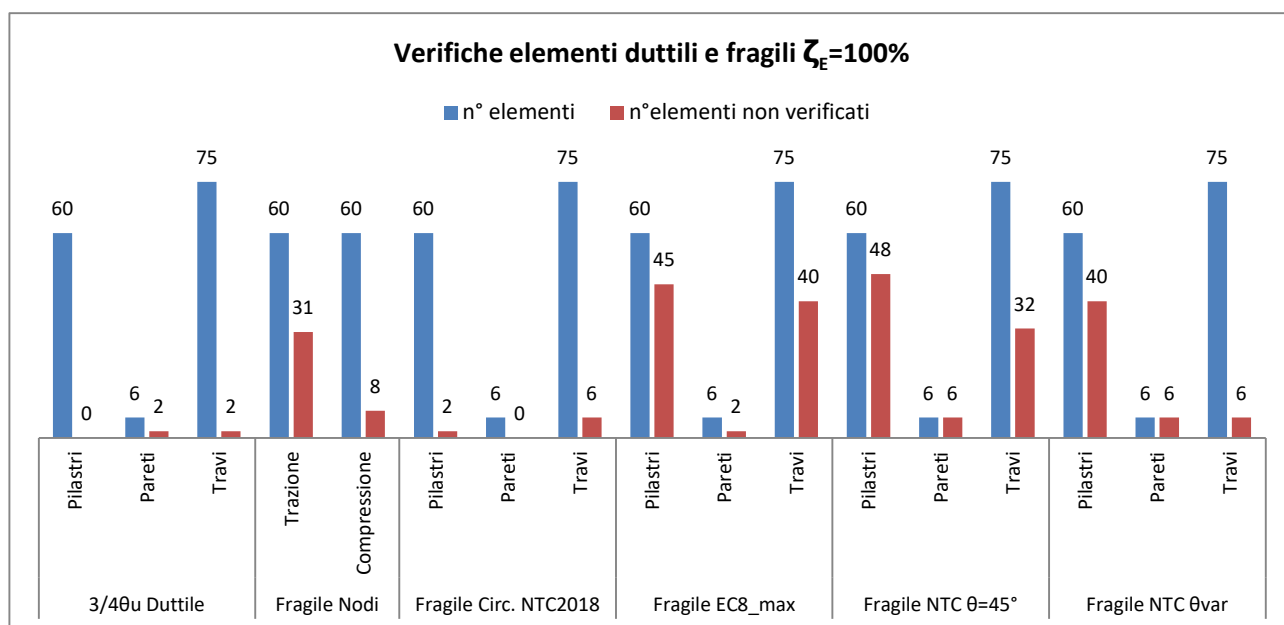


Figura 4.4: Elementi non verificati per $\zeta_E = 100\%$.

4.1 SOLUZIONI INTEGRATE BASATE SU INTERVENTI LOCALI

In questo paragrafo vengono descritte le soluzioni integrate di interventi strutturali ed interventi energetici basati sul principio di intervenire minimizzando l'impatto in termini di tempi, costi e disturbo per gli occupanti. Dal punto di vista strutturale si prevede l'impiego di interventi locali inquadrati come al punto 8.4.1 delle NTC2018, ovvero interventi che non cambino significativamente il comportamento globale della costruzione, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso. Nel rispetto di tale principio, tali interventi possono essere applicati su molteplici elementi nel caso di criticità diffuse.

Dal punto di vista degli interventi di rinforzo strutturale, l'analisi precedentemente svolta ha evidenziato che laddove vengano sanate le crisi fragili dei nodi perimetrali e delle travi è possibile pervenire ad incrementi significativi del livello di sicurezza. Ciò è in accordo con i risultati evidenziati da altri studi di letteratura sperimentali ed analitici che mostrano come gli interventi locali rappresentino una soluzione di retrofit strutturale efficace e a basso costo per la mitigazione del rischio sismico a larga scala [5]. In questo lavoro, nonostante si tratti di interventi locali, per i quali la norma prescrive come obbligatoria la verifica pre e post-intervento del solo elemento o degli elementi su cui si interviene, è stata effettuata un'analisi globale completa per determinare gli elementi da rinforzare e di conseguenza progettare i suddetti rinforzi. Per quanto riguarda i materiali utilizzati, si tratta di compositi fibrorinforzati con tessuti in fibre di carbonio, comunemente denominati *CFRP*. Questi ultimi possono consentire di rispettare i requisiti degli interventi locali (modifica trascurabile della massa e della rigidezza della struttura originari) apportando significativi aumenti della capacità degli elementi su cui si interviene e, pertanto, in taluni casi, portando anche ad un complessivo incremento del livello di sicurezza dell'intero edificio. Nel caso studio in esame, sebbene nel caso di interventi locali *“il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati”*, si è comunque proceduto a valutare in maniera specifica l'incremento dell'indice di sicurezza a seguito di tali interventi di rinforzo locale, al fine di comprendere se con tali interventi fosse stato possibile raggiungere il minimo valore dell'indice ζ_E pari al 60%, come prescritto dalle NTC 2018 [1] nel caso di interventi di miglioramento su edifici scolastici.

Relativamente al caso studio, così come evidenziato nella fase di valutazione della struttura, le prestazioni sismiche sono limitate dalle crisi fragili a taglio trazione e compressione dei nodi e dalla crisi taglianti delle travi ad un indice di sicurezza ζ_E pari al 13% della domanda sismica. La prima crisi duttile invece si attinge per un indice ζ_E pari al 92%. Ciò evidenzia che rinforzando tali elementi

soggetti a crisi fragile mediante l'uso di compositi in CFRP si potrebbe raggiungere, valutando opportunamente il numero di strati di rinforzo necessari, un valore dell'indice di rischio superiore al 60%.

Di seguito in Figura 4.5 si riporta una pianta con l'indicazione degli elementi strutturali da rinforzare.

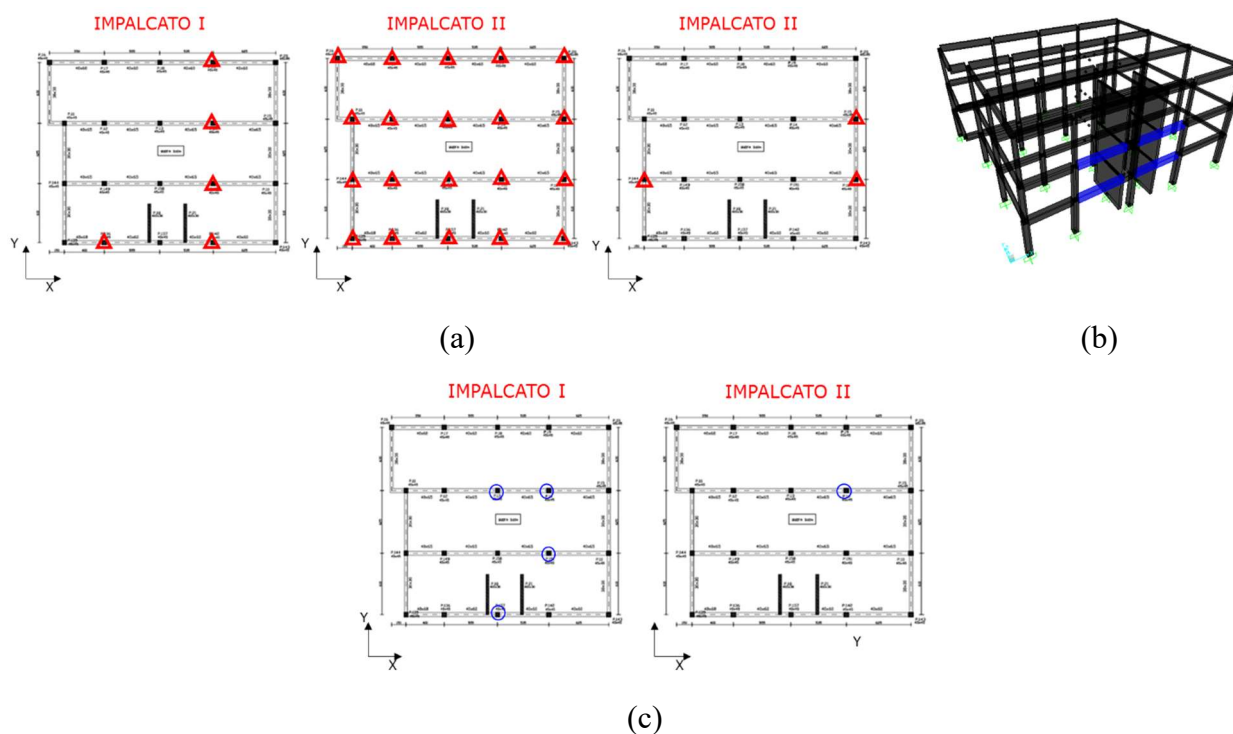


Figura 4.5: Ubicazione in pianta dei nodi in crisi per trazione (a), delle travi (b), e dei nodi in crisi per compressione (c) da rinforzare per $\zeta_E = 60\%$.

Per quanto riguarda l'aspetto energetico, la progettazione degli interventi di efficientamento proposti nel presente lavoro deve prevedere in questa fase una applicazione dal solo esterno o con grado di disturbo molto ridotto al fine di essere compatibile con gli interventi strutturali proposti. Inoltre si prediligono interventi che non aumentino significativamente il valore economico delle componenti non-strutturali al fine di limitare le eventuali perdite economiche in caso di sisma. In tale ottica gli interventi presi in considerazione per la progettazione nelle seguenti fasi sono: installazione di valvole termostatiche, sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio, installazione di caldaie a basso consumo, insufflaggio delle intercapedini tra i pannelli di tamponatura perimetrali. Si tratta di interventi poco invasivi, ma che permettono, una volta implementata l'analisi termo-energetica semi-stazionaria prevista dalle specifiche tecniche UNI TS 11300 [7], di ottenere un salto fino a 4 classi energetiche, partendo da uno stato di fatto caratterizzato da prestazioni energetiche scadenti (i.e., classe energetica E, F o G).

4.1.1. INTERVENTI LOCALI SOLO DALL'ESTERNO

Questa prima tipologia di interventi è pensata per essere applicata solo all'esterno dell'involucro edilizio, per limitare l'invasività e i tempi di realizzazione di tutte le lavorazioni, permettendo, così, il regolare svolgimento delle attività all'interno dell'edificio o comunque arrecando un disturbo ridotto e riuscendo nel contempo ad incrementare significativamente le prestazioni sismiche ed energetiche dell'edificio.

Nel seguente caso studio, a causa dell'assenza di telai in c.a. disposti in entrambe le direzioni, si hanno numerosi nodi trave-pilastro non confinati, per cui non è possibile effettuare interventi strutturali solo all'esterno dell'edificio. Si procede comunque a effettuare interventi che risultino essere il meno invasivi possibile.

Per la parte di rinforzo strutturale, sono previsti interventi di rinforzo a taglio con FRP dei pannelli di nodo, rinforzo a taglio con FRP delle travi e applicazione del sistema di antiribaltamento delle tamponature di facciata. Inoltre, per incrementare la resistenza a taglio compressione dei nodi perimetrali non confinati sono stati previsti dei ringrossi del pannello di nodo con bulbi in calcestruzzo armato.

Come già evidenziato in Figura 4.5, gli elementi su cui è necessario intervenire sono:

- 6/75 Travi;
- 5/60 Nodi in compressione;
- 28/60 Nodi in trazione

Si tratta di interventi, come esposto precedentemente, che permettono di ottenere un indice di rischio ζ_E pari al 60% riuscendo in questo modo a raggiungere il requisito minimo previsto dalle NTC 2018 per edifici scolastici. Gli interventi sono stati calcolati considerando le azioni di progetto derivanti da analisi statiche non-lineari e considerando l'azione sismica nel piano ADRS scalata al 60% rispetto allo spettro di riferimento allo SLV.

Per quanto riguarda la parte energetica, si procede all'installazione di valvole termostatiche per i corpi scaldanti, alla sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio e all'isolamento termico della copertura. Si tratta di interventi che interessano al più il 25% dell'involucro edilizio, quindi a bassa invasività. Nel caso in esame tali interventi indurrebbero ad un miglioramento di 1-2 classi energetiche partendo da uno stato di fatto caratterizzato da prestazioni energetiche scadenti (i.e., classe energetica E, F o G).

Le ipotesi progettuali, i calcoli effettuati ed i dettagli costruttivi sono riportati di seguito.

- NODI

Le modalità di esecuzione degli interventi sono le seguenti:

- Rinforzo a taglio dei nodi mediante applicazione di tessuto in fibra di carbonio quadriassiale CFRP (grammatura 760 g/m²) esteso per 200 mm all'estremità delle travi concorrenti nel nodo;
- Ancoraggio con fiocchi in CFRP (di lunghezza 500 mm) inghisati nella trave.

La procedura per calcolare il numero di strati di tessuto quadriassiale CFRP da applicare sul pannello di nodo, consiste nel valutare attraverso il modello strutturale la domanda sismica nel pannello di nodo al target di domanda sismica fissato ($\zeta_E=0.60$). Nota la domanda in termini di taglio e sforzo normale sul pannello di nodo si può procedere alla progettazione del sistema di rinforzo in FRP.

La domanda in termini di taglio di nodo può essere stimata attraverso le formulazioni fornite dalle norme tecniche delle costruzioni NTC 2018 una volta note le sollecitazioni flettenti alle estremità delle travi convergenti nel pannello di nodo ed il taglio agente nel pilastro superiore, V_c .

A titolo di esempio si riporta il calcolo del rinforzo su un solo nodo, tra tutti quelli non verificati, essendo il calcolo negli altri casi del tutto analogo.

Il taglio agente nel pannello di nodo può essere stimato come:

$$V_{jh}^d = T + T' - V_c = 314 \text{ kN} \quad (1)$$

dove: $V_c = 54.38 \text{ kN}$, $T = 277.10 \text{ kN}$, $T' = 90.96 \text{ kN}$.

Per il caso studio in esame per la definizione del numero di strati di rinforzo in FRP da applicare è stato utilizzato l'approccio progettuale suggerito dal nuovo fib bulletin 90 [9]. Tale approccio consiste nel valutare il contributo in termini di incremento della tensione principale di trazione fornito dal sistema di rinforzo in FRP del pannello nodale. Per valutare dunque la domanda in termini di tensione principale di trazione è possibile utilizzare la formulazione proposta dalla circolare n.7 del 2019 [2]:

$$p_t^{dom} = -\frac{f_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{j,h}^2} = 1.21 \text{ MPa} \quad (2)$$

dove:

- $f_a = \frac{N}{b_c \cdot h_c}$ è la tensione assiale agente nel pannello di nodo pari a 1.96 MPa;
- $v_{j,h} = \frac{V_{j,h}}{b_c \cdot h_c}$ è la tensione tangenziale di taglio agente sul nodo pari a 1.96 MPa.

La resistenza a trazione del nodo *as-built* in accordo con i limiti proposti dalla circolare può essere assunta pari a:

$$p_t^{cap} = 0.30\sqrt{f_c} = 1.00 \text{ MPa} \quad (3)$$

Se $p_t^{cap} < p_t^{dom}$ è necessario progettare un sistema di rinforzo capace di sostenere la domanda sismica. Inoltre, bisogna comunque verificare che la domanda in termini di tensione principale di compressione non ecceda la resistenza a taglio compressione del pannello di nodo calcolabile attraverso la seguente formulazione:

$$p_c^{dom} = \frac{f_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{j,h}^2} \leq 0.5f_c \quad (4)$$

Il progetto del rinforzo si esegue valutando l'aliquota di domanda in termini di tensione principale trazione che deve essere assorbita dal sistema di rinforzo:

$$p_{t,f}^{dom} = p_t^{dom} - p_t^{cap} = -\frac{f_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{j,h}^2} - 0.30\sqrt{f_c} = 0.21 \text{ MPa} \quad (5)$$

Successivamente, una volta scelta la tipologia di rinforzo in FRP da adottare (in questo caso si è scelto di impiegare 1 strato di un tessuto quadriassiale in CFRP con $t_f = 0.106 \text{ mm}$), si può calcolare l'area di composito A_f corrispondente:

$$A_f = n_s \cdot t_f \cdot h_c \cdot \cos\theta(1 + \tan\theta + 2\tan^2\theta) = 329.3 \text{ mm}^2 \quad (6)$$

dove:

- n_s pari a 1 se il rinforzo viene applicato solo su una delle due facce del nodo;
- $\theta = \arctan(h_b/h_c) = 0.98 \text{ rad}$;

La deformazione di progetto del composito può essere calcolata come:

$$\varepsilon_{fd} = 34 \left(\frac{f_{cd}^{2/3}}{A_f \cdot E_f} \right)^{0.6} = 0.00167 \text{ MPa} \quad (7)$$

Infine, la tensione principale di trazione che può essere sopportata dal sistema di rinforzo è:

$$p_{t,f}^{cap} = \frac{A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd}}{b_c \cdot (h_c / \sin\theta)} = 0.66 \text{ MPa} \quad (8)$$

che risulta essere maggiore di $p_{t,f}^{dom}$.

I dettagli costruttivi relativi al rinforzo a taglio dei nodi perimetrali sono riportati in Figura 4.6, Figura 4.7.

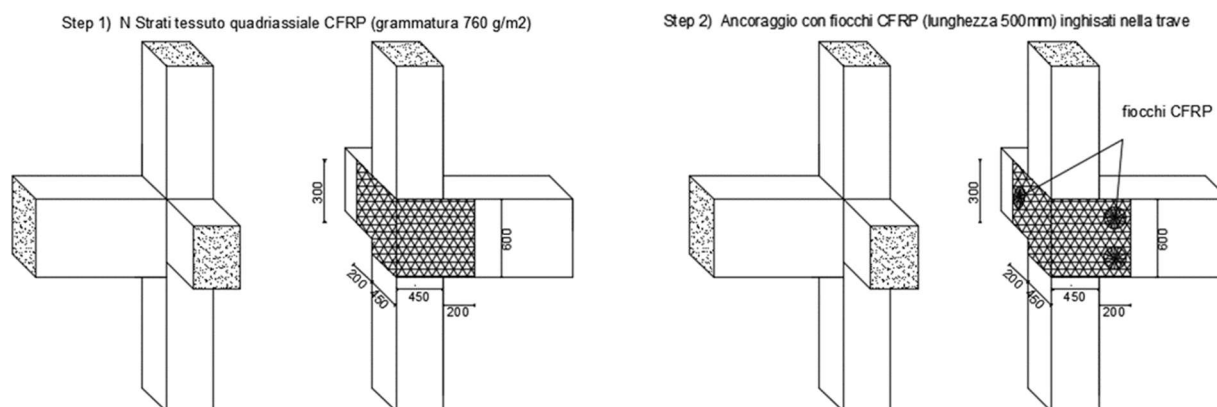


Figura 4.6: Intervento di rinforzo a taglio dal solo esterno sui nodi d'angolo.

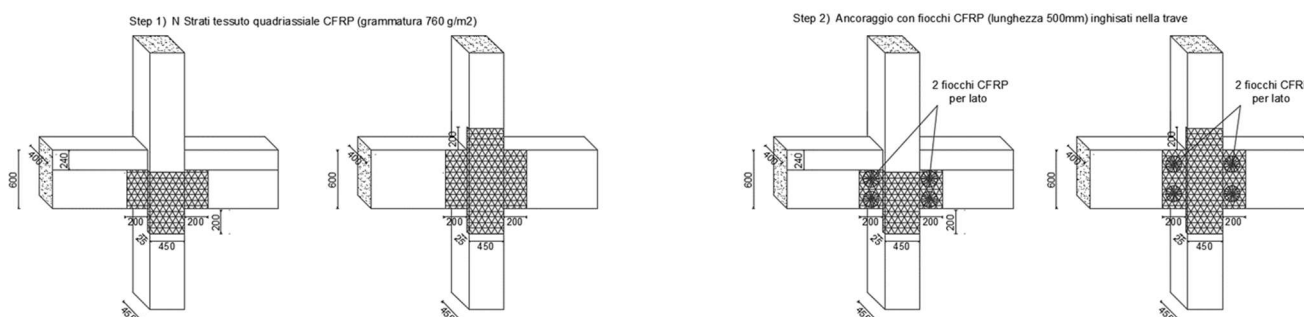


Figura 4.7: Intervento di rinforzo a taglio dal solo esterno sui nodi a croce.

E' previsto, inoltre, il confinamento di alcuni nodi mediante applicazione di un bulbo esterno in c.a., con ferri e staffe inghisati nella porzione esistente di calcestruzzo. In Figura 4.8 viene riportato uno schema di rinforzo e la disposizione dei nodi da rinforzare.

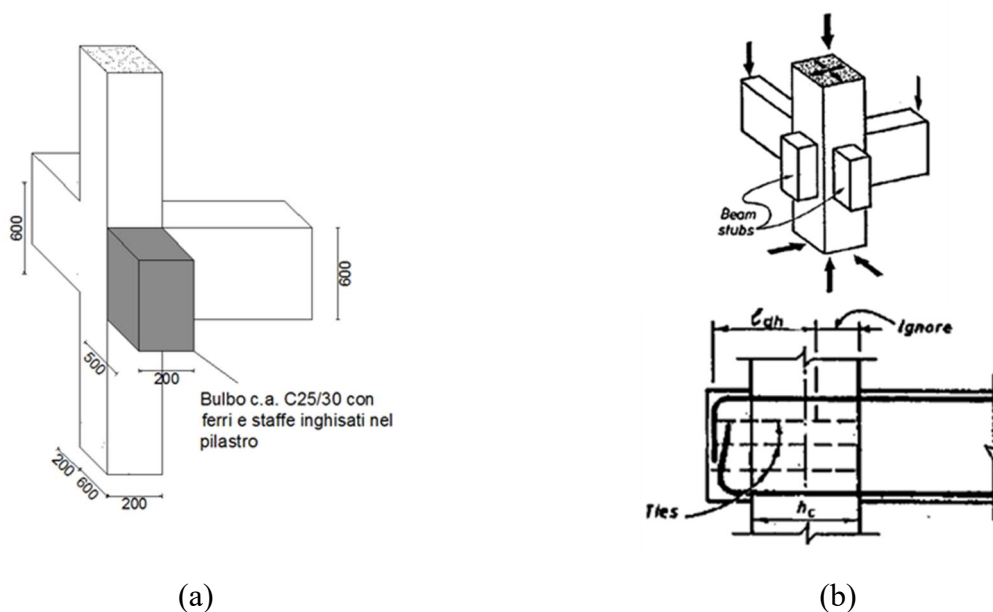


Figura 4.8: Intervento di ringrosso del pannello di nodo tramite l'applicazione di bulbo esterno, con barre inghisate nei nodi (a) e dettagli costruttivi relativi all'inghisaggio del bulbo [10](b) .

- TRAVI

Le travi sulle quali è necessario effettuare il rinforzo a taglio, sono quelle perimetrali in corrispondenza dei setti in c.a. L'intervento, rappresentato in Figura 4.9, consiste nell'applicare una fasciatura a "C" in materiale composito CFRP uniassiale con le fibre disposte ortogonalmente all'asse della trave e per una lunghezza tale da far sì che in ogni sezione dell'elemento il taglio resistente sia maggiore del taglio sollecitante. Per questo caso studio si è scelto un tessuto di grammatura 600g/m^2 applicato in numero di strati pari a 1, per le diverse travi così come derivante dal calcolo.

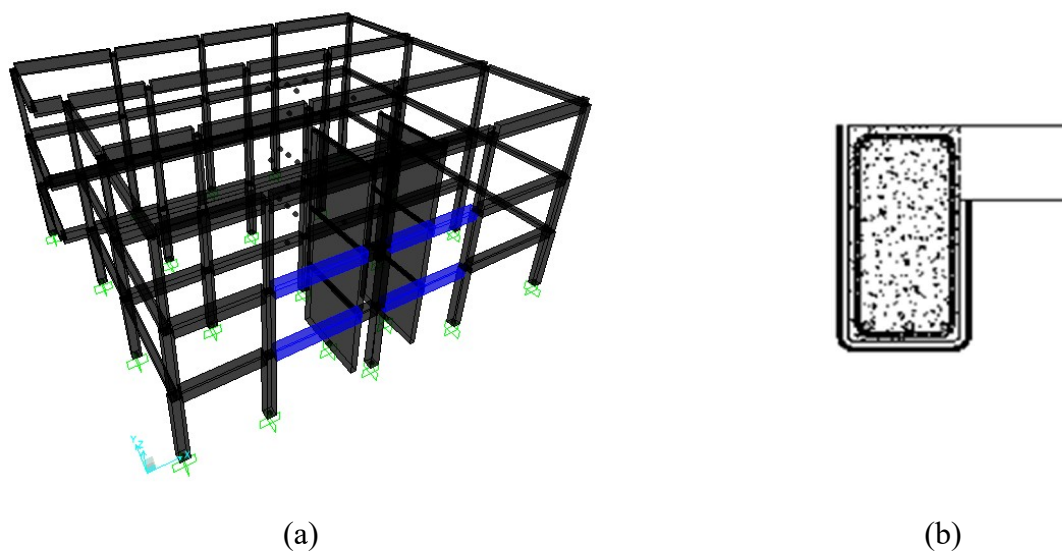


Figura 4.9: Travi da rinforzare (a) e modalità di rinforzo a taglio (b).

Il calcolo del rinforzo a taglio è stato condotto in accordo con quanto previsto nel documento del CNR DT200/2013 [11].

- TAMPONATURE

Per quanto riguarda le tamponature perimetrali, sono stati applicati dei sistemi di antiribaltamento costituiti da reti in FRP immerse in matrice inorganica fissate mediante fiocchi in acciaio inghisati al lembo inferiore della trave. Tutto ciò si rende necessario per evitare possibili ribaltamenti della tamponatura, fuori dal proprio piano, a seguito di azioni sismiche agenti in direzione ortogonale al piano della tamponatura. In Figura 4.10 si riporta un esempio di applicazione del sistema di rinforzo.

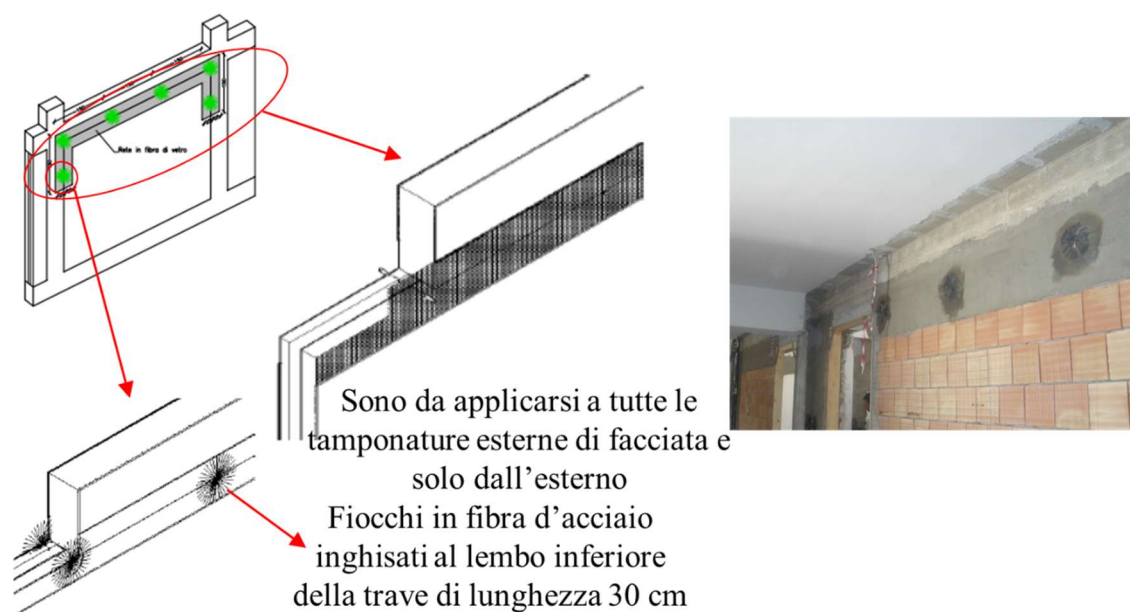


Figura 4.10: Sistema antiribaltamento tamponature.

- INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Per quanto riguarda invece gli interventi volti a migliorare l'efficienza energetica della costruzione, essi sono i seguenti:

1. *Isolamento termico della copertura* attraverso l'installazione di uno strato isolante in polistirene espanso EPS 150 dello spessore di 8 cm. Tramite tali interventi la trasmittanza termica (U) della copertura passa da 1.2 W/m²K a 0.26 W/m²K.
2. *Sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio* con sistemi vetrati in triplo vetro, rivestimenti basso-emissivi e telaio in PVC. La trasmittanza termica (U) dei serramenti passa da 5.7 W/m²K a 1.9 W/m²K determinando un consistente risparmio energetico in regime invernale, il fattore solare passa da 0.80 a 0.55 determinando un risparmio energetico in regime estivo.

3. *Installazione di valvole termostatiche e contabilizzatori di calore in corrispondenza dei corpi scaldanti.*

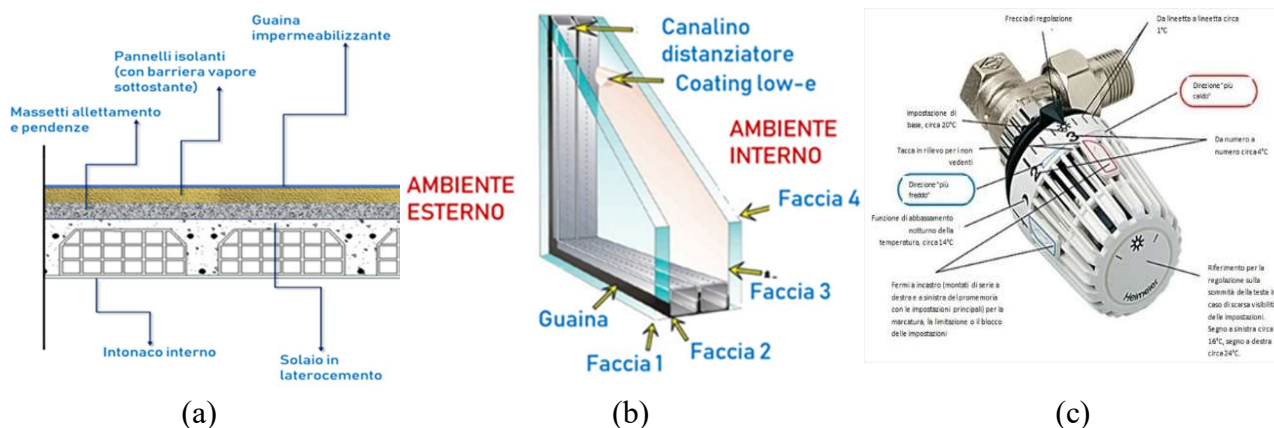


Figura 4.11: *Intervento di isolamento termico della copertura (a), sostituzione dei componenti trasparenti (b), installazione delle valvole termostatiche (c).*

Con tali interventi, mostrati in Figura 4.11, si passa dalla classe energetica *F* a *D*.

4.1.1.1 CLASSE DI RISCHIO

Il calcolo della classe di rischio sismico, è stato effettuato attraverso due metodologie: *metodo semplificato* e *metodo convenzionale*.

- METODO SEMPLIFICATO

E' stabilito che, una volta definita la classe di rischio in fase di valutazione dello stato di fatto, è possibile passare direttamente alla classe di rischio successiva nel caso in cui sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- presenza di telai in entrambe le direzioni;
- confinamento di tutti i nodi perimetrali non confinati dell'edificio;
- anti-ribaltamento su tutte le tamponature di facciata;
- ripristino di eventuali zone danneggiate o degradate.

Nel seguente caso, non essendo soddisfatto il requisito relativo alla presenza dei telai in entrambe le direzioni, non si ha un miglioramento della classe di rischio.

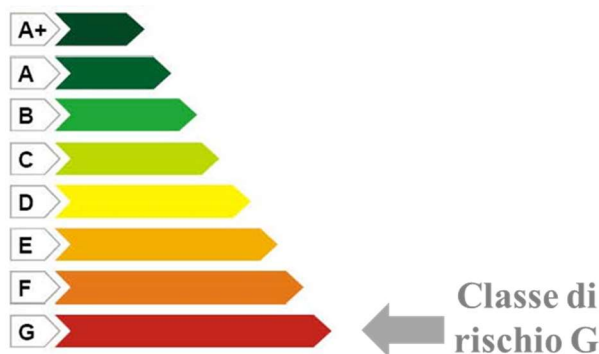
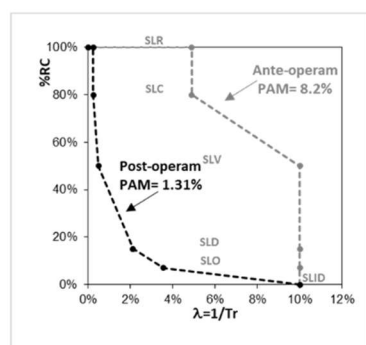


Figura 4.12: Classe di rischio per metodo semplificato.

• METODO CONVENZIONALE

Con l'applicazione del metodo convenzionale, in luogo di quello semplificato, si ottiene una Classe di Rischio Sismico B.



- (SLV) IS-V = 74%
 - $\lambda_{SLV} = 0.49\%$
 - %CR = 50%
- (SLC)
 - $\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV}$
 - $\lambda_{SLC} = 0.24\%$
 - %CR = 80%
- (SLD)
 - $\lambda_{SLD} = 2.13\%$
 - %CR = 15%
- (SLO)
 - $\lambda_{SLO} = 1.67 * \lambda_{SLD}$
 - $\lambda_{SLO} = 3.55\%$
 - %CR = 7%

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
PAM ≤ 0,50%	A ⁺ _{PAM}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}
7,5% ≤ PAM	G _{PAM}

PAM: B
IS-V: B

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80% ≤ IS-V < 100%	A _{IS-V}
60% ≤ IS-V < 80%	B _{IS-V}
45% ≤ IS-V < 60%	C _{IS-V}
30% ≤ IS-V < 45%	D _{IS-V}
15% ≤ IS-V < 30%	E _{IS-V}
IS-V ≤ 15%	F _{IS-V}

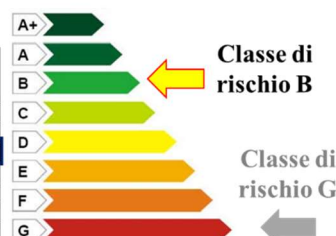


Figura 4.13: Classe di rischio con metodo convenzionale.

4.1.1.2 **RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI**

Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale (comprese le opere di demolizione e ripristino delle finiture) ed energetico. Gli interventi considerati sono il rinforzo dei nodi (si è deciso di rinforzare con n. 1 strato di CFRP anche i nodi che risultavano verificati dal calcolo) e delle travi mediante materiali compositi di tipo CFRP con grammatura e numero di strati come descritto in precedenza; sistema antiribaltamento delle tamponature; isolamento termico della copertura; sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio e delle valvole termostatiche. Di seguito si riporta in Tabella 4.2 il riepilogo dei costi di intervento suddivisi per opere strutturali, opere di demolizione e ripristino finiture ed opere di efficientamento energetico, computati valutando separatamente gli oneri per la sicurezza. I costi sono stati anche

adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile ed in funzione della volumetria dell'edificio.

Tabella 4.2: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento locale dal solo esterno.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
					OPERE CIVILI	[€]
Livello I	Opere strutturali	68,000	1,200	3,600	56.67	18.89
	Opere di demolizione e ripristino finiture	25,500			21.25	7.08
	Parziale strutturale	93,500			77.92	25.97
	Opere di efficientamento energetico	127,000			105.83	35.28
	Oneri della sicurezza (PSC)	24,000			20.00	6.67
	TOTALE INTERVENTI	244,500			203.75	67.92

4.1.2 INTERVENTI LOCALI ESTERNI E INTERNI ALL'EDIFICIO

In questo paragrafo sono illustrate le scelte progettuali, le ipotesi di calcolo ed i dettagli costruttivi per gli interventi locali con un livello di invasività leggermente maggiore rispetto a quelli previsti nel caso precedente. L'obiettivo di questi interventi è quello di migliorare le prestazioni strutturali ed energetiche dell'intero edificio agendo anche sulle componenti non-strutturali come ad esempio le tamponature perimetrali. La filosofia che ha guidato le successive scelte progettuali è quella di migliorare le prestazioni energetiche dell'involucro e al contempo guardando all'interazione che le tamponature hanno con il sistema strutturale per proteggere lo scheletro in c.a. da eventuali crisi fragili connesse alla interazione con la tamponatura. Nello specifico, le ispezioni delle strutture danneggiate da eventi sismici hanno mostrato come, in diversi casi, i pilastri presentino danni in sommità legati all'interazione con le pareti rigide di tamponatura. Pertanto si è deciso che fosse necessario rinforzare la parte sommitale del pilastro in maniera tale da aumentare la capacità tagliante di quest'ultimo. Sono previsti, inoltre, rinforzi a taglio per le estremità di travi i pilastri convergenti nel nodo non confinato, rinforzi a taglio delle travi e rinforzo a taglio dei nodi non confinati. Si tratta comunque di interventi che rientrano nella casistica degli interventi locali e che permettono, come nel caso precedente, di raggiungere un valore dell'indice di rischio pari al 60%.

Per quanto riguarda gli interventi energetici, nell'ottica prestabilita di realizzare interventi integrati di pari grado di invasività, si è deciso di realizzare interventi leggermente più invasivi, in aggiunta a quelli già previsti nel caso precedente, quali: isolamento termico delle pareti verticali a cassa vuota, installazione di una caldaia ad alto rendimento. Si tratta di interventi che interessano il 25-50%

dell'involucro edilizio. Nel caso in esame tali interventi indurrebbero ad un miglioramento di 2-4 classi energetiche partendo da uno stato di fatto caratterizzato da prestazioni energetiche scadenti (i.e., classe energetica E, F o G).

Un esempio di cosa si intende per interventi integrati di pari grado di invasività, può essere rappresentato dall'introduzione delle fasce di composito in SFRP per contrastare la spinta delle tamponature alle quali, richiedendo tale intervento una parziale demolizione della tamponatura, è possibile affiancare l'intervento di insufflaggio termico all'interno della tamponatura, sfruttando così al meglio le operazioni di installazione dell'intervento strutturale.

Si passa ora ad analizzare i singoli interventi proposti.

- NODI

Come evidenziato in Figura 4.5, i nodi interessati dall'intervento sono sia quelli perimetrali che quelli interni; nello specifico, le modalità di esecuzione degli interventi sono quelle riportate nelle linee guida ReLUIS per il rinforzo strutturale [13], rappresentate in Figura 4.14 e Figura 4.15 e di seguito sintetizzate:

- Rinforzo a taglio della sommità del pilastro mediante fasce diagonali in tessuto uniassiale SFRP per prevenire crisi derivanti dall'azione della tamponatura adiacente;
- Rinforzo a taglio dei nodi mediante applicazione di tessuto in fibra di carbonio quadriassiale CFRP (grammatura 760 g/m^2) esteso per 200 mm all'estremità delle travi concorrenti nel nodo;
- Rinforzo dell'estremità del pilastro convergente nel nodo mediante tessuto uniassiale in CFRP, per prevenire crisi taglianti;
- Rinforzo dell'estremità della trave convergente nel nodo mediante tessuto uniassiale CFRP, per prevenire possibili crisi taglianti e migliorare l'ancoraggio del tessuto disposto sul pannello di nodo.

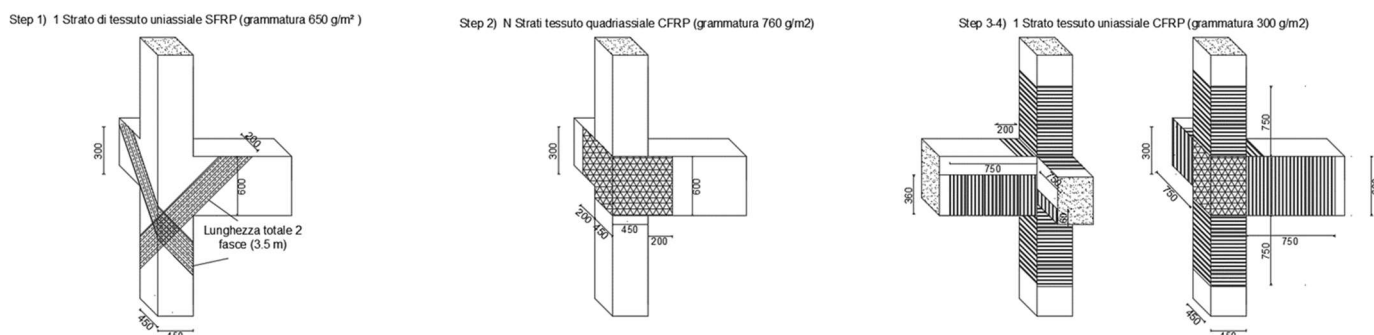


Figura 4.14: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi d'angolo.

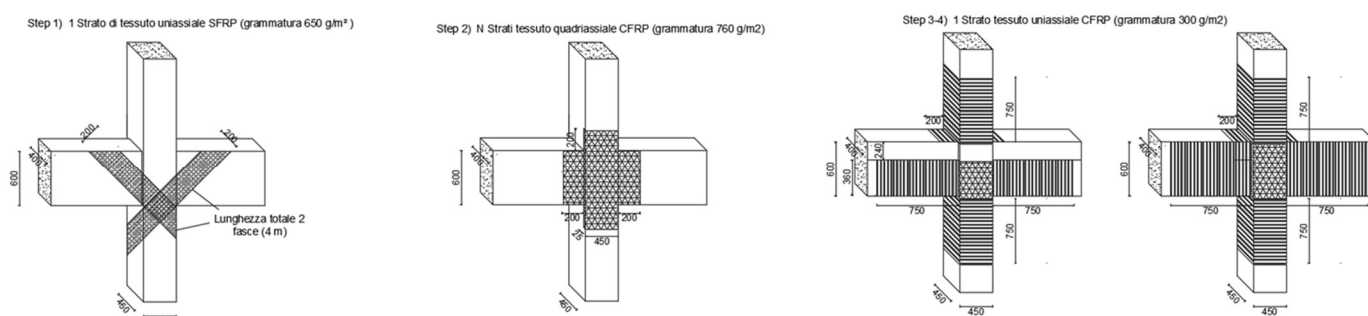


Figura 4.15: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi a croce.

E' previsto, inoltre, il confinamento di alcuni nodi mediante applicazione di un bulbo esterno in c.a., con ferri e staffe inghisate nella porzione esistente di calcestruzzo, come riportato nel paragrafo precedente e nella relativa Figura 4.8.

- TRAVI

Le travi sulle quali è necessario effettuare il rinforzo a taglio, sono quelle perimetrali in corrispondenza dei setti in c.a. L'intervento, rappresentato in Figura 4.16, consiste nell'applicare una fasciatura a "C" in materiale composito CFRP uniassiale con le fibre disposte ortogonalmente all'asse della trave e per una lunghezza tale da far sì che in ogni sezione dell'elemento il taglio resistente sia maggiore del taglio sollecitante. Per questo caso studio si è scelto un tessuto di grammatura 600g/m^2 applicato in numero di strati pari a 1, per le diverse travi così come derivante dal calcolo.

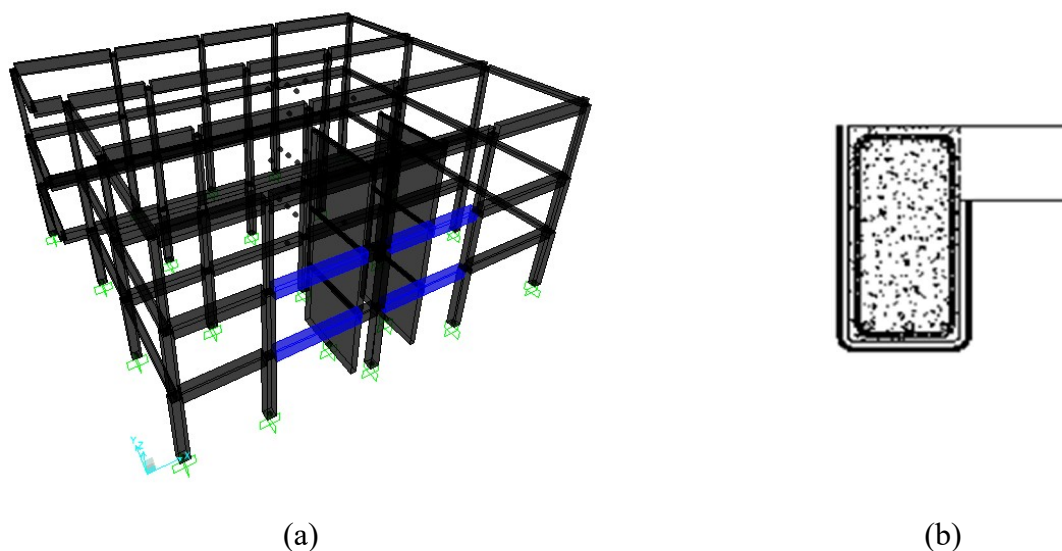


Figura 4.16: Travi da rinforzare (a) e modalità di rinforzo a taglio (b).

Il calcolo del rinforzo a taglio è stato condotto in accordo con quanto previsto nel documento CNR DT200/2013 [11].

- TAMPONATURE

Per quanto riguarda le tamponature perimetrali, sono stati applicati dei sistemi di antiribaltamento costituiti da reti in FRP immerse in matrice inorganica fissate mediante fiocchi in acciaio inghisati al lembo inferiore della trave. Tutto ciò si rende necessario per evitare possibili ribaltamenti della tamponatura, fuori dal proprio piano, a seguito di azioni sismiche agenti in direzione ortogonale al piano della tamponatura. Si riporta un esempio di applicazione in Figura 4.17.

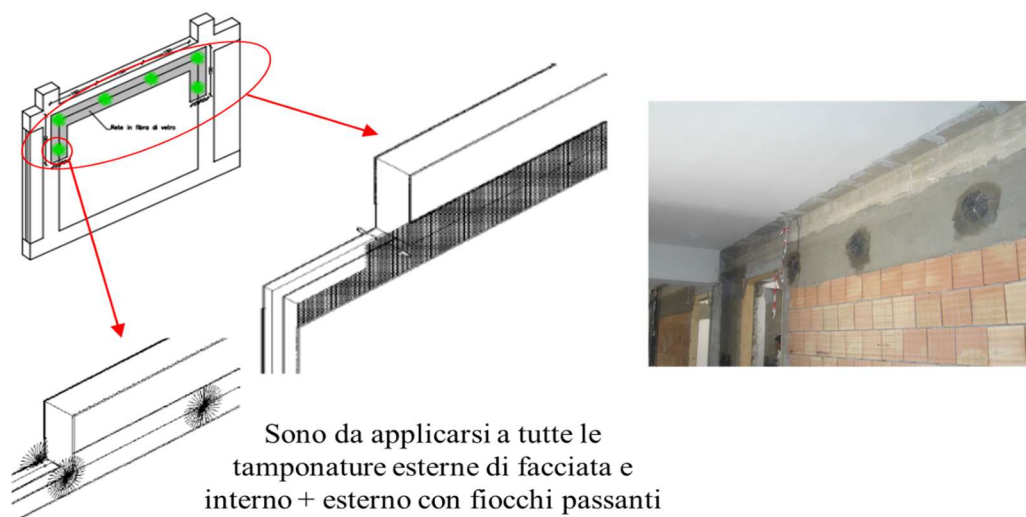


Figura 4.17: Sistema antiribaltamento tamponature.

4.1.2.1 CLASSE DI RISCHIO

Il calcolo della classe di rischio sismico, è stato effettuato attraverso due metodologie: *metodo semplificato* e *metodo convenzionale*.

- METODO SEMPLIFICATO

E' stabilito che, una volta definita la classe di rischio in fase di valutazione dello stato di fatto, è possibile passare direttamente alla classe di rischio successiva nel caso in cui sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- presenza di telai in entrambe le direzioni;
- confinamento di tutti i nodi perimetrali non confinati dell'edificio;
- anti-ribaltamento su tutte le tamponature di facciata;
- ripristino di eventuali zone danneggiate o degradate.

Nel seguente caso, non essendo soddisfatto il requisito relativo alla presenza dei telai in entrambe le direzioni, non si ha un miglioramento della classe di rischio.

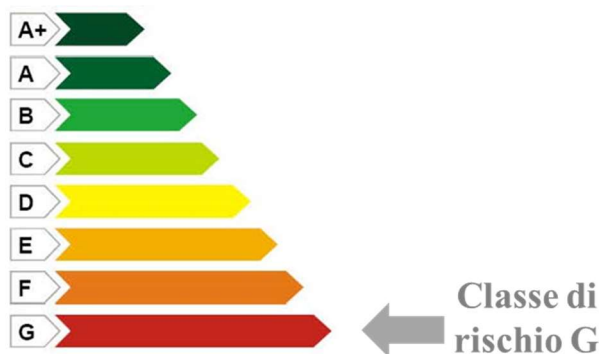
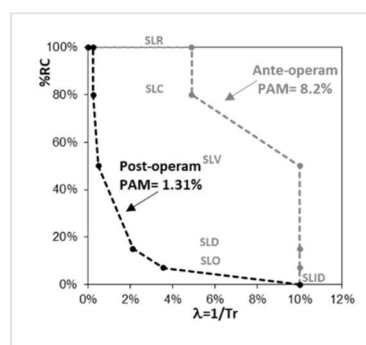


Figura 4.18: Classe di rischio per metodo semplificato.

• METODO CONVENZIONALE

Con l'applicazione del metodo convenzionale, in luogo di quello semplificato, si ottiene una Classe di Rischio Sismico B.



- > (SLV) IS-V = 74%
 - $\lambda_{SLV} = 0.49\%$
 - %CR = 50%
- > (SLC)
 - $\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV}$
 - $\lambda_{SLC} = 0.24\%$
 - %CR = 80%
- > (SLD)
 - $\lambda_{SLD} = 2.13\%$
 - %CR = 15%
- > (SLO)
 - $\lambda_{SLO} = 1.67 * \lambda_{SLD}$
 - $\lambda_{SLO} = 3.55\%$
 - %CR = 7%

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
PAM ≤ 0,50%	A ⁺ _{PAM}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}
7,5% ≤ PAM	G _{PAM}

PAM: B
IS-V: B

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80% ≤ IS-V < 100%	A _{IS-V}
60% ≤ IS-V < 80%	B _{IS-V}
45% ≤ IS-V < 60%	C _{IS-V}
30% ≤ IS-V < 45%	D _{IS-V}
15% ≤ IS-V < 30%	E _{IS-V}
IS-V ≤ 15%	F _{IS-V}

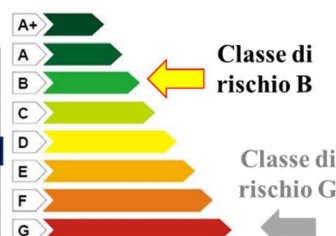


Figura 4.19: Classe di rischio con metodo convenzionale.

• INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Tali interventi sono da intendersi in aggiunta a quelli di minore invasività proposti nel paragrafo degli interventi locali effettuati solo dall'esterno:

1. *Isolamento termico delle pareti verticali a cassa vuota*, in Figura 4.20, confinanti con l'ambiente esterno attraverso l'insufflaggio di isolante termico nell'intercapedine delle pareti in oggetto. La trasmittanza termica da 1.1 W/m²K a 0.28 W/m²K. Tale intervento deve essere combinato con l'apposizione sulle tamponature di un intonaco termoisolante in grado di contrastare fenomeni di ponti termici; il solo isolamento in intercapedine potrebbe infatti, in alcuni casi, addirittura accentuare o creare nuovi ponti termici a causa del fatto che, isolando

le intercapedini, si crea una forte discontinuità tra parti di tamponatura fortemente isolate affiancate a porzioni debolmente o per nulla protette;

2. *Installazione di una caldaia a condensazione ad alto rendimento della potenza di circa 75 kW* (nel caso di impianti di riscaldamento centralizzati).



Figura 4.20: Insufflaggio delle pareti verticali.

Con tali interventi si passa dalla classe energetica *F* a *B*.

4.1.2.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale (comprese le opere di demolizione e ripristino delle finiture) ed energetico. Gli interventi considerati sono il rinforzo dei nodi (si è deciso di rinforzare con n. 1 strato di CFRP anche i nodi che risultavano verificati dal calcolo) e delle travi mediante materiali compositi di tipo CFRP con grammatura e numero di strati come descritto in precedenza; rinforzo della parte sommitale del pilastro mediante compositi in SFRP; sistema antiribaltamento delle tamponature; isolamento termico della copertura; sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio e delle valvole termostatiche; insufflaggio delle pareti a cassa vuota; intonaco termoisolante; caldaia ad alto rendimento. Di seguito si riporta in Tabella 4.3 il riepilogo dei costi di intervento suddivisi per opere strutturali, opere di demolizione e ripristino finiture ed opere di efficientamento energetico, computati valutando separatamente gli oneri per la sicurezza. I costi sono stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile ed in funzione della volumetria dell'edificio.

Tabella 4.3: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento locale esterno ed interno.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
	OPERE CIVILI	[€]	[m ²]	[m ³]	€/m ²	€/m ³
Livello II	Opere strutturali	148,000	1200	3,600	123.33	41.11
	Opere di demolizione e ripristino finiture	78,500			65.42	21.81
	Parziale strutturale	226,500			188.75	62.92

	Opere di efficientamento energetico	159,000			132.50	44.17
	Oneri della sicurezza (PSC)	24,000			20.00	6.67
	TOTALE INTERVENTI	409,500			341.25	113.76

4.2 SOLUZIONI INTEGRATE BASATE SU INTERVENTI GLOBALI

In questo paragrafo sono descritte le soluzioni integrate di interventi strutturali ed energetici basate sul principio di intervenire in maniera più invasiva, avendo come obiettivo quello di raggiungere elevate prestazioni strutturali ed energetiche. Dal punto di vista strutturale si adoperano interventi globali inquadrati come al punto 8.4.3 delle NTC2018.

Di seguito si riportano due possibili soluzioni di intervento globale: i) introduzione di pareti in calcestruzzo aerato autoclavato (definito di seguito AAC); ii) introduzione di sistemi di controvento.

4.2.1 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI PARETI IN CALCESTRUZZO AERATO AUTOCLAVATO

Come si è potuto notare nei paragrafi relativi alla valutazione dello stato di fatto, la struttura si caratterizza per l'assenza di telai disposti in direzione Y, fatta eccezione per quelli perimetrali. Si è deciso, dunque, di aumentare la capacità portante della struttura sostituendo la tamponatura classica in laterizio forato in direzione Y della struttura, con una tamponatura costituita da blocchi di calcestruzzo aerato autoclavato. La scelta di sostituire solo le tamponature in direzione Y è legata al fatto che nell'altra direzione la notevole presenza di finestre a nastro renderebbe poco efficace il beneficio ottenuto dalla sostituzione di tali elementi.

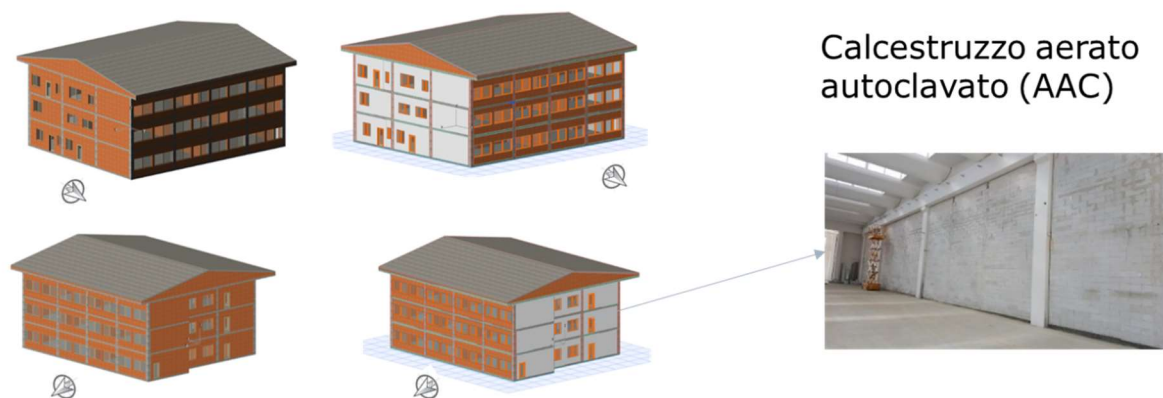


Figura 4.21: Sostituzione delle tamponature sul lato corto della struttura.

- PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO AERATO AUTOCLAVATO

Il calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) è un calcestruzzo leggero prodotto mescolando un materiale ricco di silice come la sabbia fine o la cenere volante, il cemento, una fonte di solfato come il gesso, calce viva, un agente lievitante come la polvere d'alluminio e acqua. E' un materiale semplice da realizzare e con elevate proprietà termiche e meccaniche, reperibile in blocchi utilizzati sia per la realizzazione di murature portanti che per la realizzazione di tamponature.

Tabella 4.4: Confronto tra le principali proprietà del laterizio forato e del AAC.

Proprietà	Unità di misura	Laterizio forato	AAC
σ_c	[Mpa]	1,40	4,48
σ_t	[Mpa]	0,25	0,30
E	[Mpa]	3000	4574
γ	[kN/m ³]	8,00	5,10
λ	[W/mK]	0,36	0,13

Come si può notare, il calcestruzzo aerato autoclavato si caratterizza per un'elevata resistenza a compressione (σ_c) e un basso valore di trasmittanza (λ).

- MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per tener conto e valutare la differente risposta strutturale dell'edificio con l'inserimento delle tamponature in AAC è stato necessario, ovviamente, modellare agli elementi finiti il comportamento della struttura tamponata (inserendo all'interno del modello il meccanismo di biella equivalente della tamponatura).

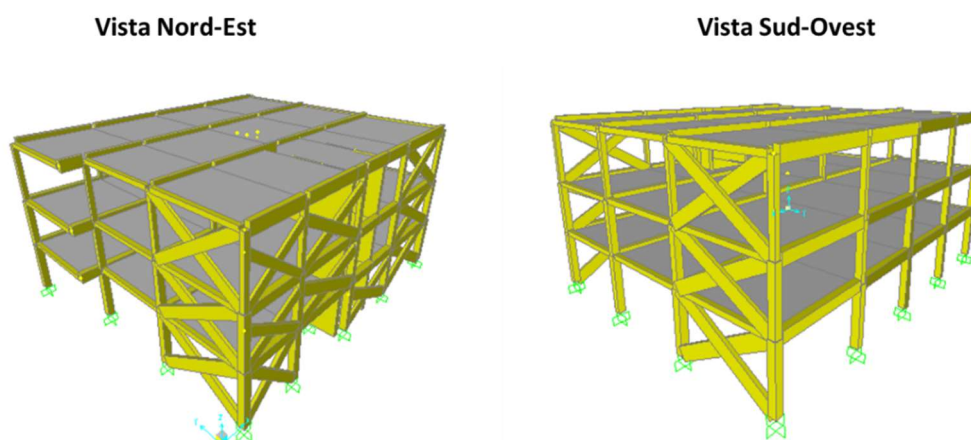


Figura 4.22: Modello agli elementi finiti della struttura.

Come si può notare, non tutti i campi di telaio sono interessati dalla presenza delle bielle; questo perché, nei campi in cui si hanno numerose finestre a nastro o numerose aperture, la formazione della biella è compromessa.

Il comportamento non lineare delle bielle è tenuto in conto attraverso l'introduzione di cerniere plastiche assiali, poste nella mezzeria dell'elemento stesso.

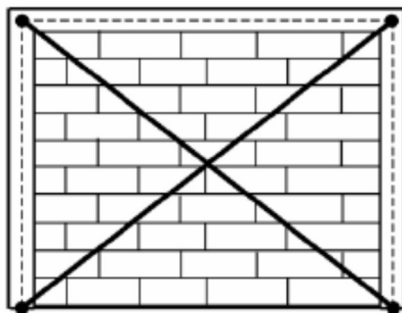


Figura 4.23: Modello della biella equivalente.

Per stimare la larghezza (b_w) del puntone si sono utilizzate le seguenti formule, che dipendono dalla rigidezza flessionale relativa telaio-pannello λ_h :

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}} \quad (9)$$

dove:

- E_w : modulo di elasticità della parete;
- t_w : spessore della parete;
- θ : inclinazione della biella;
- E_c : modulo di elasticità del calcestruzzo del telaio;
- I_c : momento d'inerzia della colonna adiacente in c.a.;
- h_w : altezza del pannello.

Una volta calcolata tale rigidezza, Mainstone [3] suggerisce la formula per la valutazione della larghezza della biella

$$b_w = 0,175(\lambda_h h_w)^{-0,4} d_w \quad (10)$$

dove:

- λ_h : rigidezza flessionale relativa telaio-pannello;
- h_w : altezza del pannello.
- d_w : lunghezza della diagonale del pannello.

• RISULTATI OTTENUTI DALL'ANALISI PUSHOVER

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi pushover per i livelli di indice di rischio pari al 60%, 80%, 100%. I risultati sono riportati in termini di confronto fra il modello a "telaio nudo" e il modello a "telaio tamponato" con blocchi in calcestruzzo aerato autoclavato.

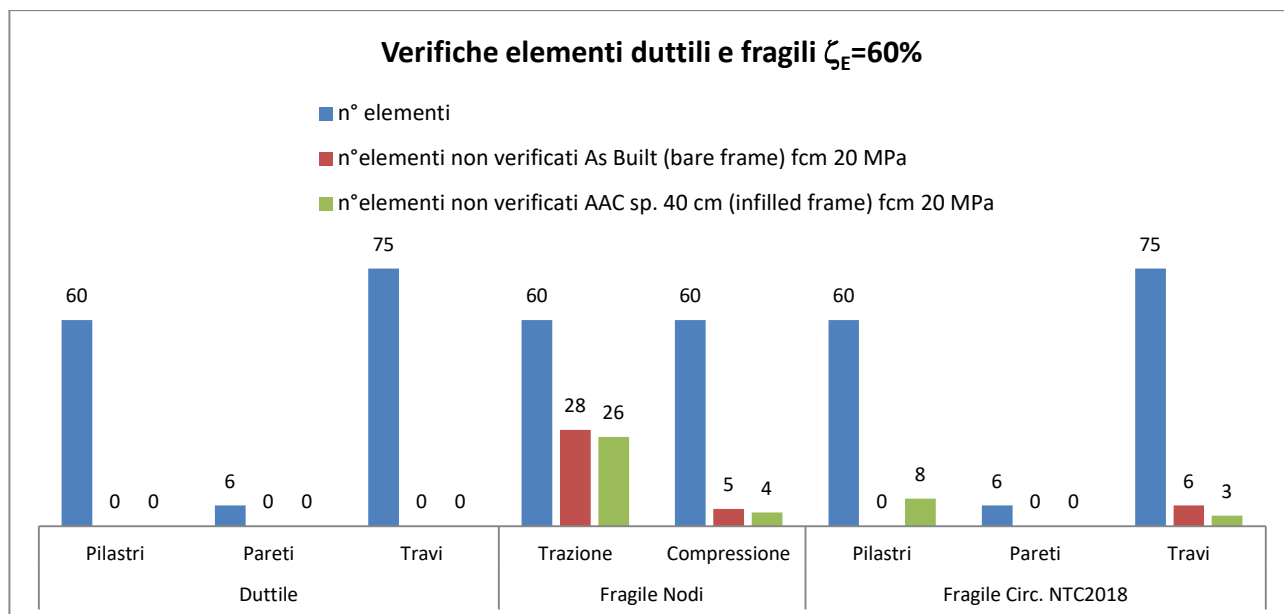


Figura 4.24: Confronto elementi non verificati per $\zeta_E=60\%$.

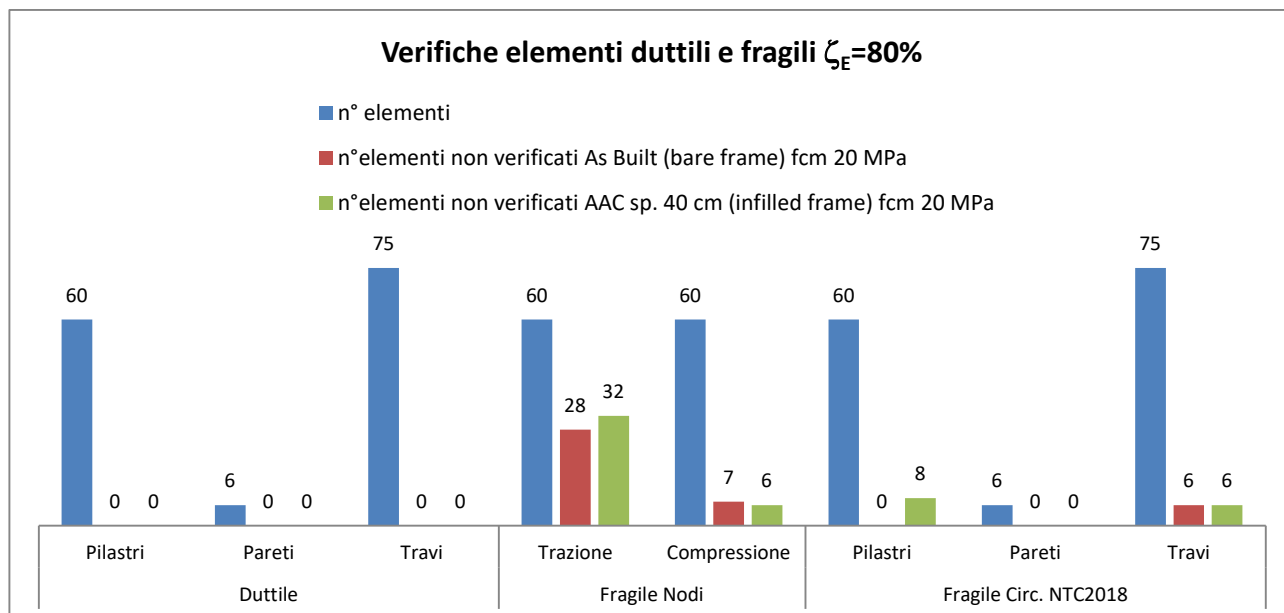


Figura 4.25: Confronto elementi non verificati per $\zeta_E=80\%$.

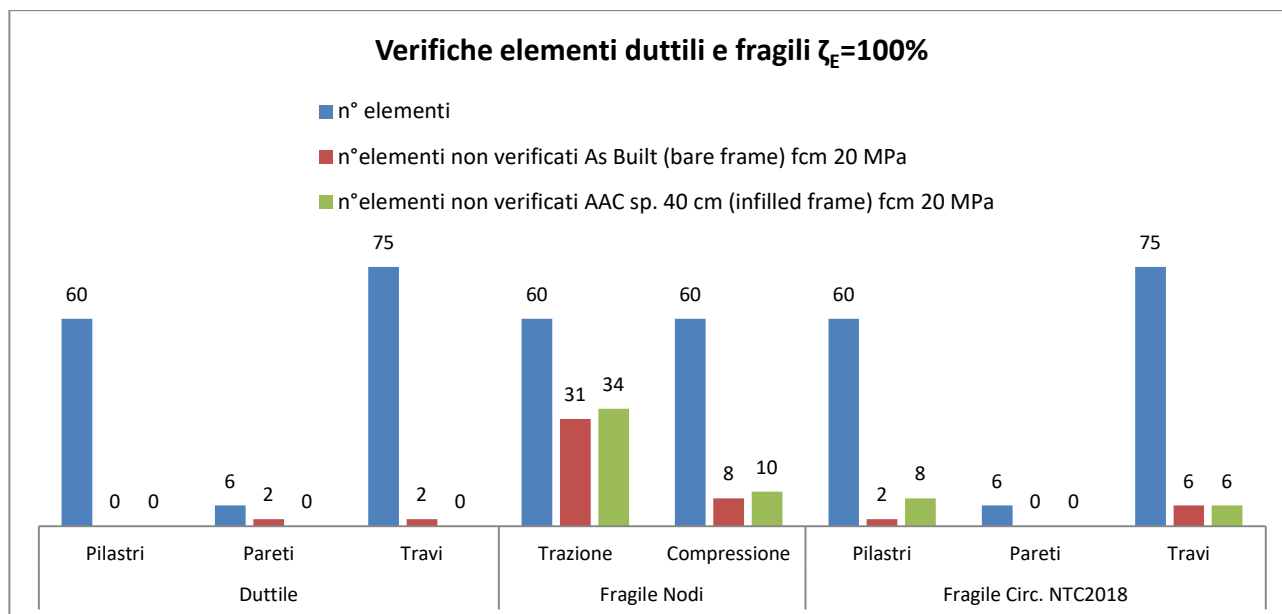


Figura 4.26: Confronto elementi non verificati per $\zeta_E = 100\%$.

Il confronto tra elementi non verificati per telaio nudo e telaio tamponato mostra che, modellando le tamponature e utilizzando il calcestruzzo aerato autoclavato, si risolvono le crisi duttili della struttura per indice di rischio pari al 100% della domanda.

Come si può notare, l'adozione del calcestruzzo aerato autoclavato non elimina le crisi fragili relative ai nodi, alle travi e ai pilastri; per cui a tale intervento si associa l'utilizzo di materiali compositi in CFRP per eliminare le crisi fragili.

- NODI

Come evidenziato in Figura 4.5, i nodi interessati dall'intervento sono sia quelli perimetrali che quelli interni; nello specifico, le modalità di esecuzione degli interventi sono quelle riportate nelle linee guida ReLUIIS per il rinforzo strutturale [13], rappresentate in Figura 4.14 Figura 4.15 e di seguito sintetizzate:

- Rinforzo a taglio della sommità del pilastro mediante fasce diagonali in tessuto uniassiale SFRP per prevenire crisi derivanti dall'azione della tamponatura adiacente;
- Rinforzo a taglio dei nodi mediante applicazione di tessuto in fibra di carbonio quadriassiale CFRP (grammatura 760 g/m^2) esteso per 200 mm all'estremità delle travi concorrenti nel nodo;
- Ancoraggio con fiocchi in CFRP (di lunghezza 300 mm) inghisati nella trave.
- Rinforzo dell'estremità del pilastro convergente nel nodo mediante tessuto uniassiale in CFRP, per prevenire crisi taglianti;

- Rinforzo dell'estremità della trave convergente nel nodo mediante tessuto uniassiale CFRP, per prevenire possibili crisi taglianti e migliorare l'ancoraggio del tessuto disposto sul pannello di nodo.

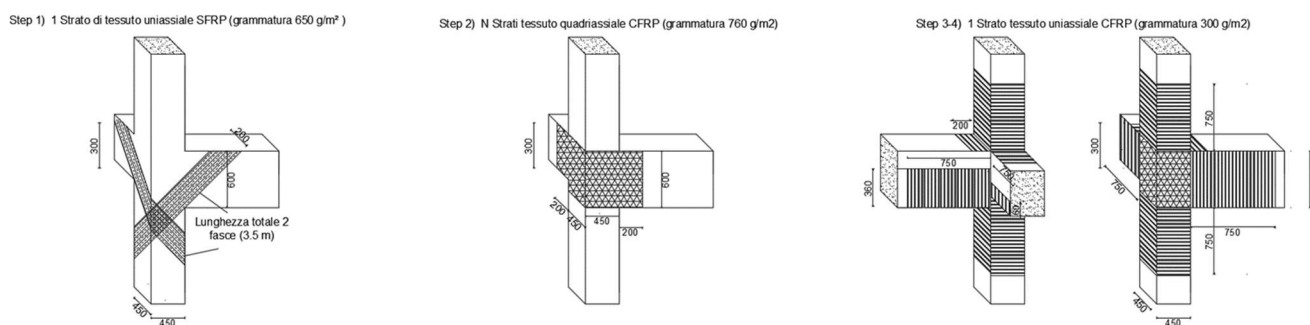


Figura 4.27: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi d'angolo.

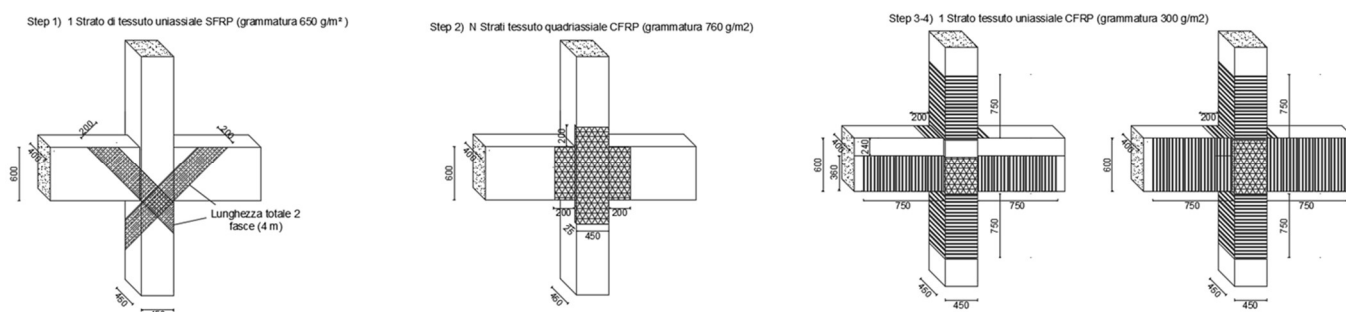


Figura 4.28: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi a croce.

E' previsto, inoltre, il confinamento di alcuni nodi mediante applicazione di un bulbo esterno in c.a., con ferri e staffe inghisati nel porzione esistente di calcestruzzo, come riportato nel paragrafo precedente e nella relativa.

- ULTERIORI INTERVENTI SU TRAVI E PILASTRI

Oltre ai controventi, fanno parte della strategia di intervento di miglioramento i rinforzi di travi e pilastri con materiale composito CFRP, così come riportato in Figura 4.41 e in Figura 4.42. Le modalità di applicazione del composito in CFRP sono quelle già esposte nel paragrafo precedente.

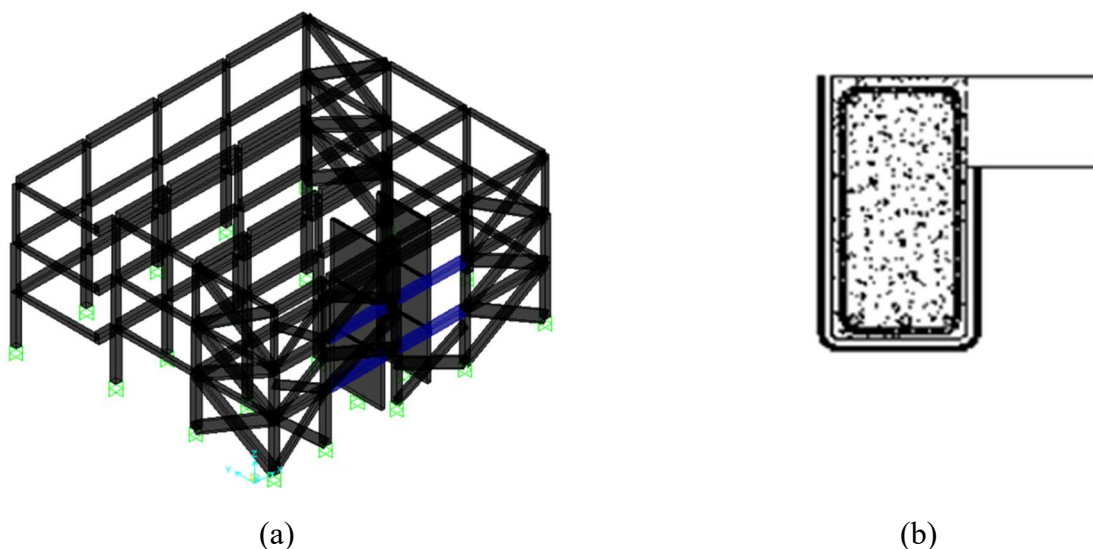


Figura 4.29: Travi da rinforzare mediante fasciatura in CFRP (a) e dettaglio di applicazione del rinforzo (b).

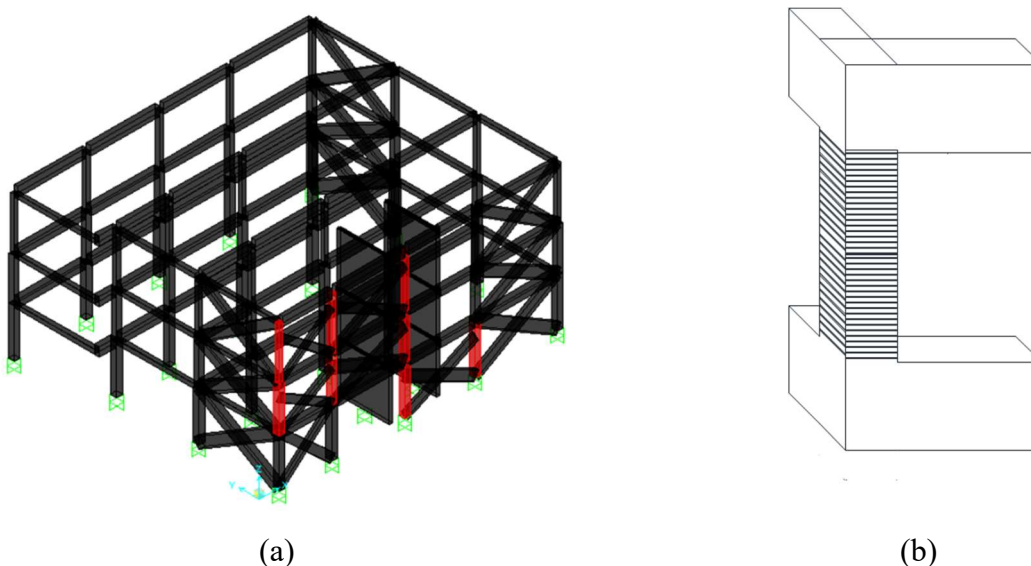


Figura 4.30: Pilastri da rinforzare mediante fasciatura in CFRP (a) e dettaglio di applicazione del rinforzo (b).

- COLLEGAMENTO E SOLIDARIZZAZIONE DELLE PARETI IN CALCESTRUZZO AERATO AUTOCLAVATO AL TELAIO ESISTENTE IN C.A.

Affinché l'intervento risulti efficace, c'è bisogno che la nuova tamponatura in AAC sia collaborante con il telaio in c.a. in maniera tale da riuscire ad assorbire e trasmettere gli sforzi di taglio a cui è sottoposta. Di seguito si riporta la procedura utilizzata per rendere tale sistema collaborante:

- 1) Il collegamento ai pilastri avviene mediante inserimento tra tamponatura e pilastro, per tutta l'altezza del pilastro, di un piatto di acciaio annegato in una malta a base perlite (tipo SIGILMALT); al piatto in acciaio sono poi saldate barre filettate $\phi 8$ inserite nei ricorsi orizzontali di malta, a giunti alterni.

- 2) Il collegamento alle travi avviene mediante squadrette metalliche 80x80x5 di lunghezza 20 cm inserite all'interno di blocchi speciali scanalati di AAC, fissate mediante sistema tipo hilti o fischer alla trave superiore e annegate all'interno di una schiuma poliuretanic, di spessore 1-2cm, posta tra l'ultima fila di blocchi e la trave superiore.
- 3) In corrispondenza delle aperture, porte o finestre, è necessario prevedere irrigidimenti verticali (consistono in speciali blocchi cavi all'interno dei quali vengono disposti tondini di acciaio e calcestruzzo) e irrigidimenti orizzontali (blocchi a canaletta riempiti di calcestruzzo e barre di armatura, a formare una travetta superiore all'apertura); al di sotto dell'apertura, orizzontalmente, viene inserita una barra $\phi 8$ per tutta la lunghezza della tamponatura.
- 4) Infine, una volta realizzata la tamponatura, si ricopre il tutto mediante uno strato di spritz-beton di spessore 5 cm.

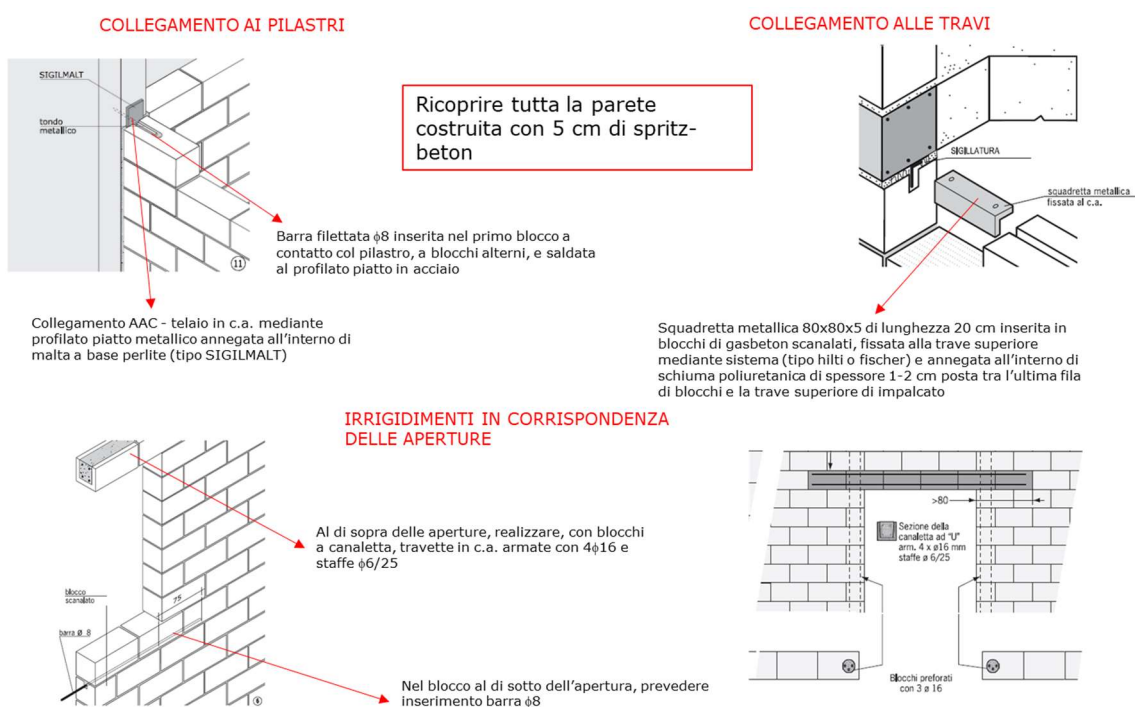


Figura 4.31: Collegamento della tamponatura in AAC alla struttura in c.a.

- TAMPONATURE RESTANTI IN LATERIZIO

Per quanto riguarda le tamponature perimetrali in direzione X, che come spiegato in precedenza, non vengono sostituite, come si può notare in Figura 4.54, sono stati applicati dei sistemi di antiribaltamento costituiti da reti in FRP immerse in matrice inorganica fissate ai focchi in acciaio inghisati al lembo inferiore della trave. Tutto ciò si rende necessario per evitare possibili ribaltamenti della tamponatura, fuori dal proprio piano, a seguito di azioni sismiche agenti in direzione ortogonale al proprio piano.

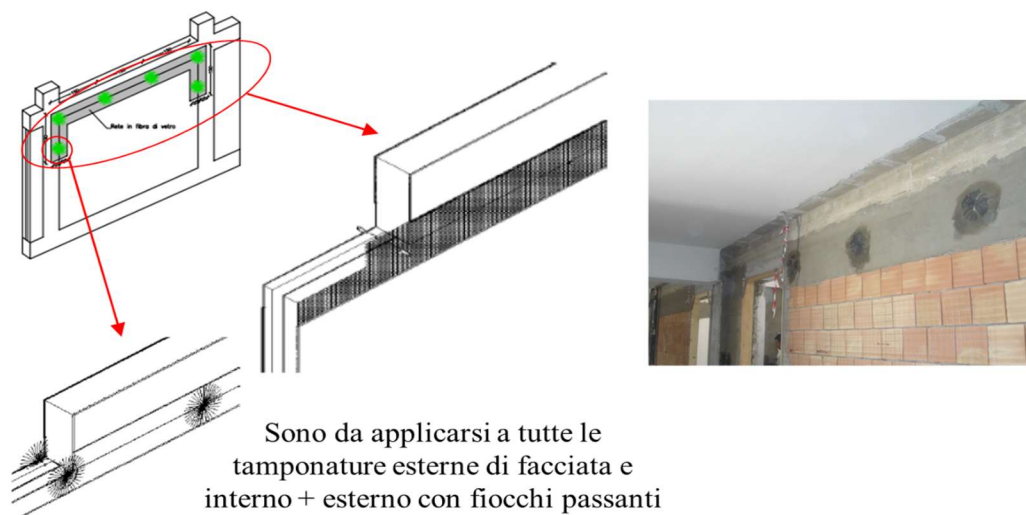


Figura 4.32: Sistema antiribaltamento tamponature.

4.2.1.1 CLASSE DI RISCHIO

A seguito degli interventi realizzati, applicando il metodo convenzionale, si perviene alla definizione di una classe di rischio *A*, come si può notare in Figura 4.33.

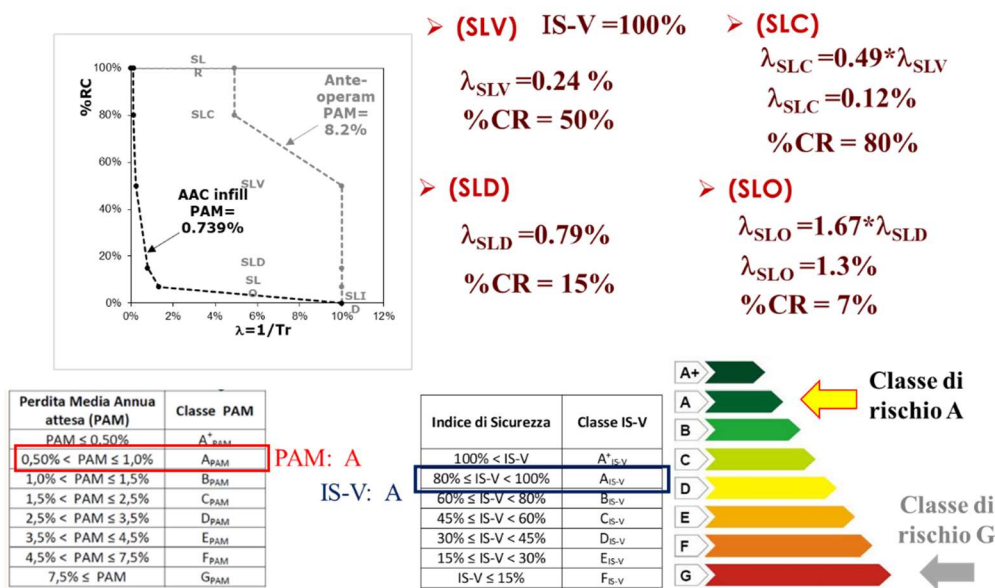
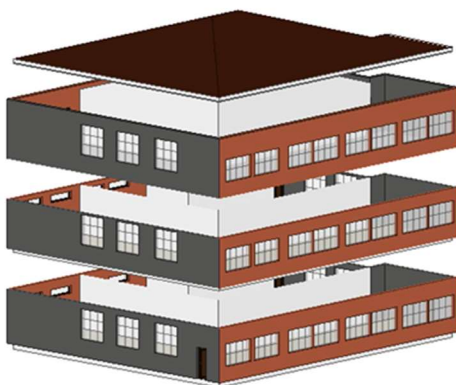


Figura 4.33: Classe di rischio sismico.

- INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Tali interventi sono da intendersi in aggiunta a quelli proposti nel paragrafo degli interventi locali effettuati solo dall'esterno:

1. Inserimento delle pareti in calcestruzzo aerato autoclavato con blocchi di spessore 40 cm per i primi due piani e 30 cm per l'ultimo.



2. *Isolamento termico delle pareti verticali, in direzione X, a cassa vuota confinanti attraverso cappotto termico esterno dello spessore di 8 cm: trasmittanza termica da 1.1 W/m²K a 0.27 W/m²K;*



3. *Correzione dei ponti termici derivanti da interventi strutturali e rifacimento di porzioni murarie utilizzando materiali con elevata resistenza termica.*
4. *Sostituzione dei corpi illuminanti con sistemi LED ad alta efficienza.*



E nel caso di impianti di riscaldamento centralizzato:

5. *Installazione di due pompa di calore aria-acqua (raffreddata ad aria) in alternativa alla caldaia ad alto rendimento;*



6. *Installazione di pannelli fotovoltaici in silicio polii-cristallino: potenza elettrica circa 13 kW;*



Con tali interventi si passa dalla classe energetica F ad A3.

4.2.1.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale (comprese le opere di demolizione e ripristino delle finiture) ed energetico. Gli interventi considerati sono l'inserimento di pareti in calcestruzzo aerato autoclavato, l'eventuale ringrosso delle fondazioni, il rinforzo dei nodi (si è deciso di rinforzare con n. 1 strato di CFRP anche i nodi esterni che risultavano verificati dal calcolo), dei pilastri e delle travi mediante materiali compositi di tipo CFRP con grammatura e numero di strati come descritto in precedenza, il rinforzo della parte sommitale del pilastro mediante compositi in SFRP, l'inserimento del sistema antiribaltamento delle tamponature; l'isolamento termico della copertura, la sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio e delle valvole termostatiche, l'installazione di pannelli fotovoltaici e di nuovi corpi illuminanti con tecnologia LED e l'inserimento del cappotto termico per le pareti non interessate dall'intervento di sostituzione con calcestruzzo aerato autoclavato. Di seguito si riporta in Tabella 4.7 il riepilogo dei costi di intervento suddivisi per opere strutturali, opere di demolizione e ripristino finiture ed opere di efficientamento energetico, computati valutando separatamente gli oneri per la sicurezza. I costi

sono stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile ed in funzione della volumetria dell'edificio.

Tabella 4.5: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento globale.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
	OPERE CIVILI	[€]	[m ²]	[m ³]	€/m ²	€/m ³
Livello III - AAC	Opere strutturali	134,500	1200	3,600	112.08	37.36
	Opere di demolizione e ripristino finiture	77,000			64.17	21.39
	Pareti in calcestruzzo cellulare	82,800			69.00	23.00
	Fondazioni	77,250			64.38	21.46
	Parziale strutturale	294,300			309.63	103.21
	Opere di efficientamento energetico	289,800			241.50	80.50
	Oneri della sicurezza (PSC)	24,000			20.00	6.67
	TOTALE INTERVENTI	661,350			571.13	190.38

4.2.2 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI SISTEMI DI CONTROVENTAMENTO

Nei casi in cui si voglia optare per livelli prestazionali elevati, quali ad esempio l'adeguamento sismico dal punto di vista strutturale o livelli di efficienza energetica elevati come quelli corrispondenti alle classi A1-A3 secondo la classificazione energetica [14] è spesso necessario ricorrere ad interventi molto invasivi che riguardino parti sostanziali dell'edificio esistente. Nel caso studio in esame, per quanto riguarda l'aspetto strutturale, sono proposti interventi con controventi eccentrici (*eccentric bracing* (EB)) con *link* verticali, in combinazione con interventi di rinforzo locale con materiali compositi. Gli obiettivi dell'intervento sono: (i) migliorare la risposta sismica strutturale; (ii) proteggere le tamponature da elevati stati di danneggiamento, ottenendo così una migliore risposta sismica della struttura anche per terremoti di bassa intensità (più frequenti) con conseguente diminuzione significativa delle perdite economiche annue attese; (iii) incremento della duttilità dell'intero sistema strutturale.

Per quanto riguarda l'aspetto energetico, dal momento in cui si è deciso di intervenire sulla struttura con rinforzi più invasivi che proteggono anche i componenti non strutturali da possibili danni, si è deciso di inserire miglioramenti energetici significativi, di pari grado di invasività, in conseguenza del fatto che in questo caso l'aumento del valore esposto non comporta perdite annue maggiori. Si tratta di interventi che coinvolgono più del 50% dell'involucro edilizio. Nello specifico, gli interventi energetici proposti, in associazione a quelli già visti per gli interventi locali, sono relativi alla riduzione dei ponti termici tra trave e pilastro mediante l'introduzione di cappotti termici, alla

installazione di pannelli fotovoltaici e di pompe di calore ad alta efficienza. Si procede ora, ad analizzare nel dettaglio i singoli interventi.

- ANALISI DELLO STATO DI FATTO

L'analisi dello stato di fatto rappresenta il punto di partenza nella progettazione dell'intervento di rinforzo. In particolare, un'accurata analisi della risposta del sistema nello stato di fatto permette al progettista di valutare le criticità presenti e valutare al meglio il tipo di intervento necessario. L'analisi dello stato di fatto inizia con la valutazione della risposta elastica (modi e frequenze proprie di vibrazione). Con riferimento al caso studio, la Figura 4.34 riporta i primi 3 modi di vibrare e, per ciascun modo, il periodo e la massa partecipante. I primi due modi di vibrare mostrano un forte accoppiamento di traslazione orizzontale (in direzione X) e di rotazione intorno all'asse verticale (Z) del generico impalcato. Pertanto, l'edificio presenta un comportamento irregolare. Il terzo modo è caratterizzato da una prevalente traslazione in direzione Y. Tale comportamento è da associare alla presenza delle pareti di taglio agenti in direzione Y, le quali forniscono sufficiente rigidità torsionale quando la spinta laterale è prevalente in direzione Y, mentre sono inefficaci per le traslazioni in direzione X. In aggiunta, le masse partecipanti dei primi tre modi risultano inferiori (specialmente per il primo e il secondo modo) al limite di 85%, sotto il quale non è possibile descrivere la risposta dinamica del sistema come prevalentemente influenzata da un unico modo di vibrare (e utilizzare, eventualmente, un'analisi statica equivalente). In base a tale osservazione, il primo criterio per il progetto dei controventi è la regolarizzazione della risposta strutturale.

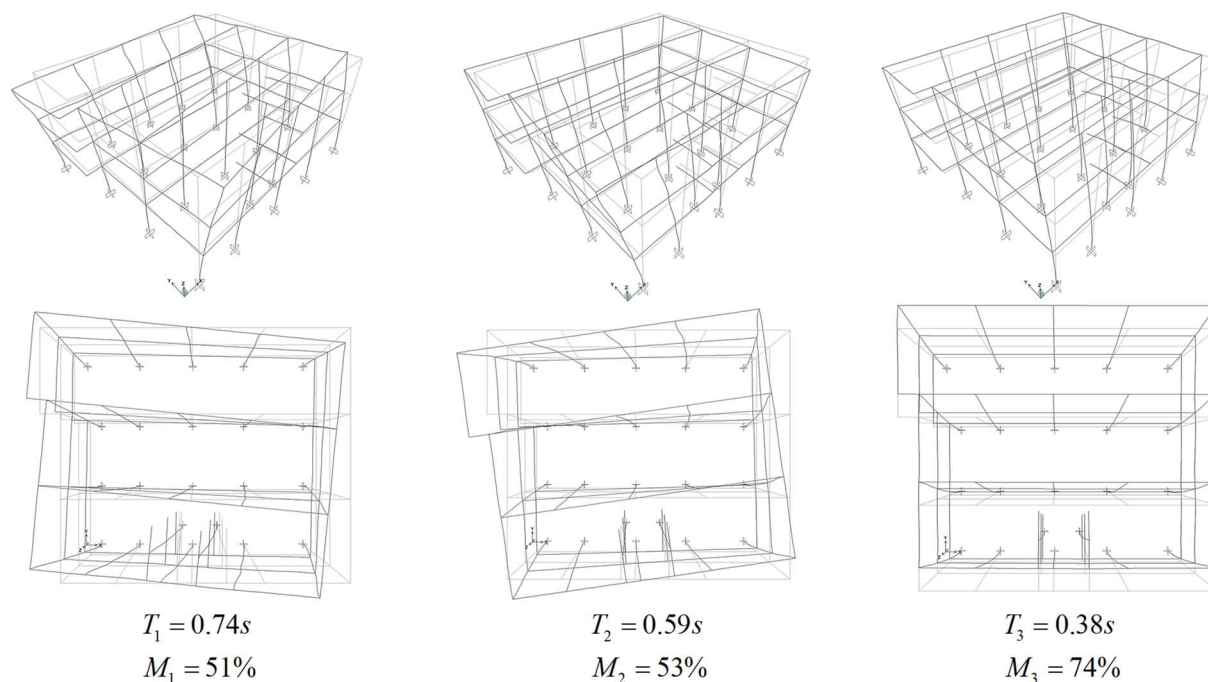


Figura 4.34: Modi di vibrare principali.

Nella Figura 4.35 si riportano il numero degli elementi strutturali (travi, pilastri e nodi) costituenti il fabbricato ed il numero di elementi non verificati per una azione sismica pari all'azione di domanda. Le verifiche di resistenza a taglio di travi e pilastri sono state eseguite con diverse formulazioni, nel seguito si tiene conto della formulazione riportata in Circolare esplicativa delle NTC2018.

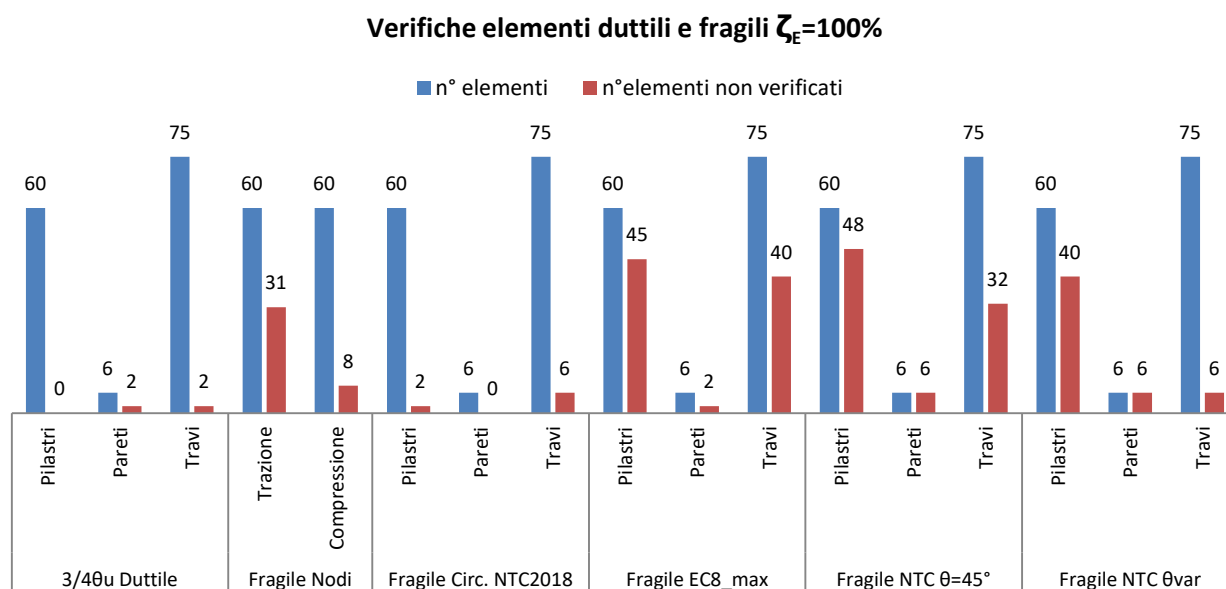


Figura 4.35: Elementi non verificati allo stato di fatto.

• OBIETTIVI DELL'INTERVENTO

L'intervento mira a ottenere i seguenti risultati:

- Regularizzare la risposta della struttura fornendo rigidità torsionale aggiuntiva. La risposta elastica iniziale (modi di vibrare) può essere un'utile guida in tale processo.
- Ridurre il grado di danneggiamento degli elementi non strutturali, quali le tamponature, con conseguente riduzione delle perdite economiche attese.
- Ridurre le sollecitazioni sugli elementi strutturali per ottenere $\zeta_E > 60\%$ o addirittura adeguamento sismico ($\zeta_E = 100\%$).

• CONTROVENTI ECCENTRICI (EB) CON LINK VERTICALI

Come già accennato in precedenza, il sistema scelto ai fini dell'intervento strutturale consta dell'inserimento di controventi eccentrici con *link* verticali. I *link* sono progettati come elementi dissipativi, in modo da limitare le azioni trasmesse agli elementi strutturali in c.a. esistenti, operando al contempo come limitatori degli spostamenti complessivi richiesti all'edificio in virtù dell'aumento di rigidità e resistenza globale. La Figura 4.36 fornisce uno schema concettuale del sistema utilizzato. All'estremo superiore, l'elemento verticale *link* risulta collegato alla trave del telaio in c.a. esistente. All'estremo inferiore, il *link* è collegato ad un sistema di diagonali, le

quali sono a loro volta collegate ai nodi del telaio in c.a. esistente. L'elemento *link* è il fusibile del sistema strutturale aggiuntivo, e può essere progettato per plasticizzare a taglio, a flessione, oppure con meccanismo intermedio. Nel caso studio in esame, si è scelto un sistema con *link* “corti”, cioè tale che la plasticizzazione si sviluppi per effetto dello sforzo di taglio. In genere, questa scelta è la migliore perché consente di ottenere (i) maggiore rigidezza, (ii) maggiore duttilità del *link*, (iii) maggiore luce libera sotto le diagonali. Le diagonali del controvento sono progettate nel rispetto dei classici principi di gerarchia delle resistenze, come per edifici nuovi con struttura in acciaio a controventi eccentrici (EB).

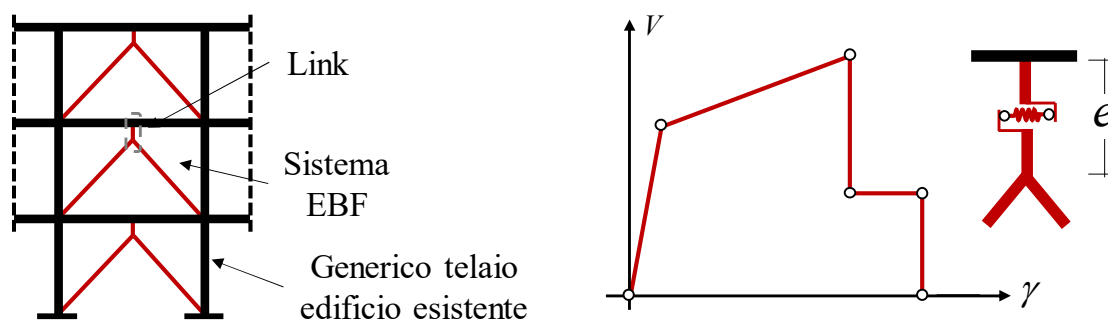


Figura 4.36: Sistema utilizzato e relativa risposta non lineare del link.

- FASI PROGETTUALI

Le fasi di progetto possono essere riassunte come descritto nella lista seguente.

1. Scelta della disposizione planimetrica dei controventi, ai fini della regolarizzazione della risposta strutturale. Nel caso studio, i controventi sono stati posizionati sul perimetro dell'edificio, in modo da (i) massimizzare il contributo di rigidezza torsionale e (ii) combinare l'intervento di miglioramento strutturale con un eventuale intervento di miglioramento energetico. Inoltre, per minimizzare i costi, si è cercata una soluzione con “pochi” campi controventati, compatibilmente con le sezioni necessarie per i nuovi elementi strutturali in acciaio.
2. Dimensionamento di *link* e diagonali, al fine di garantire rigidezza e resistenza del sistema strutturale complessivo (cioè, struttura esistente in c.a. con l'aggiunta dei controventi) che consentano di raggiungere la condizione di “adeguamento sismico” considerando solo le possibili crisi duttili della struttura esistente in c.a. (cioè, attingimento della capacità di rotazione plastica della cerniera plastica più impegnata). Le possibili crisi fragili nella struttura esistente sono rimosse con gli interventi di rinforzo locale. Le crisi fragili nel sistema di controvento in acciaio sono escluse con l'applicazione dei criteri di gerarchia delle resistenze.
3. Analisi non-lineare statica (*pushover*) della struttura controventata: calcolo della capacità di spostamento del sistema strutturale

4. Calcolo della domanda di spostamento derivante dall'intensità sismica relativa allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).
5. Calcolo dell'indice di rischio e verifica del raggiungimento del valore minimo richiesto ($\zeta_E > 60\%$ per intervento di miglioramento; $\zeta_E > 100\%$ per intervento di adeguamento).
6. Verifica di resistenza relativa alle crisi fragili (crisi per taglio) delle membrature in c.a. esistenti. Si utilizza lo sforzo di taglio calcolato in corrispondenza della capacità di spostamento globale valutata al punto 3). Eventuale progetto di interventi di rinforzo locale a taglio degli elementi in c.a. esistenti.

La progettazione del *link* segue alcune considerazioni ben precise. In particolare, la lunghezza dell'elemento *link*, detta eccentricità e , influisce sull'interazione flessione-taglio dell'elemento. Tale interazione delinea una variazione del comportamento dissipativo del *link* secondo lo schema illustrato con il diagramma di Figura 4.37. Si distinguono *link* "corti", "intermedi" e "lunghi": nei *link* corti la plasticizzazione è prevalentemente dovuta allo sforzo di taglio, nei *link* lunghi è prevalentemente dovuta al momento flettente, nei *link* intermedi si verifica un meccanismo misto. Il comportamento è classificato in funzione della lunghezza meccanica del link ρ , pari al prodotto dell'eccentricità per il rapporto tra la resistenza plastica a taglio e quella a flessione della sezione trasversale del *link*. I *link* corti offrono il vantaggio di una maggiore rigidezza e una maggiore duttilità. Tuttavia, *link* molto corti ($\rho < 1$) possono evidenziare incrudimenti plastici notevolmente più alti rispetto a quelli considerati dalle normative vigenti. Pertanto, il progetto della lunghezza geometrica del link, e , e della sua sezione sono stati guidati dal criterio di soddisfacimento del requisito $1 < \rho < 1.6$.

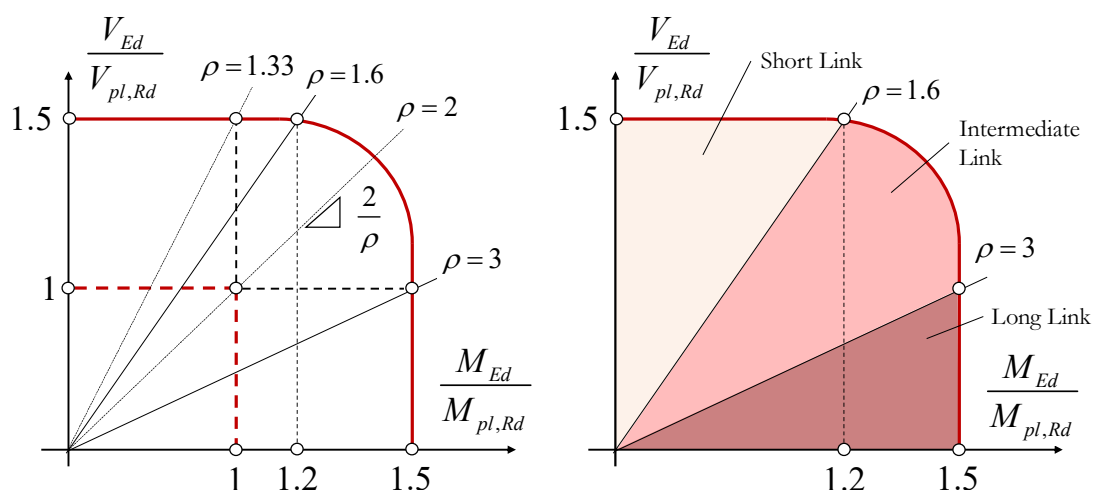


Figura 4.37: *Classificazione del link.*

- RINFORZI CON CONTROVENTI ECCENTRICI A LINK DISSIPATIVO

La Figura 4.38 mostra in vista tridimensionale il modello della struttura esistente con l'aggiunta dei controventi, questi ultimi disposti sia in direzione X che in direzione Y. Infatti, sebbene la condizione di regolarità strutturale possa essere raggiunta facendo riferimento all'inserimento di telai controventati solo in direzione X, l'analisi dello stato di fatto ha dimostrato criticità (per meccanismi duttili e fragili) anche in direzione Y. Dette criticità non consentono di raggiungere una condizione di adeguamento strutturale mediante l'utilizzo dei soli meccanismi duttili del sistema in c.a., ovvero solo con un intervento di rinforzo locale a taglio delle membrature in c.a.. Pertanto, è risultato necessario un incremento di rigidità e resistenza anche in direzione Y, tramite i controventi. Inoltre, l'inserimento di sistemi irrigidenti nelle due direzioni consente di aumentare la soglia di intensità sismica corrispondente al danneggiamento delle tamponature.

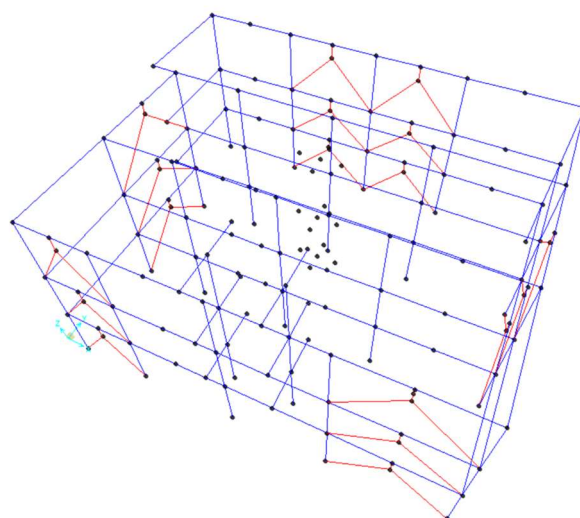


Figura 4.38: *Modello strutturale.*

Il progetto del sistema strutturale viene effettuato con acciaio S 275 ($f_y=275$ MPa) e sezioni a doppio T laminate a caldo della serie HE. Tali sezioni vengono utilizzate sia per le diagonali che per i *link*. Precisamente, sono state scelte le seguenti sezioni:

- Profili HE 140 B per i *link*;
- Profili HE 160 B per le diagonali.

Nel nodo *link*-diagonali si deve garantire un'adeguata rigidità e resistenza flessionale, affinché si possa sviluppare la resistenza flessionale del link ad entrambi gli estremi dello stesso, così da avere un diagramma di momento flettente con punto di nullo all'incirca a metà lunghezza del *link*. Progettando le diagonali di controvento in ragione del soddisfacimento della gerarchia delle resistenze flessionali rispetto al link, si ottiene in genere anche un'adeguata rigidità. La Figura 4.39 riporta lo schema strutturale utilizzato per la verifica di progetto delle diagonali.

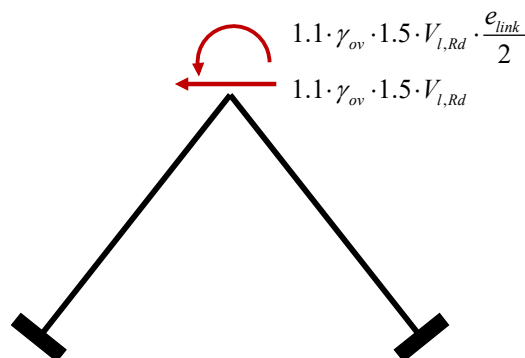


Figura 4.39: Schema di calcolo diagonali.

A seguito dell'inserimento dei controventi, si hanno comunque crisi fragili di travi pilastri e nodi che è necessario risolvere per ottenere un indice di rischio $\zeta_E \geq 100\%$.

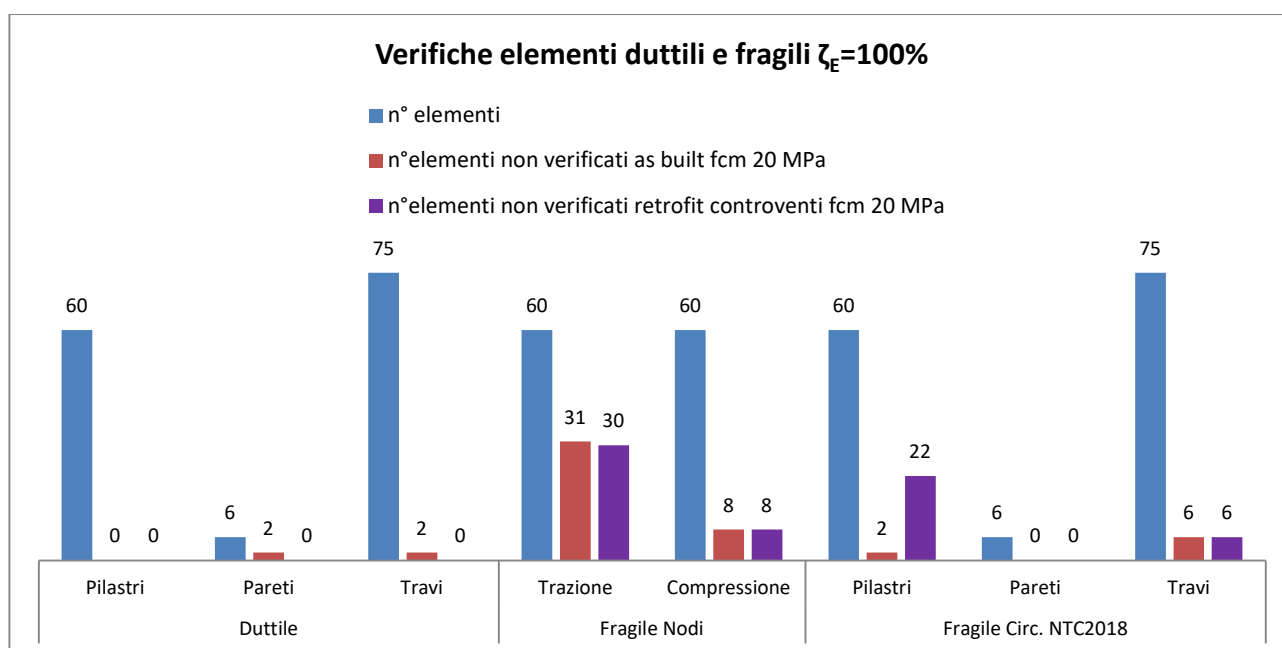


Figura 4.40: Confronto tra elementi da rinforzare pre e post-intervento di inserimento dei controventi.

Come si può notare, sono state eliminate le crisi duttili di travi e pareti; per quanto riguarda le crisi fragili, chiaramente l'inserimento dei controventi genera una sollecitazione tagliante maggiore sugli elementi interessati da questi ultimi. Di qui la regione per cui, a seguito dell'inserimento dei controventi, sono aumentati gli elementi soggetti a crisi fragile (rispetto alla configurazione *as built*). Effettuando tutti gli interventi di seguito proposti si eliminano anche tutte le crisi fragili.

- ULTERIORI INTERVENTI SU TRAVI E PILASTRI

Oltre ai controventi, fanno parte della strategia di intervento di miglioramento i rinforzi di travi e pilastri con materiale composito CFRP, così come riportato in Figura 4.41 e in Figura 4.42. Le modalità di applicazione del composito in CFRP sono quelle già esposte nel paragrafo precedente.

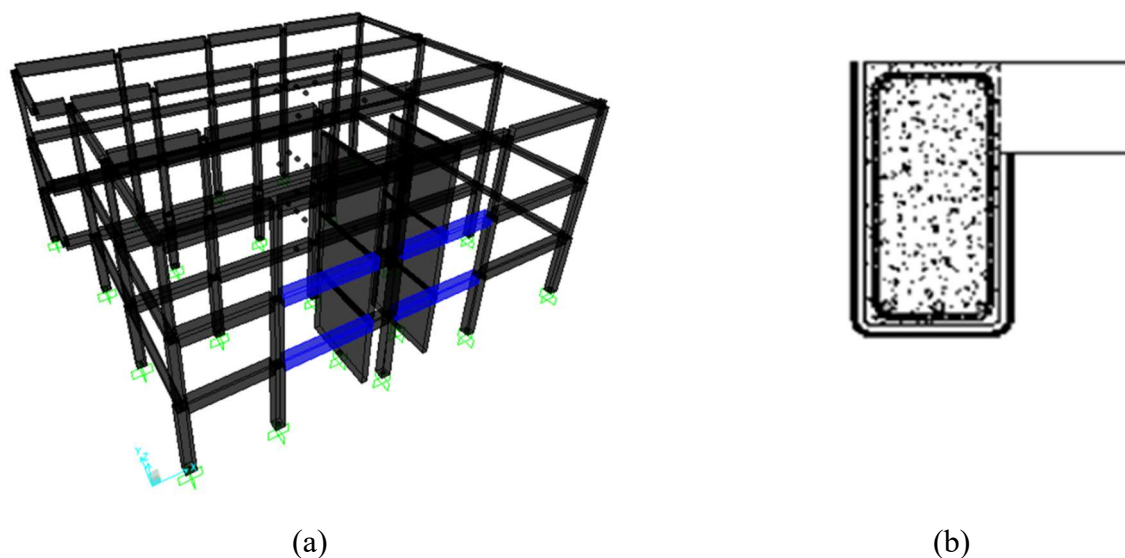


Figura 4.41: Travi da rinforzare mediante fasciatura in CFRP (a) e dettaglio di applicazione del rinforzo (b).

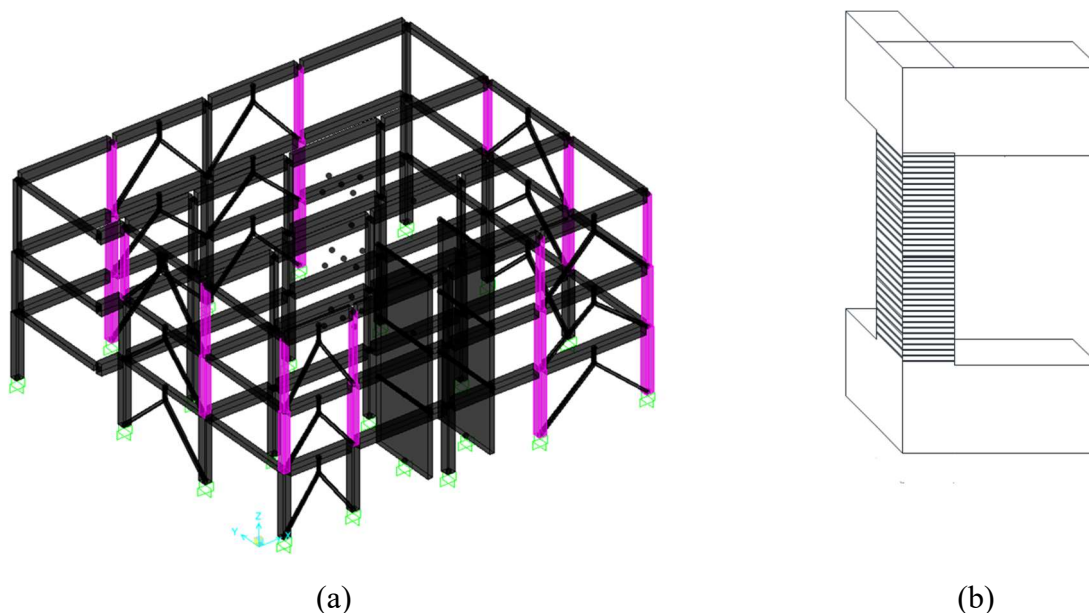


Figura 4.42: Pilastri da rinforzare mediante fasciatura in CFRP (a) e dettaglio di applicazione del rinforzo (b).

- ULTERIORI INTERVENTI SUI NODI TRAVE-PILASTRO

L'inserimento degli elementi di controvento non esula dalla necessità di dover rinforzare i nodi, sia per taglio-trazione, che per taglio-compressione. Per quanto riguarda il rinforzo taglio-trazione, esso avviene mediante l'applicazione di tessuto quadriassiale in CFRP (grammatura 760 g/m^2) e con le stesse modalità applicative già spiegate nei paragrafi precedenti. Nel caso di rinforzo per taglio-compressione si utilizzano invece dei bulbi aggiuntivi in c.a., modalità anch'essa già presentata nei paragrafi precedenti.

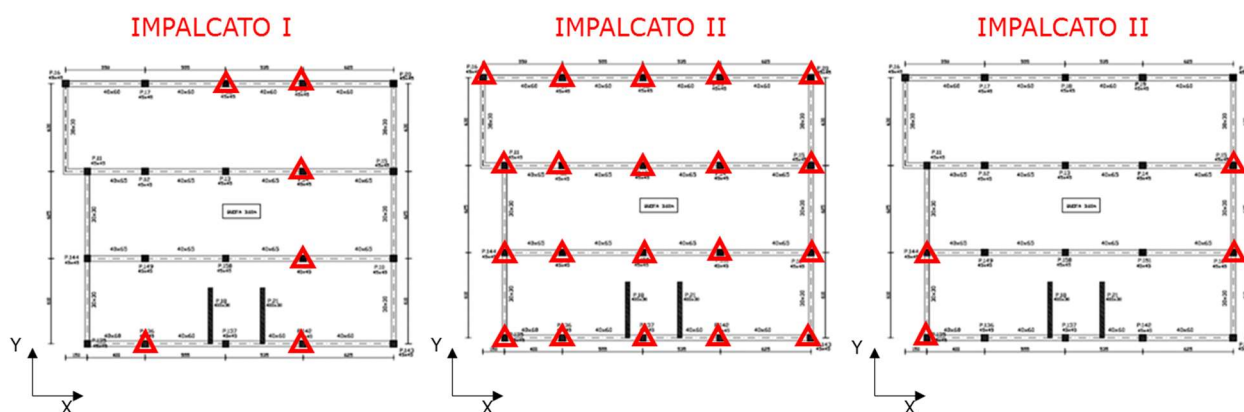


Figura 4.43: Nodi da rinforzare per taglio-trazione.

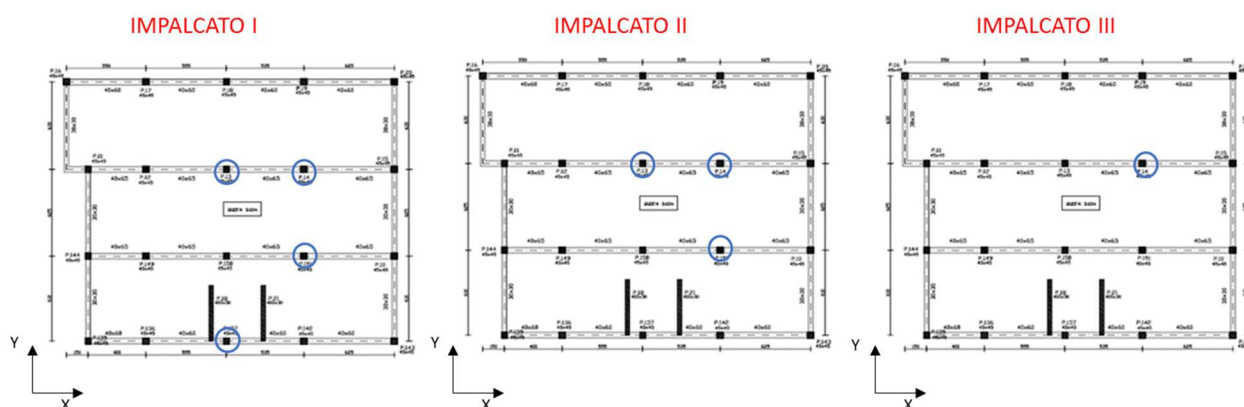


Figura 4.44: Nodi da rinforzare per taglio-compressione mediante applicazione di bulbi in c.a.

Le modalità di esecuzione degli interventi sui nodi sono quelle riportate nelle linee guida ReLUIIS per il rinforzo strutturale [13] e di seguito sintetizzate:

- Rinforzo a taglio della sommità del pilastro mediante fasce diagonali in tessuto uniassiale SFRP per prevenire crisi derivanti dall'azione della tamponatura adiacente;
- Rinforzo a taglio dei nodi mediante applicazione di tessuto in fibra di carbonio quadriassiale CFRP (grammatura 760 g/m^2) esteso per 200 mm all'estremità delle travi concorrenti nel nodo;
- Ancoraggio con fiocchi in CFRP (di lunghezza 300 mm) inghisati nella trave.
- Rinforzo dell'estremità del pilastro convergente nel nodo mediante tessuto uniassiale in CFRP, per prevenire crisi taglianti;
- Rinforzo dell'estremità della trave convergente nel nodo mediante tessuto uniassiale CFRP, per prevenire possibili crisi taglianti e migliorare l'ancoraggio del tessuto disposto sul pannello di nodo.

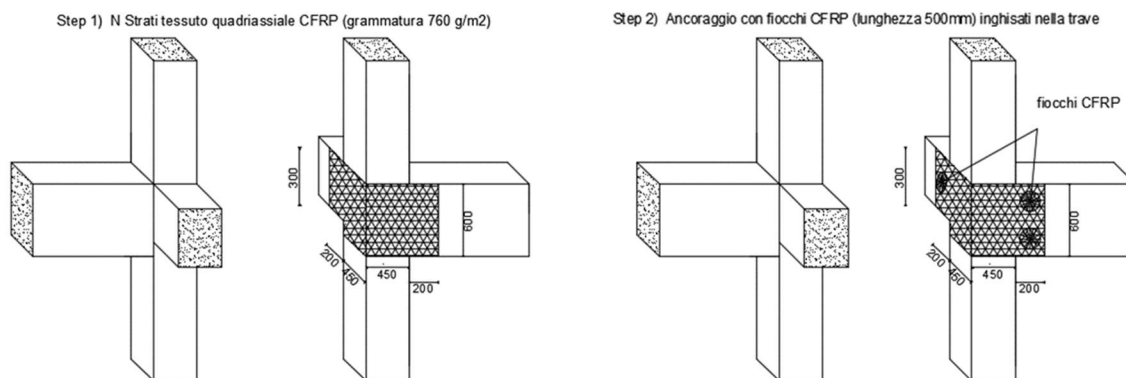


Figura 4.45: Intervento di rinforzo a taglio dal solo esterno sui nodi d'angolo.

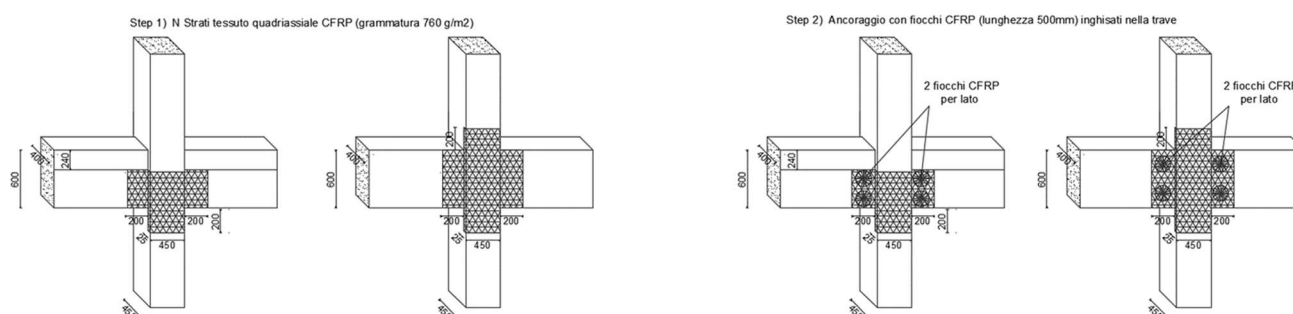


Figura 4.46: Intervento di rinforzo a taglio dal solo esterno sui nodi a croce.

E' previsto, inoltre, il confinamento di alcuni nodi mediante applicazione di un bulbo esterno in c.a., con ferri e staffe inghisati nella porzione esistente di calcestruzzo.

- **RINGROSSI DELLE FONDAZIONI**

A seguito dell'introduzione degli elementi di controvento, è stato necessario effettuare verifiche del sistema terreno-fondazione che hanno portato alla luce carenze strutturali di gran parte del sistema fondale. Si è reso necessario, dunque, procedere al ringrosso delle sezioni delle travi rovesce costituenti le fondazioni.

Di seguito si riporta una tabella relativa alle principali caratteristiche del terreno di fondazione; si precisa che, a causa della mancanza di indagini geotecniche e geologiche esaustive, le principali proprietà del terreno sono state ipotizzate affinché si potesse comunque effettuare a titolo di esempio, una verifica del sistema di fondazione esistente. Le armature della fondazione, non essendovi informazioni al riguardo, sono state calcolate secondo le norme in vigore all'epoca della progettazione (Regio Decreto 1938).

Tabella 4.6: Caratteristiche del terreno di fondazione.

TIPOLOGIA	[-]	SABBIA
CATEGORIA	[-]	B

k	[kN/m ³]	50'000
φ	[°]	32
γ	[kN/m ³]	16

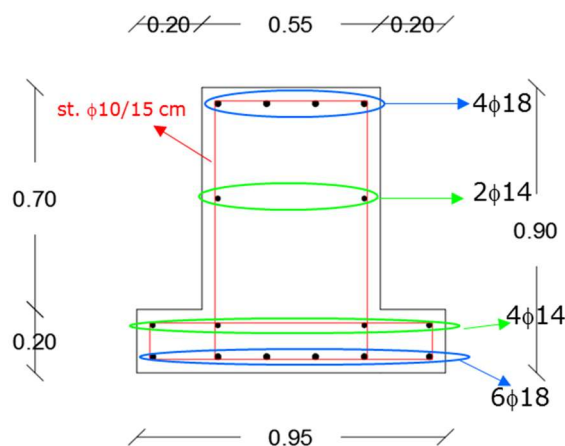
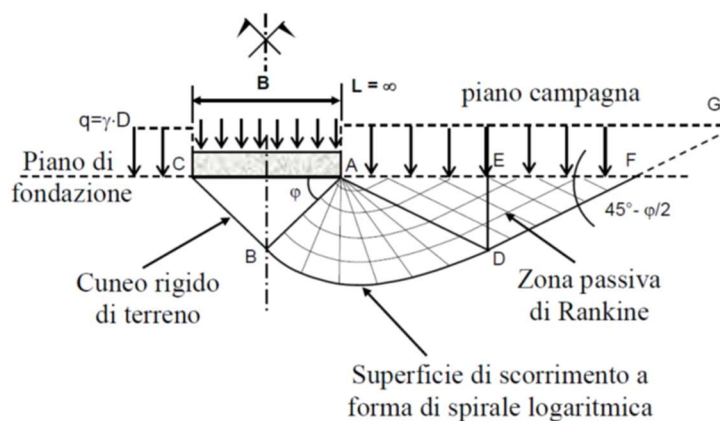


Figura 4.47: Sezione della trave di fondazione.

- VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE ESISTENTE

La verifica geotecnica ha riguardato la verifica a carico limite verticale e la verifica per scorrimento della fondazione. La verifica geotecnica è stata eseguita secondo il modello di Terzaghi. Di seguito si riporta una sintesi della verifica effettuata.

SCHEMA DI TERZAGHI



VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE

$$q_E = 187 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{lim} = 482 \text{ kN/m}^2$$

$$C/D = 2.57 > 2.3$$

VERIFICA A CARICO LIMITE PER SCORRIMENTO

$$q_E = 33.3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{lim} = 53.9 \text{ kN/m}^2$$

$$C/D = 1.62 > 1.1$$

Figura 4.48: Verifica geotecnica della fondazione.

- VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE RINGROSSATA

Come anticipato in precedenza, la verifica strutturale della fondazione esistente non risulta soddisfatta, per cui, per brevità, si procede ad evidenziare la verifica della sola fondazione ringrossata.

I ringrossi delle fondazioni hanno riguardato tutte le travi parallele alla direzione di sviluppo X della struttura, così come riportato in Figura 4.49.

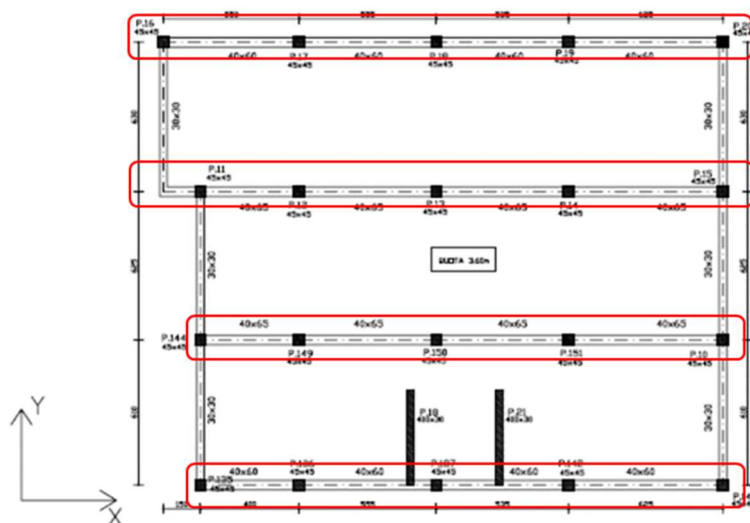
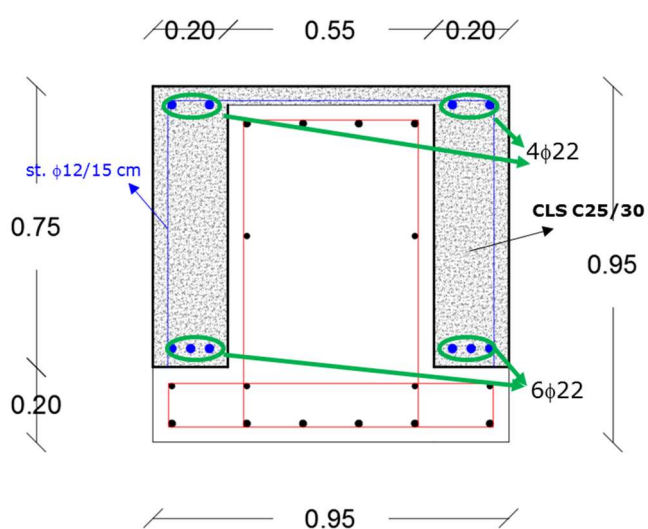


Figura 4.49: Travi di fondazione da ringrossare.

Il ringrosso sostanzialmente è consistito nell'aggiungere sulle ali della trave, due nuove sezioni in c.a., inghisate con la precedente e con all'interno nuove armature; per essere più chiari, si riporta un'immagine schematica relativa al ringrosso effettuato e la relativa verifica strutturale della sezione, che risulta essere soddisfatta.



(a)

VERIFICA A FLESSIONE

Med = 976 kNm

Mrd = 978 kNm

D/C = 0.99

VERIFICA A TAGLIO (circ. NTC2018)

Ved = 594.2 kN

Vrd = 662.7 kN

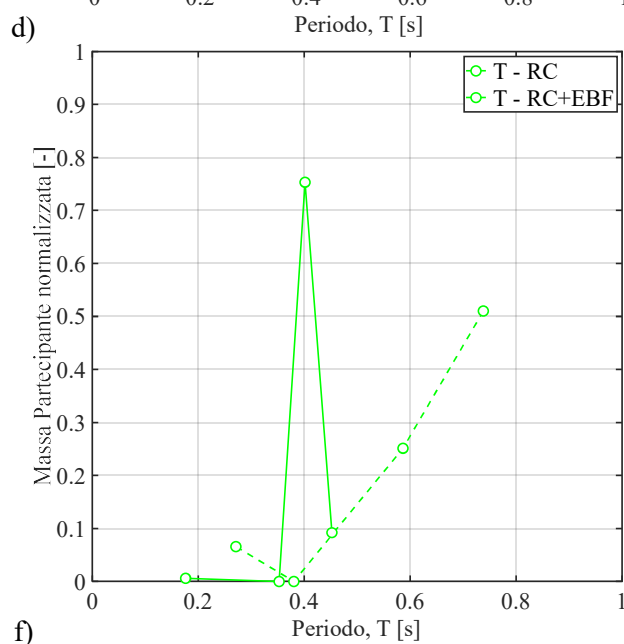
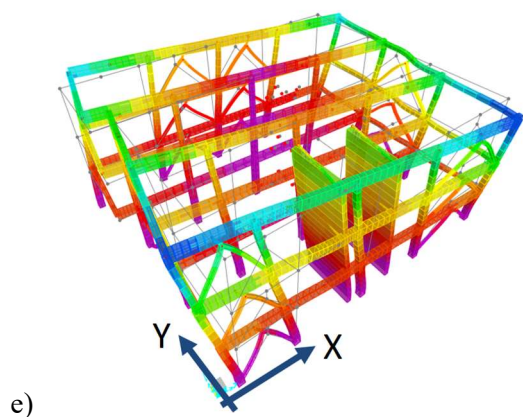
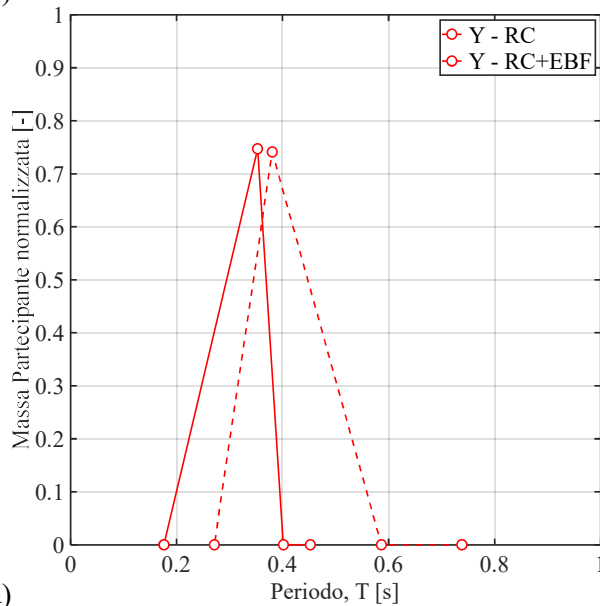
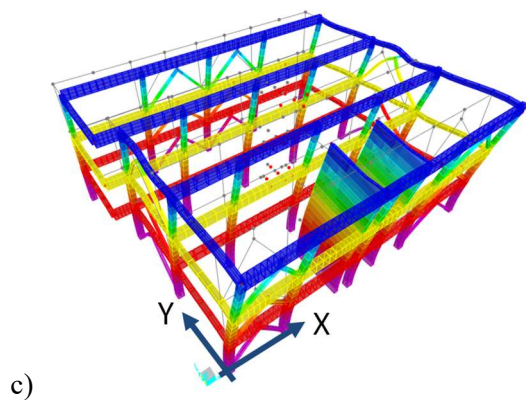
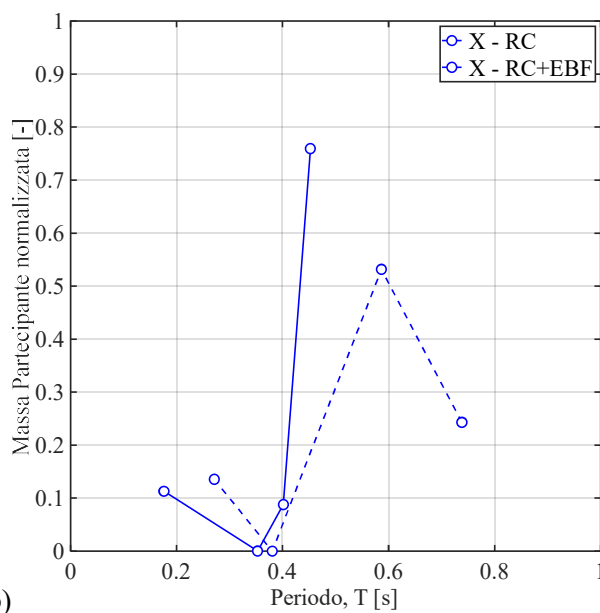
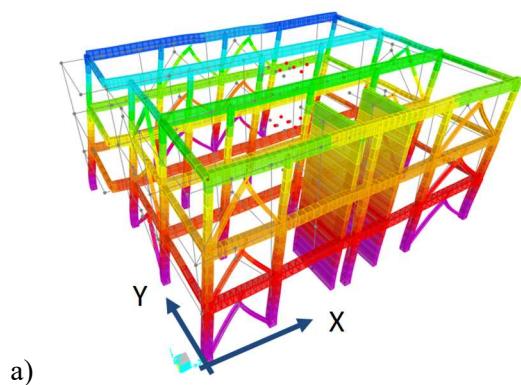
D/C = 0.90

(b)

Figura 4.50: Schema di ringrosso della trave di fondazione (a) e verifica strutturale (b).

- RISULTATI OTTENUTI DALL'INTERVENTO DI RINFORZO

In questo paragrafo sono descritti i risultati ottenuti a seguito degli interventi di rinforzo effettuati, in termini di analisi modale elastica e risposta statica non lineare. La Figura 4.51 riassume i risultati delle analisi dei modi e corrispondenti periodi di vibrazione elastica. La figura è suddivisa in una rappresentazione grafica (colonna sinistra) e una rappresentazione numerica (colonna destra). Ogni riga rappresenta una data direzione di indagine. Le Figura 4.51(a) e Figura 4.51(b) mostrano i risultati relativi alla direzione X. Come si evince dalla deformata modale, il modo di vibrare principale della struttura con i controventi mostra un significativo miglioramento rispetto allo stato di fatto, in termini di disaccoppiamento traslazione-rotazione dell'impalcato. Infatti, il modo è caratterizzato da una prevalente traslazione in direzione X. Tale risultato è confermato dalla rappresentazione numerica, la quale riporta, in funzione del periodo di vibrare, la massa partecipante normalizzata associata ad un dato modo di vibrare nella direzione di indagine (X nel caso specifico). Il grafico è stato costruito sia per la struttura nello stato di fatto (X-RC in figura) che nella condizione post-intervento (X-RC+EBF). Come si evince dal confronto, nel caso X-RC+EBF la massa partecipante mobilitata in direzione X è prevalentemente attribuita al primo modo di vibrare, a differenza di quanto accadeva nel caso X-RC. In aggiunta, la presenza del sistema di controventi eccentrici riduce il periodo del modo fondamentale a $T_1=0.45s$. Le Figura 4.51(c) e Figura 4.51(d) riportano gli stessi risultati ma con riferimento alla direzione Y. In direzione Y, non si ha una significativa variazione del comportamento strutturale a valle dell'intervento proposto, sebbene si riscontri una leggera diminuzione del periodo relativo al modo di vibrare di prevalente traslazione (Modo 3, $T_3=0.35s$). Questa differenza trova spiegazione nella presenza delle pareti in c.a., che già fornivano significativa rigidità e regolarità in direzione Y. Infine, le Figura 4.51(d) e Figura 4.51(e) mostrano i modi con rotazione intorno a Z. Anche in questo caso si osserva una riduzione del periodo (Modo 2, $T_2=0.40s$), mentre i risultati confermano quanto già detto per la direzione X, ovvero un sensibile disaccoppiamento del modo torsionale dal modo traslazionale in direzione X.



f) *Forme modali pre e post-intervento.*

La Figura 4.53 riporta i risultati delle analisi statiche non lineari (*pushover*) in direzione X e Y, con riferimento alla struttura dotata dei controventi eccentrici. Le analisi sono state effettuate considerando due distribuzioni di forze orizzontali: (i) distribuzione uniforme lungo l'altezza dell'edificio (indicata come "MASSA" nella legenda della figura) e distribuzione lineare lungo l'altezza dell'edificio (indicata come "MODO" nella legenda della figura). Per ogni considerata distribuzione di forze orizzontali, l'analisi di *pushover* è effettuata portando in conto l'effetto delle eccentricità accidentali al generico impalcato. La figura riporta anche l'identificazione della capacità di spostamento corrispondente alla prima crisi tra le seguenti:

- attingimento della capacità di rotazione allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) nella prima trave o nel primo pilastro/setto della struttura in c.a.;
- attingimento della capacità di rotazione allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) nel primo *link* della struttura in acciaio aggiuntiva.

Per confronto, nella figura vengono anche riportate le *pushover* limitanti relative alla sola struttura in c.a. esistente (indicata come "RC" nelle legende della figura) in cui non vengono considerate le crisi fragili degli elementi in c.a. È evidente l'incremento di resistenza e rigidità prodotto dai sistemi di controvento, mentre la capacità di spostamento risulta leggermente inferiore. Detta capacità di spostamento (caso RC+EBF) corrisponde all'attingimento della capacità di rotazione nel primo elemento della struttura in c.a. In altre parole, dei due criteri di crisi locali precedentemente elencati, la capacità di plasticizzazione dei *link* non risulta vincolante nella determinazione della capacità di spostamento dell'intera struttura.

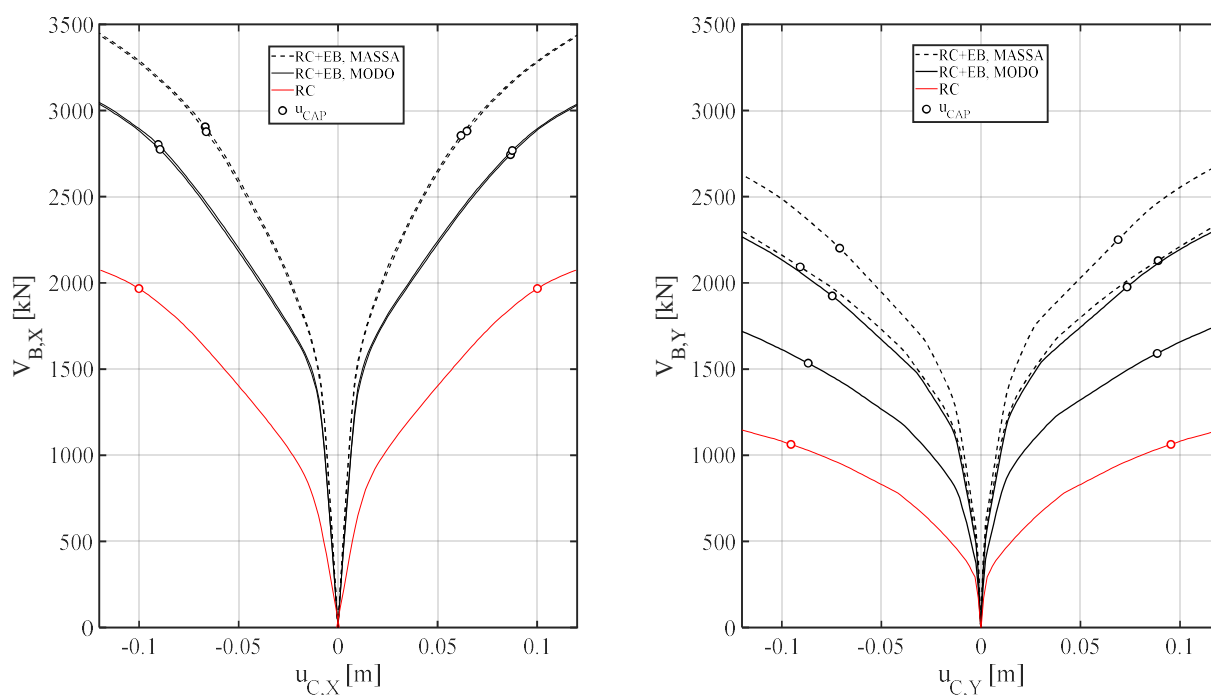


Figura 4.52: Analisi di *pushover* in direzione X e Y.

La Figura 4.53 mostra un confronto in termini di spettri di capacità, con riferimento sia alla struttura esistente migliorata con materiali compositi (RC+FRP) sia alla stessa struttura in cui si aggiunge i controventi (RC+FRP+EB). Il caso evidenziato è per spinta in direzione Y, dimostratosi essere il più gravoso per la valutazione. Il confronto degli spettri di capacità bilineari equivalenti evidenzia bene i benefici dell'intervento proposto: si ha aumento di rigidezza, di resistenza e di duttilità globale. Gli spettri di domanda mostrati in figura sono tali che la domanda di spostamento al generico sistema strutturale sia pari alla corrispondente capacità. Il rinforzo mediante l'utilizzo di soli materiali compositi (rinforzo locale, curve RC+FRP) permette di ottenere un valore di $\zeta_E = 74\%$. Il rinforzo mediante controventi, in aggiunta al rinforzo locale con i materiali compositi, consente alla struttura di "resistere" a terremoti con periodo di ritorno $T_R=712$ anni, con un valore di accelerazione di picco al suolo pari a $PGA_C=0.245$ g. In questo caso si ottiene $\zeta_E = 100\%$, ovvero adeguamento strutturale.

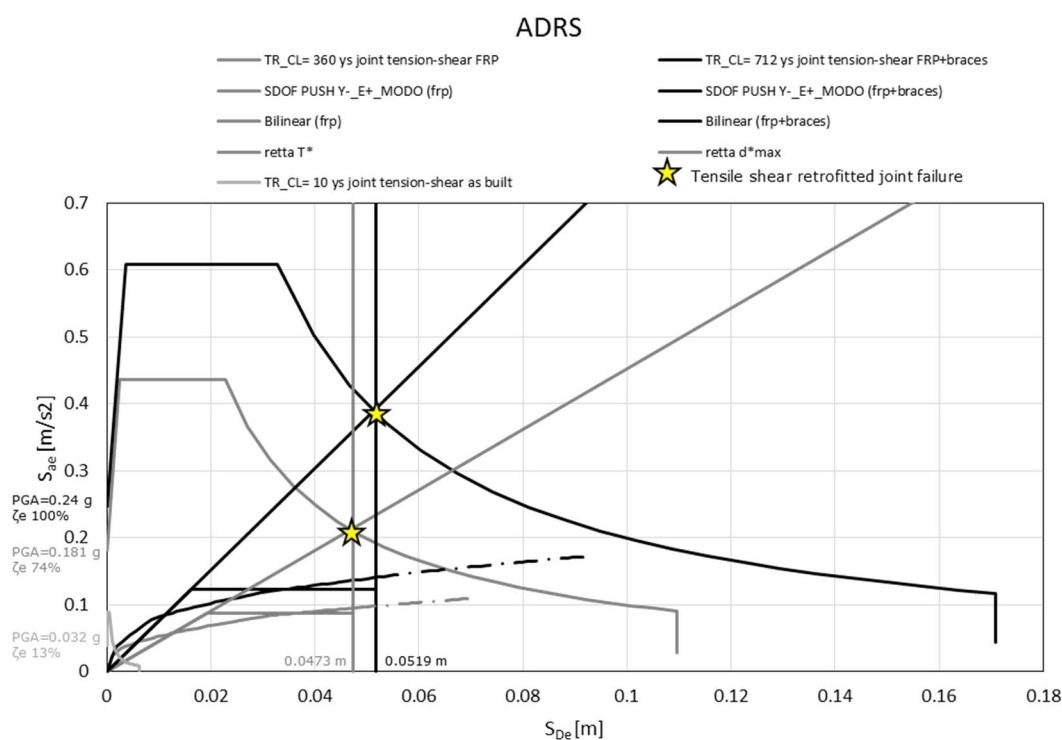


Figura 4.53: Confronto tra indici di rischio minimi as built, interventi locali e interventi di miglioramento.

- TAMPONATURE

Per quanto riguarda le tamponature perimetrali, come si può notare in Figura 4.54, sono stati applicati dei sistemi di antiribaltamento costituiti da reti in FRP immerse in matrice inorganica fissate fionchi in acciaio inghisati al lembo inferiore della trave. Tutto ciò si rende necessario per evitare possibili ribaltamenti della tamponatura, fuori dal proprio piano, a seguito di azioni sismiche agenti in direzione ortogonale al proprio piano.

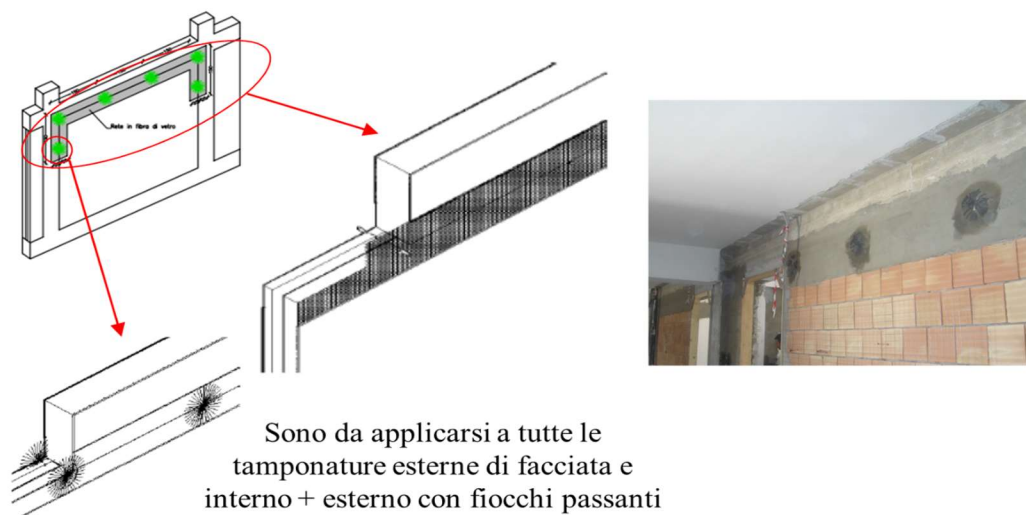
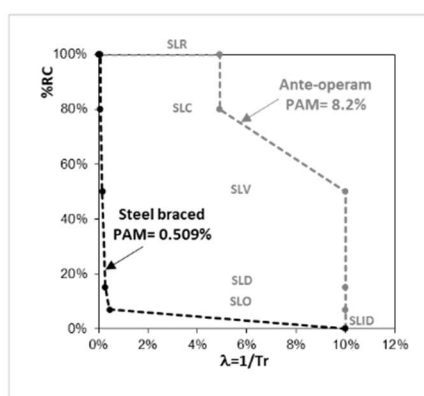


Figura 4.54: Sistema antiribaltamento tamponature.

4.2.2.1 CLASSE DI RISCHIO

A seguito degli interventi realizzati, applicando il metodo convenzionale, si perviene alla definizione di una classe di rischio *A*, come si può notare in Figura 4.55.



- (SLV) IS-V = 100% ➤ (SLC)
 - $\lambda_{SLV} = 0.14 \%$
 - $\%CR = 50\%$
 - $\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV}$
 - $\lambda_{SLC} = 0.07\%$
 - $\%CR = 80\%$
- (SLD)
 - $\lambda_{SLD} = 0.26\%$
 - $\%CR = 15\%$
- (SLO)
 - $\lambda_{SLO} = 1.67 * \lambda_{SLD}$
 - $\lambda_{SLO} = 0.44\%$
 - $\%CR = 7\%$

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0.50\%$	A ⁺ _{PAM}
$0.50\% < PAM \leq 1.0\%$	A _{PAM}
$1.0\% < PAM \leq 1.5\%$	B _{PAM}
$1.5\% < PAM \leq 2.5\%$	C _{PAM}
$2.5\% < PAM \leq 3.5\%$	D _{PAM}
$3.5\% < PAM \leq 4.5\%$	E _{PAM}
$4.5\% < PAM \leq 7.5\%$	F _{PAM}
$7.5\% \leq PAM$	G _{PAM}

IS-V: A+
PAM: A

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A ⁺ _{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A _{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B _{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C _{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D _{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E _{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F _{IS-V}

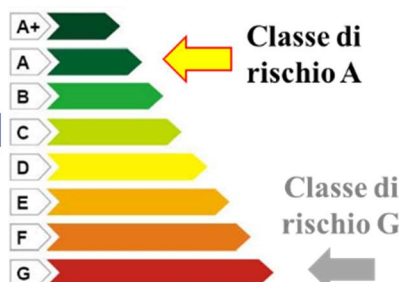


Figura 4.55: Classe di rischio sismico.

- INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Tali interventi sono da intendersi in aggiunta a quelli proposti nel paragrafo degli interventi locali effettuati solo dall'esterno:

1. *Isolamento termico delle pareti verticali a cassa vuota confinanti attraverso cappotto termico esterno dello spessore di 8 cm: trasmittanza termica da 1.1 W/m²K a 0.27 W/m²K;*



2. *Correzione dei ponti termici derivanti da interventi strutturali e rifacimento di porzioni murarie utilizzando materiali con elevata resistenza termica.*

3. *Sostituzione dei corpi illuminanti con sistemi LED ad alta efficienza.*



E nel caso di impianti di riscaldamento centralizzato:

4. *Installazione di due pompa di calore aria-acqua (raffreddata ad aria) in alternativa alla caldaia ad alto rendimento;*



5. *Installazione di pannelli fotovoltaici in silicio polii-cristallino: potenza elettrica circa 13 kW;*



Con tali interventi si passa dalla classe energetica *F* a *B*; se si effettuano interventi sugli impianti, si arriva ad una classe energetica *A2*.

4.2.2.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale (comprese le opere di demolizione e ripristino delle finiture) ed energetico. Gli interventi considerati sono l'inserimento dei controventi dissipativi, il ringrosso delle fondazioni, il rinforzo dei nodi (si è deciso di rinforzare con n. 1 strato di CFRP anche i nodi esterni che risultavano verificati dal calcolo), dei pilastri e delle travi mediante materiali compositi di tipo CFRP con grammatura e numero di strati come descritto in precedenza, il rinforzo della parte sommitale del pilastro mediante compositi in SFRP, l'inserimento del sistema antiribaltamento delle tamponature; l'isolamento termico della copertura, la sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio e delle valvole termostatiche, l'installazione di pannelli fotovoltaici e di nuovi corpi illuminanti con tecnologia LED, l'inserimento di pompe di calore. Di seguito si riporta in Tabella 4.7 il riepilogo dei costi di intervento suddivisi per opere strutturali, opere di demolizione e ripristino finiture ed opere di efficientamento energetico, computati valutando separatamente gli oneri per la sicurezza. I costi sono stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile ed in funzione della volumetria dell'edificio.

Tabella 4.7: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento globale.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
	OPERE CIVILI	[€]	[m ²]	[m ³]	€/m ²	€/m ³
Livello III	Opere strutturali	119,800	1200	3,600	99.83	33.28
	Opere di demolizione e ripristino finiture	96,000			80.00	26.67
	Controventi	82,500			68.75	22.92
	Fondazioni	44,000			36.67	12.22
	Parziale strutturale	342,300			285.25	95.08
	Opere di efficientamento energetico	332,000			276.67	92.22

	Oneri della sicurezza (PSC)	24,000		20.00	6.67
	TOTALE INTERVENTI	674,300		581.92	193.98

4.2.3 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI ESOSCHELETRI PREFABBRICATI IN C.A.

L'imponente numero di edifici esistenti in Italia senza adeguata protezione sismica richiede la definizione di tecniche di intervento sostenibili, in grado di ridurre tempi e costi, e soprattutto di limitare l'interruzione d'uso degli ambienti. Nell'ambito delle attività del **WP5 (*Interventi Integrati e Sostenibili per la Riqualificazione di Edifici Esistenti*)** la UR-UniBAS nella precedente annualità ha svolto uno studio per rendere maggiormente efficiente la tecnica dei telai ausiliari messa a punto da questa UR in passato (Manfredi et al. 2020). Tale tecnica prevede l'affiancamento di esoscheletri, ovvero di nuovi telai prefabbricati in c.a. alla struttura esistente e ad essa collegati. Partendo da questa soluzione, è stata studiata la possibilità di rendere dissipativa questo genere di tecnica di intervento, in modo da incrementare le prestazioni globali fornite ed ottimizzare quindi anche i costi di intervento connessi. Questo è stato fatto attraverso analisi non lineari su modelli strutturali semplici (portali piani) in modo da individuare i parametri che maggiormente ne influenzano il comportamento e l'efficacia nell'incrementare la capacità sismica della struttura oggetto di intervento.

Il lavoro condotto durante il primo semestre, su diversi portali, ha consentito di individuare la posizione ottimale degli elementi dissipativi all'interno degli esoscheletri, coincidente con la mezzzeria delle travi. Questo permette di massimizzare la deformazione cui sono soggetti gli elementi dissipativi (di tipo isteretico) che risulta amplificato rispetto allo spostamento interpiano (Manfredi et al. 2021). Nel portale riportato in Figura 1 si possono individuare le posizioni dei dispositivi dissipativi a taglio e flessione (cerniere S ed F) rispettivamente nella mezzzeria delle travi e alla base delle colonne, mentre tutti gli elementi strutturali in c.a. (travi, pilastri e connessioni) sono considerati elastici. I nuovi telai del sistema HPDF sono collegati alla struttura esistente mediante connettori a taglio, inghisati con resina epossidica e progettati per resistere alle forze di taglio (inerziali) che sono trasferite dalla struttura esistente ai nuovi telai. Per consentire il cinematismo dissipativo, i collegamenti devono essere tali da consentire solo gli spostamenti verticali.

In questa configurazione gli smorzatori disposti sui telai HPDF possono lavorare su grandi spostamenti, rispetto ad altri sistemi di controllo passivo (es. controventi dissipativi), infatti assumendo l'ipotesi di infinita rigidità degli elementi in c.a. del sistema HPDF, il valore di spostamento verticale dell'estremità "libera" di ciascuna trave (cioè dove è posizionato un dispositivo a taglio) è funzione del drift di interpiano e del rapporto trala luce della trave e l'altezza della colonna.

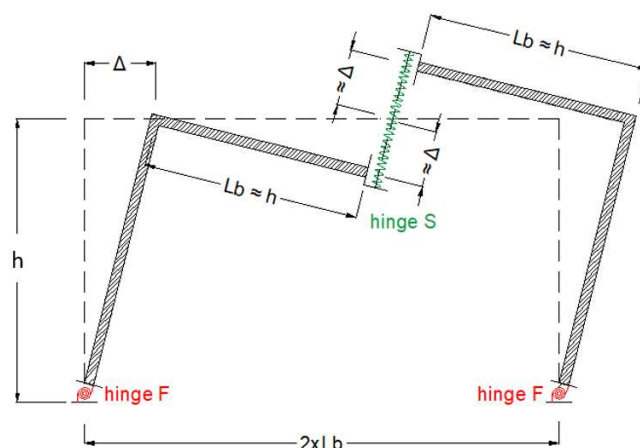


Figura 4.56: Posizione delle cerniere a flessione (F) e a taglio (S) per un telaio a un piano a una campata.

Ne consegue che, considerando le dimensioni più comuni riscontrate per gli edifici residenziali (lunghezza campata compresa tra 4m e 6m, altezza interpiano compresa tra 3m e 3,5m), gli spostamenti verticali attingono un valore doppio rispetto al drift di interpiano Δ (Figura 1) e dunque i dispositivi a taglio e quelli a flessione possono dissipare una grande quantità di energia sismica. Per progettare i nuovi telai HPDF è stata definita una metodologia di progettazione (Manfredi et al. 2021) basata sullo spostamento. Il metodo di progettazione consente di valutare in modo semplice e affidabile le proprietà globali dei nuovi telai in termini di rigidità, resistenza, rapporto di smorzamento equivalente e delle proprietà locali delle cerniere dissipative. Di seguito si riportano i passaggi previsti dalla procedura iterativa di progettazione (sulla base del metodo N2) che prevede analisi statiche non lineari, comunemente utilizzate nella pratica progettuale:

- a) Analisi push-over della struttura esistente e scelta dello spostamento del target nel piano ADRS;
- b) Definizione nel piano ADRS della rigidità globale della struttura esistente + telai dissipativi HPDF, considerando che i due sistemi lavorano in parallelo;
- c) Definizione nel piano ADRS della resistenza e dello smorzamento viscoso equivalente della struttura esistente + telai dissipativi HPDF;
- d) Definizione nel piano ADRS dello spettro di capacità del sistema dissipativo HPDF, ottenuto per differenza tra la capacità del sistema struttura+HPDF e la capacità della sola struttura esistente;
- e) Definizione delle rigidità dei singoli dispositivi dei telai HPDF (cerniere a taglio e flessionali);
- f) Definizione del rapporto di smorzamento effettivo mediante nuove analisi push-over e valutazione dello scostamento rispetto allo smorzamento equivalente ipotizzato al passo c);
- g) Reiterazione della procedura a partire dal passo c) se lo scostamento è superiore al 5%.

- APPLICAZIONE DELLA TECNICA AL CASO STUDIO

Nel secondo semestre dunque, si è effettuato il dimensionamento degli elementi dell'esoscheletro, applicando la procedura iterativa indicata in precedenza (Manfredi et al. 2020). Tutti gli elementi in c.a. dei telai HPDF sono stati considerati in fase elastica mentre gli smorzatori sono stati modellati considerando un materiale a comportamento elasto-plastico non incrudente.

- CALIBRAZIONE DELLA PROCEDURA AL SINGOLO TELAIO

A partire dalla curva PO, ottenuta per la direzione X, è stata riportata la bilatera equivalente nel formato ADRS insieme allo spettro di domanda, conforme alle NTC-2018 e per uno smorzamento pari al 5%. Nella prima fase della progettazione si è fissato, per la struttura, il raggiungimento del Miglioramento Sismico ($\zeta_E=0.6$), pertanto lo spettro di domanda è stato opportunamente ridotto. Lo spostamento target è stato assunto pari allo spostamento di “snervamento” della struttura esistente ($d_{y,EX} = 11\text{mm}$). Questo valore è riportato sullo spettro di domanda per valutare il valore di rigidità della struttura completa di telai dissipativi (KEX + HPDF). La rigidità è data dalla pendenza della retta che collega l'origine del piano ADRS e l'intercetta sullo spettro di Domanda (Figura 4.57). Riportando lo spostamento target sullo spettro ridotto (smorzamento $\xi=15\%$) si determina sia la forza che lo spostamento di snervamento della struttura rinforzata mediante telai HPDF. In questo caso la domanda in duttilità è circa 2.

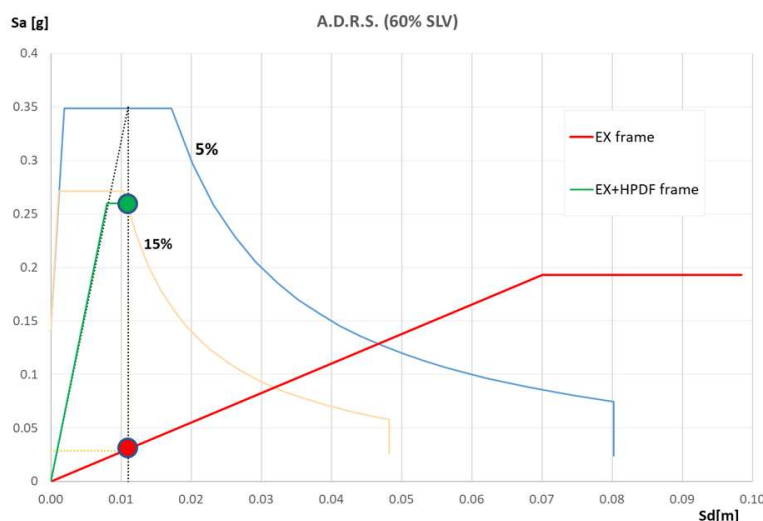


Figura 4.57. Spettri di domanda e capacità secondo il formato ADRS.

Definita la rigidità $K_{EX + HPDF}$ del sistema accoppiato (bilatera verde di Figura 4.57) si ricava, per differenza, la rigidità del solo sistema dissipativo $K_{HPDF} = K_{EX+HPDF} - K_{EX}$. Le caratteristiche

dei dispositivi a taglio (S) e a flessione (F) in termini di rigidezza sono legate tra loro e concorrono alla rigidezza globale K_{HPDF} secondo l'espressione riportata in Figura 4.58.

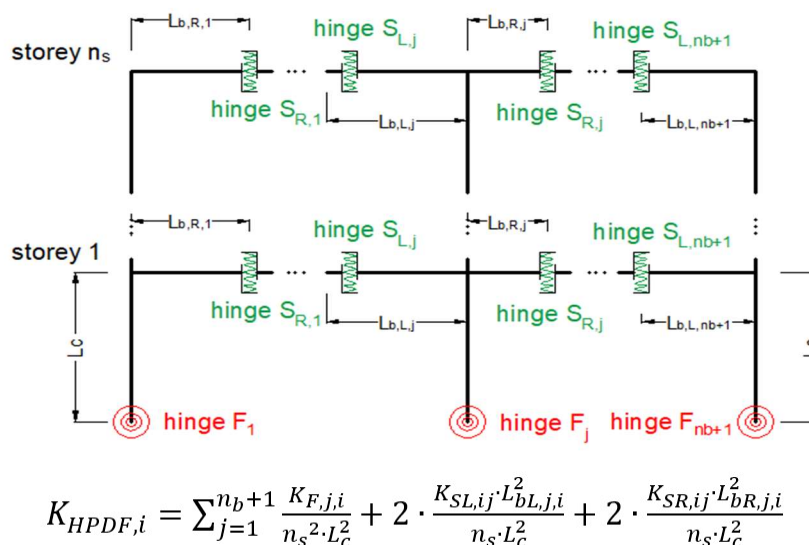


Figura 4.58.. Rigidezza del sistema dissipativo in funzione delle rigidezze dei singoli dispositivi a tagli e flessione.

Nel caso del caso studio i telai HPDF sono caratterizzati da cinque campate su tre livelli (Figura 4.59), pertanto sono stati dimensionati quattro diverse tipologie di dispositivi a taglio (S) e uno flessionale (F). Le analisi hanno evidenziato un contributo trascurabile dei dispositivi flessionali rispetto a quello tagliante, pertanto nelle analisi successive il dispositivo alla base delle colonne è stato considerato una cerniera perfetta.

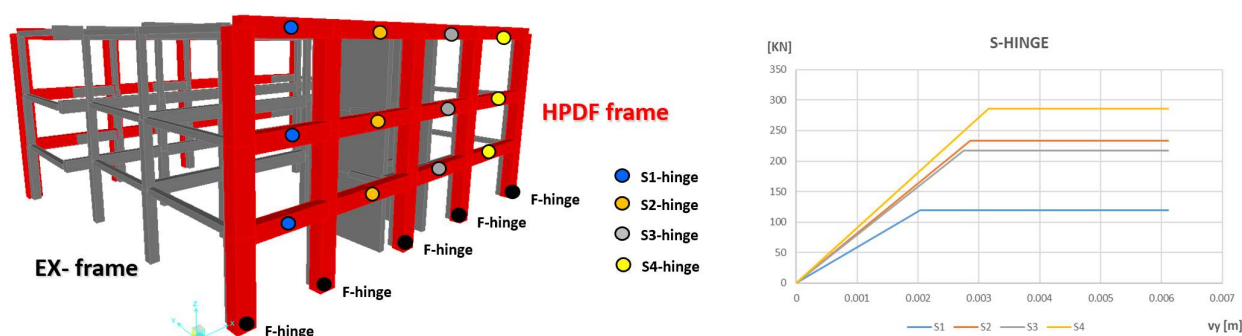


Figura 4.59. Posizione dei dispositivi a taglio (S) e a flessione (F) per i telai HPDF applicati al caso studio.

- PROGETTO DELL'INTERVENTO

L'applicazione della procedura al singolo telaio ha fatto emergere alcune criticità, legate essenzialmente agli interassi delle pilastrate esistenti, che hanno costretto al dimensionamento di sezioni impegnative per i nuovi elementi in c.a., pur di sfruttare al meglio la plasticizzazione degli elementi dissipativi. La configurazione di base per il sistema HPDF è stata dunque modificata con l'inserimento di controventature metalliche. Riducendo la deformabilità di travi e pilastri del nuovo sistema, si sfrutta dunque appieno lo spostamento relativo tra le estremità delle travi e si massimizzano le performance degli elementi dissipativi posti nella mezzeria di ogni campata. Oltretutto, limitando le sezioni dei nuovi elementi in c.a. si riduce il costo e l'impatto architettonico dell'intervento.

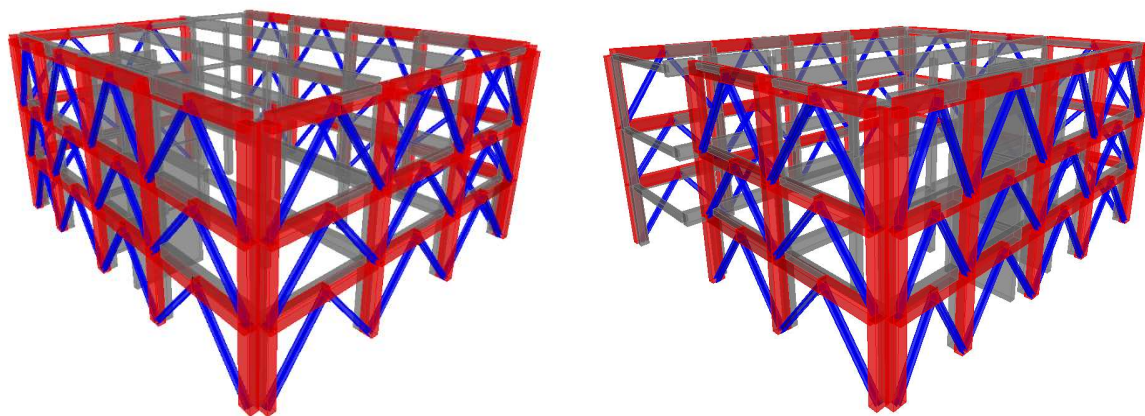


Figura 4.60. Esoscheletro definito da quattro telai in c.a. controventati.

I nuovi telai HPDF, controventati con elementi metallici, sono posizionati sulle quattro facciate, lungo il perimetro della struttura esistente (Figura 4.60). Ai fini della progettazione, i telai lavorano solo nel loro piano e quindi il loro contributo è trascurabile nella direzione ortogonale. Pertanto, la valutazione strutturale post-intervento è stata fatta mediante analisi PO per ognuna delle due direzioni in pianta. Per progettare l'intervento di rinforzo, tutti gli elementi del telaio HPDF sono stati considerati ancora una volta elastici e sostanzialmente rigidi, mentre gli smorzatori sono stati modellati come elasto-plastici, non incrudenti. In Figura 10 sono riportate le bilatere della struttura esistente nelle direzioni X e Y (in rosso) e gli spettri di domanda nel piano ADRS al variare dello smorzamento. Gli spettri sono opportunamente ridotti poichè l'obiettivo resta il miglioramento sismico ($\zeta_E=0.6$). Lo spostamento target è pari ancora a quello per cui si evita il primo collasso fragile e dunque $d_{y,EX}=11\text{mm}$ ovvero $d_{y,EY}=13\text{mm}$, rispettivamente per le direzioni X e Y.

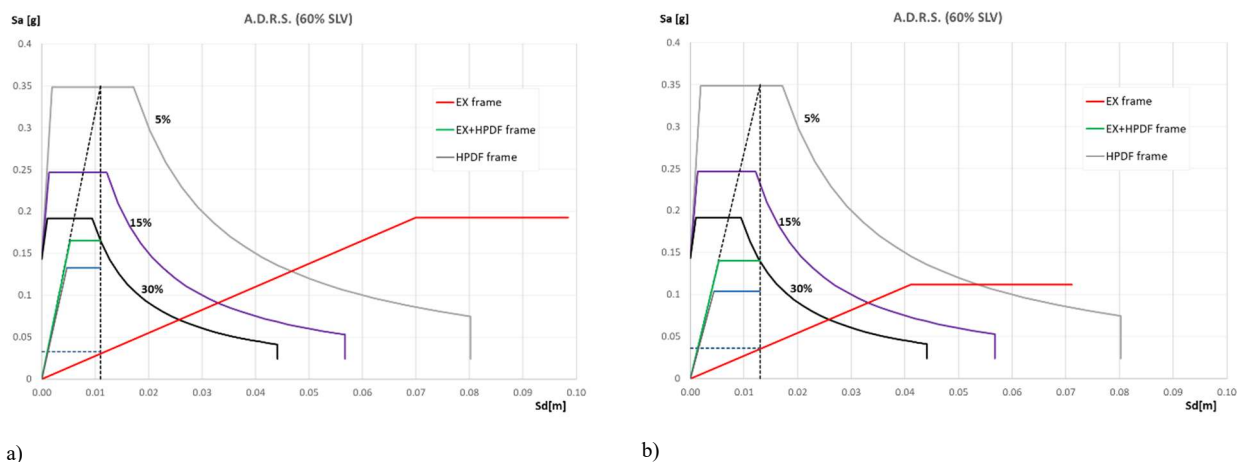


Figura 4.61. Spettri di Domanda e Capacità nel piano ADRS per la direzione X a) e direzione Y b).

Considerando lo spettro ridotto per uno smorzamento del 30%, è stata definita la rigidezza del sistema dissipativo accoppiato Esistente +HPDF (bilatera verde di Figura 4.61) e dunque, per differenza, la rigidezza del solo sistema dissipativo: $K_{HPDF} = K_{(EX+HPDF)} - K_{EX}$ (bilatera blu di Figura 4.61).

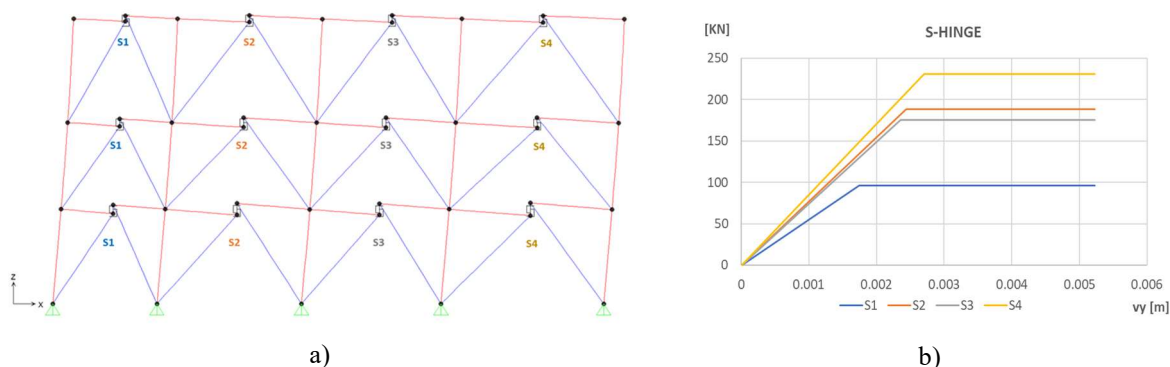


Figura 4.62. Cerniere taglio su elementi in direzione X a); Legame Forza-Spostamento per cerniere a taglio b).

Per ciascuna direzione, la rigidezza degli elementi dissipativi (Figura 4.62b) è stata calibrata in modo iterativo, in funzione della rigidezza del sistema accoppiato (HPDF+struttura esistente), fino al raggiungimento di uno smorzamento equivalente (ξ) intorno al 30%. Ad ogni step dell'analisi il valore dello smorzamento è stato quantificato mediante espressioni di letteratura (Mazza et al 2015).

Mazza F., Vulcano A. Displacement-based design procedure of damped braces for the seismic ret-rofitting of R.C. framed buildings. *Bull Earthquake Eng* 2015, 13, 2121–2143

Nella configurazione finale, i quattro telai HPDF disposti lungo il perimetro dell'edificio (Figura 13a), sono definiti da elementi in c.a. (classe C28/35) a sezione rettangolare 40x60cm. I controventi sono definiti da profili in acciaio della serie HEB300 e HEB240 (classe S275), rispettivamente per i

telai in direzione X (Figura 13c,e), e in direzione Y (Figura 4.63d,f). I nuovi telai interagiscono con la struttura esistente tramite connessioni a cerniera (Figura 4.62b).

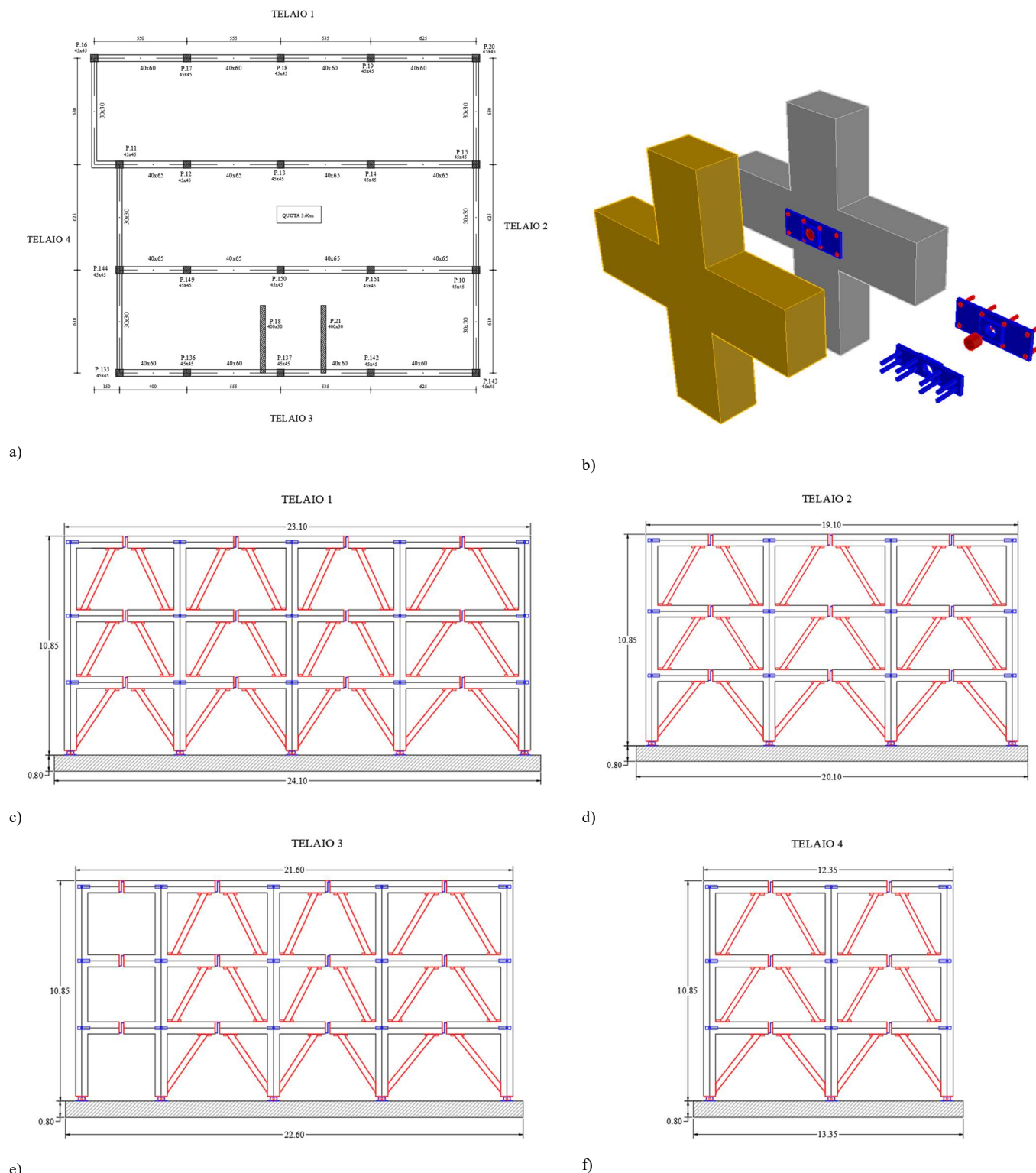


Figura 4.63. Disposizione nuovi telai (a), sistema di connessione (b), dettaglio nuovi telai (c,d,e,f).

In Figura 4.64 sono riportate le curve di capacità (ante e post operm) per le due direzioni in pianta X e Y. Come si può notare, è visibile un grande aumento di rigidezza per entrambe le direzioni e un

conseguente aumento della capacità (in termini di taglio alla base) in corrispondenza dello spostamento target.

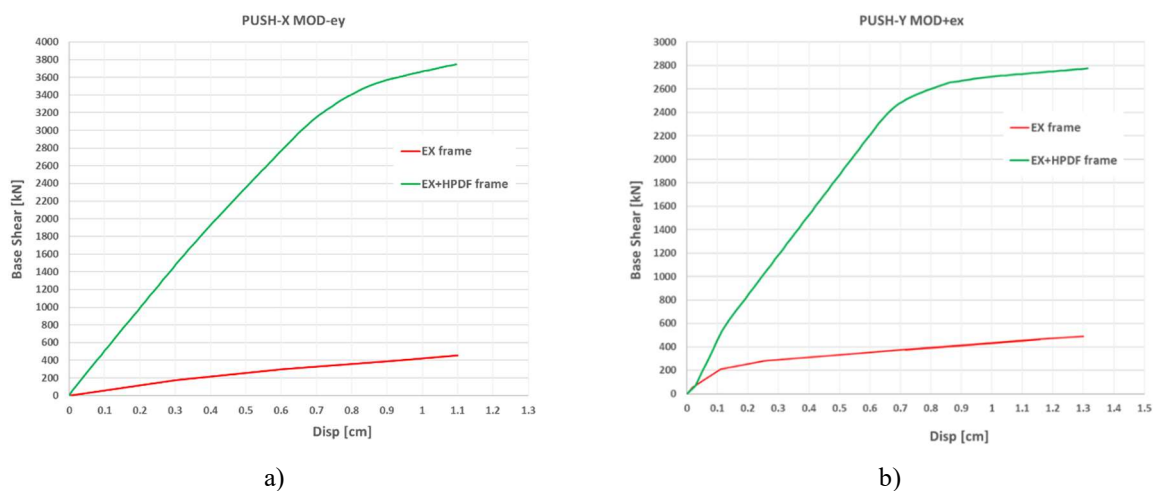


Figura 4.64. Push-over pre e post intervento in direzione X a) e direzione Y b).

In Figura 15 è riportato il confronto capacità-domanda nel formato ADSR per le di-rezioni X e Y. È evidente l'incremento di rigidezza che compete alla struttura rinforzata (HPDF + struttura esistente). Per quanto riguarda il taglio alla base, si osserva un valore più alto rispetto all'ipotesi fatta in fase di progettazione (vedi bilatere di Figura 11). Ciò potrebbe essere attribuito all'irregolarità della struttura esistente, che si comporta in modo leggermente diverso quando viene rinforzata col sistema HPDF, modificando la distribuzione "presunta" del taglio tra i telai esistenti e quelli di rinforzo. Tuttavia, questo fenomeno non influisce sull'efficacia del sistema HPDF, che contando su uno smorzamento del 30% è in grado di portare la struttura allo spostamento di prestazione desiderato.

4.2.3.1 CLASSE DI RISCHIO

In termini di classe di rischio, la struttura post operam sale in classe B I-SV.

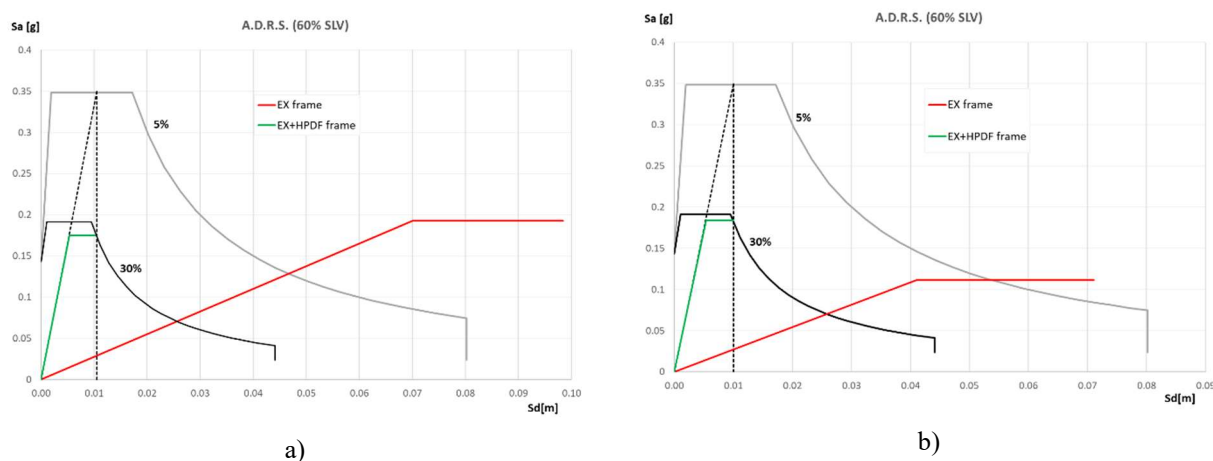


Figura 4.65. Capacità della struttura nel piano ADRS in direzione X a) e direzione Y b).

- INTERVENTO DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

La definizione di un intervento di efficientamento energetico non può prescindere dalla valutazione energetica dell'edificio nello stato di fatto. A tal fine, utilizzando il software TERMOLOG “Accademy” (Figura 4.66), è stata condotta la valutazione energetica in funzione della tipologia degli elementi di chiusura verticale e dei solai, della presenza dei ponti termici e del tipo di impianto termico esistente.

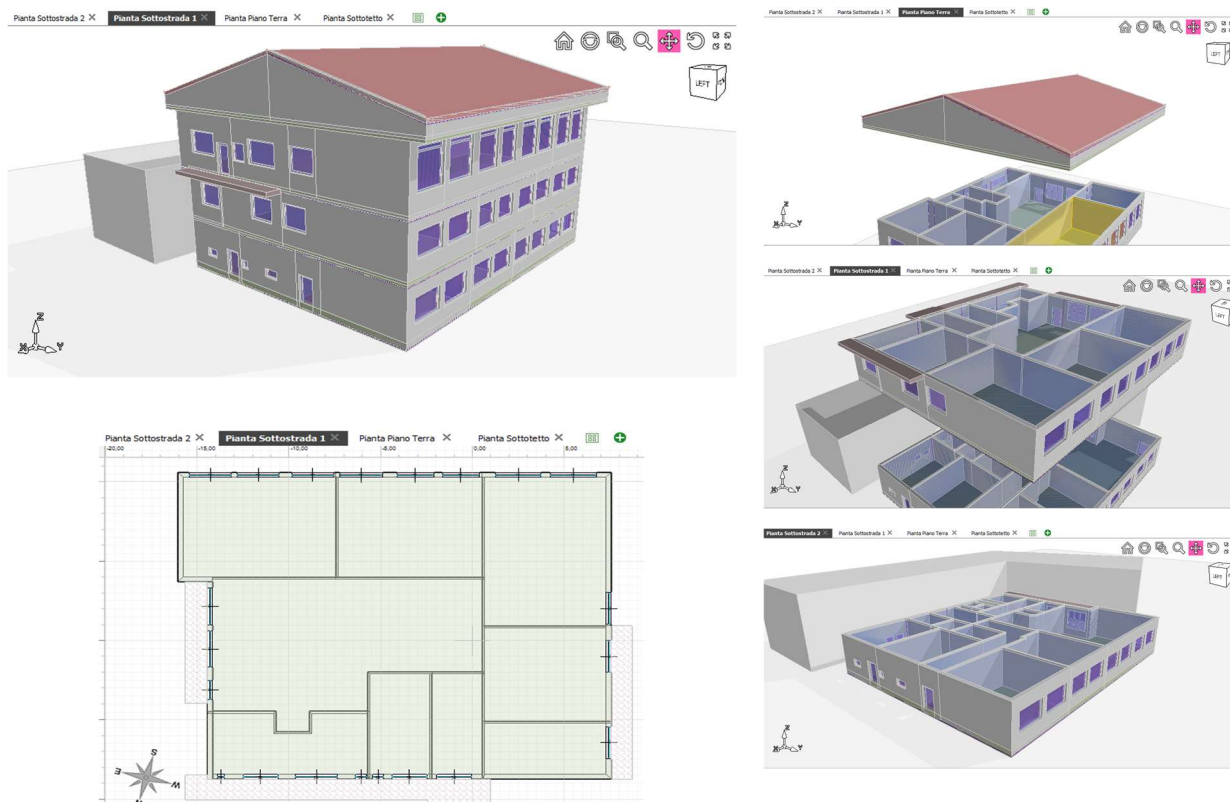


Figura 4.66. Modellazione in Termolog Accademy.

L'intervento di efficientamento è “integrato” all'intervento sismico, dunque la progettazione della soluzione “termica”, in particolare sull'involucro, è stata condizionata dalla compresenza (ingombro) dell'intervento strutturale.

- Valutazione energetica Ante Operam

Il fabbricato ha una superficie complessiva calpestabile di 1200 m² che si sviluppa prevalentemente su tre piani. L'altezza è di 10,85 m e dunque la cubatura complessiva dell'edificio è di circa 3600 m³. Per tutte le dimensioni degli elementi strutturali e le stratigrafie dei solai e dei paramenti, utili nella fase di modellazione dell'edificio in Termolog, si è fatto riferimento agli elaborati reperiti e ai dati già riportati nei paragrafi precedenti. Nelle schede seguenti si riportano tutti gli elementi disperdenti (“pacchetti”) che definiscono sia l'involucro esterno dell'edificio (pareti, copertura e Serramenti) sia

gli ambienti interni (tramezzature e solai di piano). Ogni pacchetto è caratterizzato dal valore di trasmittanza.

Pareti esterne: la trasmittanza totale del pacchetto esistente (Figura 4.67) è pari a 1.031 W/m²K.

Parete Esterna				
Materiale	S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]	
• Adduttanza interna (flusso orizzontale)	0	7,690	1,000	
• Intonaco di calce e gesso	25	0,700	0,840	
• Mattoni semipieni (R=0,625 m ² K/W)	115	0,400	1,000	
• Aria 20 mm (flusso verticale ascendente)	20	0,130	1,000	
• Mattoni semipieni (R=0,625 m ² K/W)	115	0,400	1,000	
• Intonaco di calce e gesso	25	0,700	0,840	
• Adduttanza esterna (flusso orizzontale)	0	25,000	1,000	

Figura 4.67. Valori di Trasmittanza post intervento in facciata.

Pareti interne: la trasmittanza totale del pacchetto esistente (Figura 4.68) è pari a 2.927 W/m²K.

Parete Interna				
Materiale	S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]	
• Adduttanza interna (flusso orizzontale)	0	7,690	1,000	
• Intonaco interno	15	0,700	1,000	
• Muro in laterizio	100	2,583	0,840	
• Intonaco interno	15	0,700	1,000	
• Adduttanza interna (flusso orizzontale)	0	7,690	1,000	

Figura 4.68. Valori di Trasmittanza post intervento in facciata.

Solaio di piano: la trasmittanza totale del pacchetto esistente (Figura 4.69) è pari a $1.353 \text{ W/m}^2\text{K}$.

▲ Pavimenti

▲ Solaio Interpiano

Materiale	S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]
• Adduttanza interna (flusso verticale discendente)	0	5,880	1,000
• Pavimentazione interna-gres	15	1,470	1,000
• Massetto in calcestruzzo alleggerito	40	1,080	1,000
• Calcestruzzo armato (getto)	40	1,910	1,000
• Soletta blocchi in laterizio+travetti in cls (R=0,370m ² K/W)	200	0,649	1,000
• Intonaco esterno	20	0,900	1,000
• Adduttanza interna (flusso verticale discendente)	0	5,880	1,000

Figura 4.69. Valori di Trasmittanza post intervento in facciata.

Solaio di sottotetto: la trasmittanza del pacchetto esistente (Figura 4.70) è pari a $1.670 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Solaio Sottotetto

Materiale	S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]
• Adduttanza interna (flusso verticale ascendente)	0	10,000	1,000
• Pavimentazione interna-gres	15	1,470	1,000
• Massetto in calcestruzzo alleggerito	40	1,080	1,000
• Calcestruzzo armato (getto)	40	1,910	1,000
• Soletta blocchi in laterizio+travetti in cls (R=0,370m ² K/W)	200	0,649	1,000
• Intonaco esterno	20	0,900	1,000
• Adduttanza interna (flusso verticale ascendente)	0	10,000	1,000

Figura 4.70. Valori di Trasmittanza post intervento in facciata.

Solaio di copertura: la trasmittanza del pacchetto esistente (Figura 4.71) è pari a 1.149 W/m²K.

Copertura Pre			
Materiale	S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]
• Adduttanza interna (flusso verticale ascendente)	0	10,000	1,000
• Intonaco interno	20	0,700	1,000
• Calcestruzzo armato (getto)	40	1,910	1,000
• Tavelloni in laterizio	160	0,240	1,000
• Malta di cemento	20	1,400	1,000
• Adduttanza esterna (flusso verticale ascendente)	0	25,000	1,000

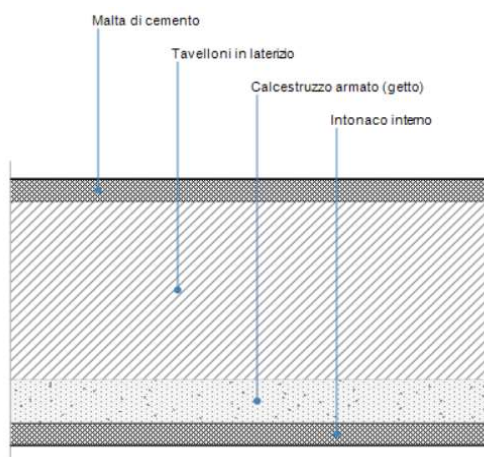


Figura 4.71. Valori di Trasmittanza post intervento in facciata.

Serramenti: la trasmittanza totale del pacchetto esistente (Figura 4.72) è pari a 2.849 W/m²K.

Doppio vetro [4-12-4] Aria				VET049	≡ Vetro	Esterno	2,0
Materiale	S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]				
• Adduttanza interna (flusso orizzontale)	0	7,690	1,000				
• Vetro	4	1,000	0,840				
• Aria	12	0,025	1,008				
• Vetro	4	1,000	0,840				
• Adduttanza esterna (flusso orizzontale)	0	25,000	1,000				

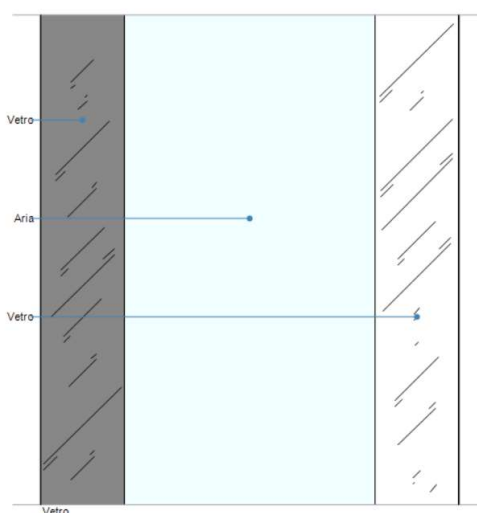


Figura 4.72. Valori di Trasmittanza post intervento in facciata.

Per quanto riguarda la creazione dei serramenti è stato considerato un telaio in metallo senza taglio termico e vetro doppio con aria nell'intercapedine, con le caratteristiche appena descritte. Tutte le tipologie di serramenti, uguali e variabili soltanto in dimensione, sono state create appositamente valutando le piantine dei piani e le fotografie del rilievo a disposizione.

Ponti termici: definiti per ogni punto singolare dell'edificio e caratterizzati mediante analisi FEM. I casi esaminati riguardano i ponti termici tra pareti verticali e solai (sottotetto, interpiano e balcone). Nel primo caso è stato valutato lo scambio termico tra la parete esterna e il solaio del sottotetto, elemento di separazione tra la zona riscaldata del piano terra e quella non riscaldata del sottotetto (Figura 23a). Nel secondo caso è stato valutato lo scambio termico tra la parete esterna, il solaio interpiano e su tutti gli aggetti orizzontali presenti in facciata (Figura 4.73B).

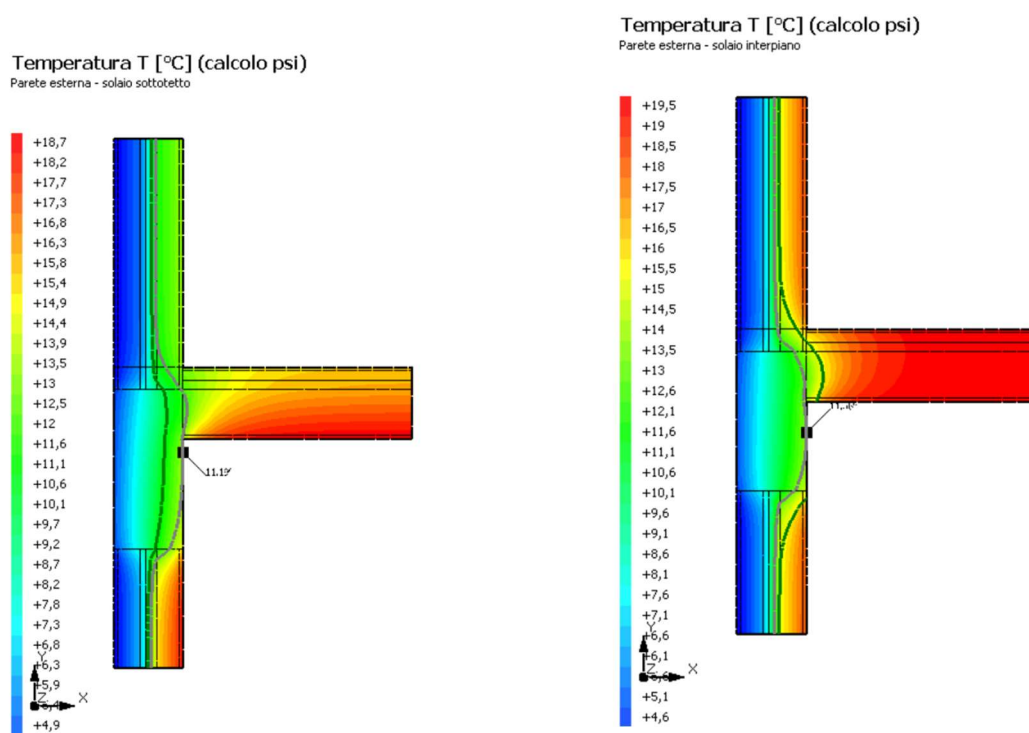


Figura 4.73. Ponte termico sottotetto-parete (a), solaio-parete (b).

Ancora in riferimento alle pareti esterne, sono stati considerati gli scambi termici in corrispondenza della copertura (Figura 24a) e dei tramezzi (Figura 4.74B).

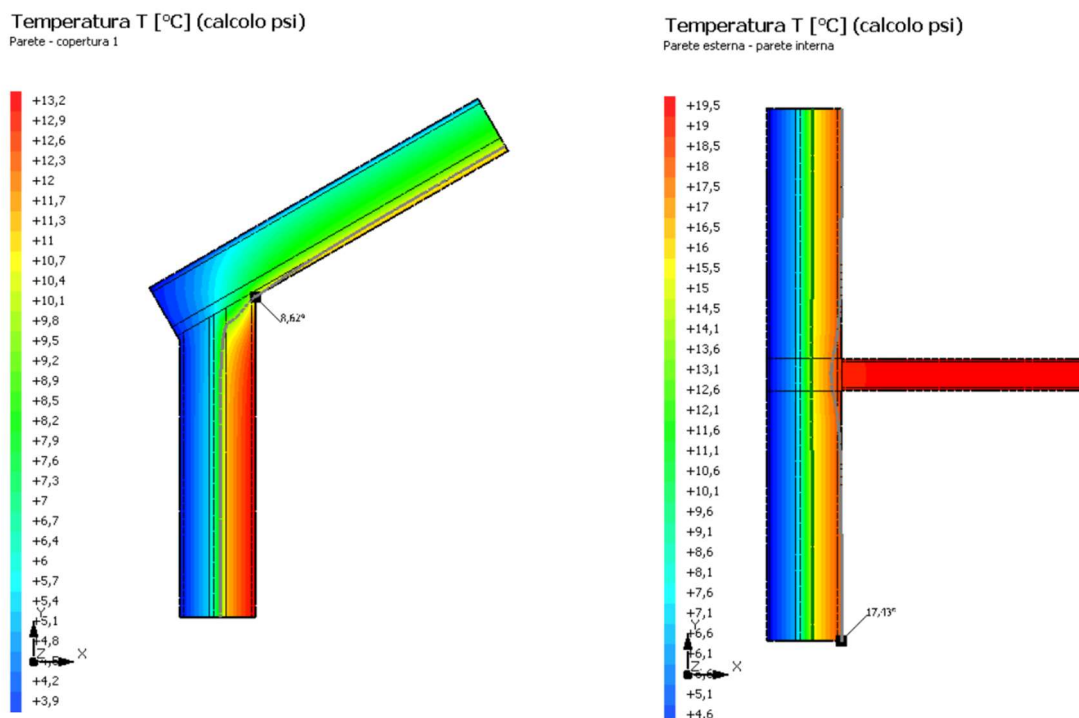


Figura 4.74. Ponte termico copertura-parete (a), tramezzatura-parete (b).

In corrispondenza degli angoli, sono stati definiti in maniera opportuna i ponti per la presenza o meno dei pilastri in c.a. (Figura 4.75a,b).

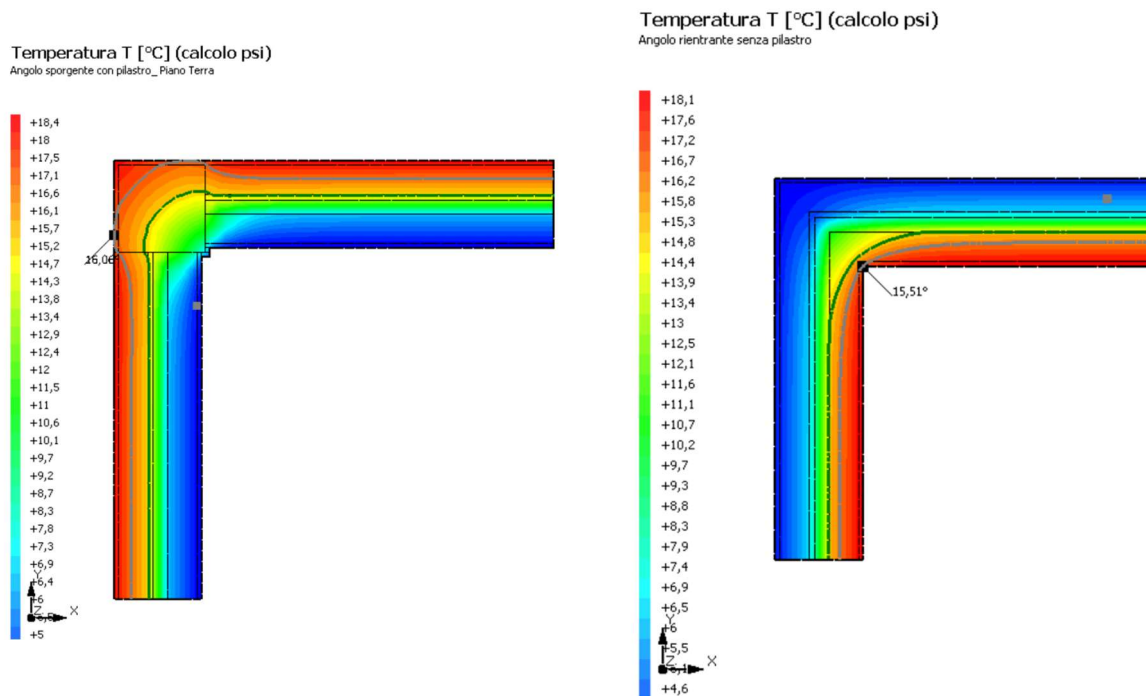


Figura 4.75. Ponte termico pilastro-parete in angolo (a), parete-parete in angolo (b).

Concludono la casistica, i ponti termici definiti nei punti di interazione tra pareti perimetrali e pilastri (Figura 4.76) e il ponte termico in corrispondenza del solaio a contatto col terreno di fondazione (Figura 4.77).

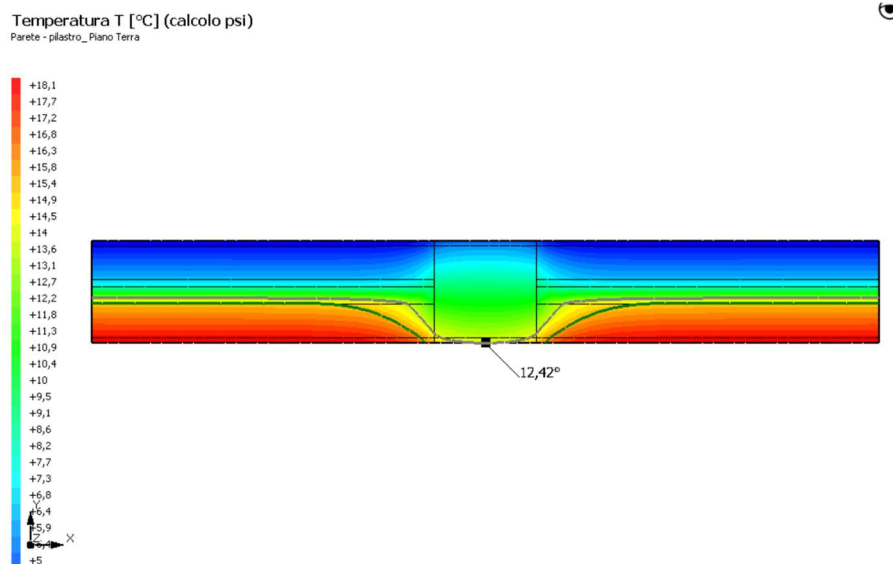


Figura 4.76. Ponte termico pilastro-parete.

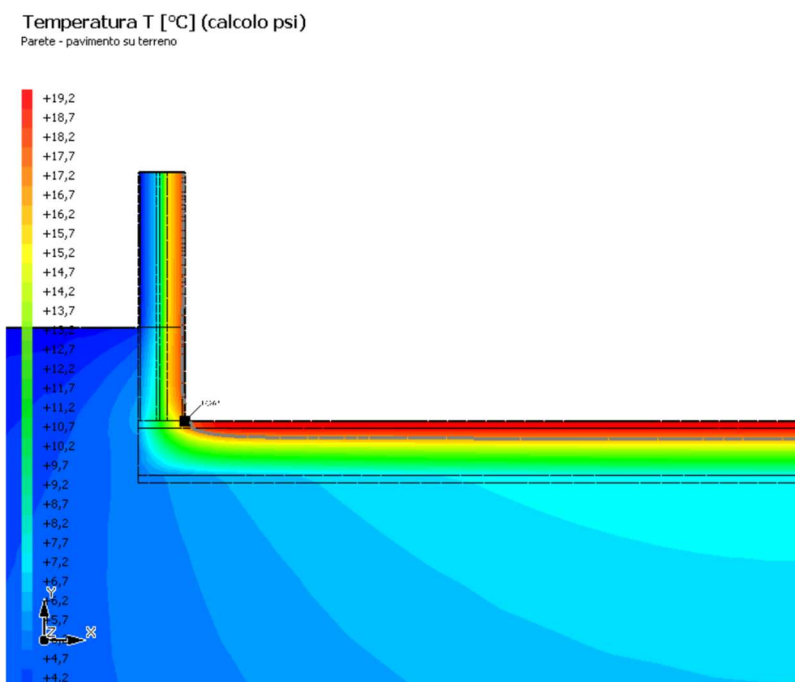


Figura 4.77. Ponte termico solaio-terreno.

L'impianto di Climatizzazione Invernale: di tipo autonomo e presenta dei radiatori in ghisa come terminali di emissione. Il generatore è una caldaia a metano di tipo standard con una potenza termica di 115 kW. L'impianto di produzione di ACS è di tipo Autonomo, uguale per le tre zone e non presenta lo stesso generatore dell'impianto di riscaldamento ma una caldaia a metano di tipo standard con una potenza Termica di 32 kW. Non sono presenti all'interno dell'edificio gli impianti di climatizzazione Estiva, di Ventilazione Meccanica Controllata (VMC) e impianti di Fonti Rinnovabili.

In particolare, per quanto riguarda la Climatizzazione Invernale, è stato definito un unico impianto di tipo Idronico per tutte e tre le zone riscaldate. Per i terminali di emissione in ghisa, sono stati considerati dei radiatori a quattro colonne, con una potenza di 148 W per elemento. E' stata considerata la temperatura del fluido in mandata pari a 75°C e in ritorno pari a 65°C. Il numero totale di elementi per ogni piano è stato calcolato dividendo la potenza del generatore per quella del singolo elemento e per il numero dei piani, ipotizzando di ripartire uniformemente gli elementi fra i piani. Il valore ottenuto è di 260 radiatori a piano.

Per la valutazione dei fabbisogni energetici (Figura 4.78) è stata considerata una temperatura interna dei locali riscaldati pari a 20°C e considerando inoltre, per il sottotetto non riscaldato, un coefficiente di correzione pari a 0.9 (ai sensi della UNI-TS 11300). Per le condizioni ambientali esterne, il software rileva in automatico i valori delle temperature e di irradianza durante l'anno in base alla geolocalizzazione del sito in analisi. E' da specificare che l'edificio si trova nella zona climatica E e pertanto gli impianti di riscaldamento sono accesi dal 15 ottobre al 15 aprile.

Fabbisogni di energia termica utile				
EPH,nd	144,67 kWh/m ²	Stagione di riscaldamento	183 giorni	
EPC,nd	6,63 kWh/m ²	Stagione di raffrescamento	76 giorni	
EPW,nd	0,40 kWh/m ²			

Fabbisogni di energia primaria							
EPH,ren	0,00 kWh/m ²	EPH,nren	182,60 kWh/m ²	EPH,tot	182,60 kWh/m ²	ηH	0,792
EPW,ren	0,00 kWh/m ²	EPW,nren	0,52 kWh/m ²	EPW,tot	0,52 kWh/m ²	ηW	0,772
EPgl,ren	0,00 kWh/m ²	EPgl,nren	183,11 kWh/m ²	EPgl,tot	183,11 kWh/m ²		

Figura 4.78. Fabbisogni Energetici ai sensi della UNI-TS 11300.

La classe energetica è determinata attraverso il confronto dell'indice di prestazione energetica globale non rinnovabile (EPgl,nren) dell'edificio in esame con quello dell'edificio di riferimento (EPgl,nren,rif). L'EPgl,nren è definito dalla somma dei seguenti componenti:

- EPH,nren: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo alla climatizzazione invernale;
 - EPW,nren: indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo all'acqua calda sanitaria.
- Sono nulli l'indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo alla climatizzazione estiva (EPC,nren), l'indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo alla ventilazione (EPV,nren),

l'indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo all'illuminazione (EPL_{nren}), l'indice di prestazione energetica non rinnovabile relativo al trasporto di persone o cose (EPT_{nren}) e gli indici di prestazione energetica rinnovabile.

Di seguito vengono riportati i grafici relativi al fabbisogno annuale dell'edificio relativi al riscaldamento (Heating, Figura 4.79) e acqua calda sanitaria (Water, Figura 4.80):

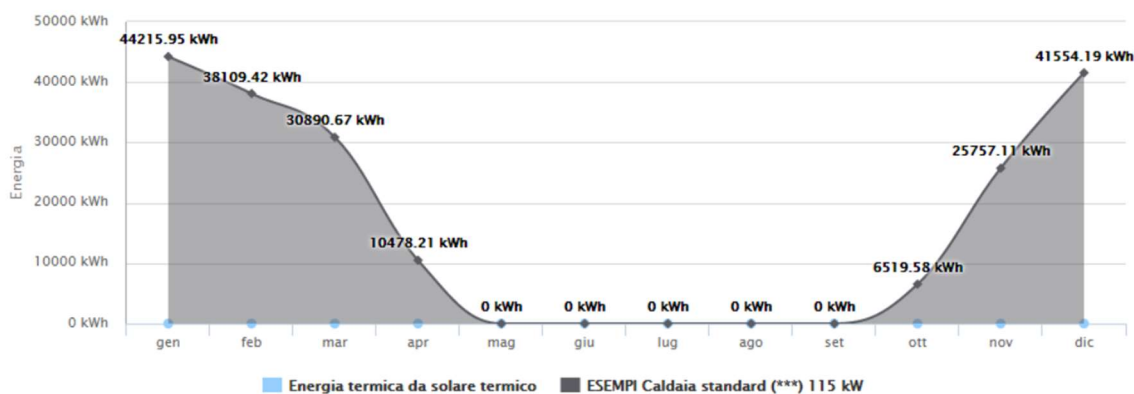


Figura 4.79. Fabbisogno in uscita dalla centrale Sistema di generazione (Heating).

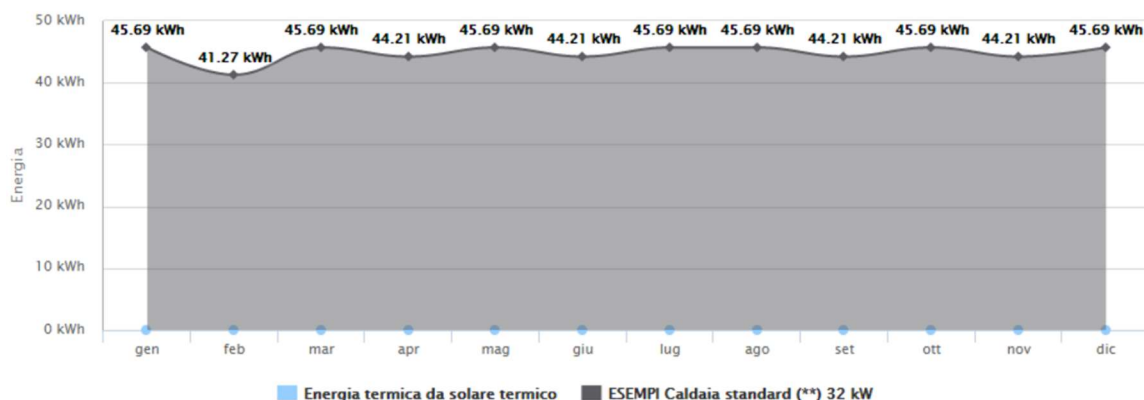


Figura 4.80. Fabbisogno in uscita dalla centrale Sistema di generazione (Water).

Per l'edificio in esame, nella condizione "ante operam", l'indice di prestazione energetica globale non rinnovabile vale $EP_{gl,nren} = 189.60 \text{ kWh/m}^2\text{anno}$, che corrisponde all'energia totale consumata dall'edificio climatizzato per unità di superficie (in un anno).

- Valutazione energetica Post-Operam

Per migliorare le prestazioni energetiche dell'edificio, sono stati progettati interventi ad hoc sia sull'involucro esterno sia sulla parte impiantistica. In particolare, tali interventi che verranno descritti nello specifico in seguito, si suddividono in:

- Isolamento termico delle pareti opache verticali;
- Isolamento termico della copertura;

- Sostituzione dei serramenti esterni;
- Installazione di un impianto fotovoltaico con accumulo (grid connected);
- Relamping impianto di illuminazione;
- Sostituzione dell'impianto di riscaldamento con una pompa di calore;
- Installazione di un impianto di ventilazione meccanica controllata (VMC).

ISOLAMENTO TERMICO PARETI OPACHE, mediante cappotto termico esterno, realizzato con pannelli termici sottovuoto di spessore $s=5\text{cm}$. La scelta dello spessore è stata condizionata dalla necessità di procedere con un intervento che si adattasse dal punto di vista energetico al sistema previsto per l'intervento sismico, caratterizzato dalla posa in opera di un nuovo telaio in adiacenza a quello esistente. La "connessione" tra i due telai è garantita da particolari unioni "cerniera" realizzate con piastre metalliche in corrispondenza dei nodi in c.a. della struttura esistente. La distanza netta tra i due telai è di circa 8 cm e garantisce la posa in opera dei pannelli termici considerati.

Ogni pannello isolante è composto da un nucleo (core) principalmente in fibra di vetro e da una speciale incamicatura in tessuto in fibra di vetro e alluminio che lo rende molto più resistente al taglio e all'erosione. Tale materiale presenta una conduttività estremamente bassa, pari a 0.002 W/mK , che consente di utilizzare spessori decisamente inferiori rispetto ai tradizionali materiali in EPS. Con tale intervento si riesce a migliorare la Trasmittanza del pacchetto da 1.031 a $0.039\text{ W/m}^2\text{K}$ (Figura 4.81).

Parete Esterna Post Intervento		PAR001	≡ Parete	Esterno		35,0
Materiale		S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]		
• Adduttanza interna (flusso orizzontale)		0	7,690	1,000		
• Intonaco di calce e gesso		25	0,700	0,840		
• Mattoni semipieni (R=0,625 m ² K/W)		115	0,400	1,000		
• Aria 20 mm (flusso verticale ascendente)		20	0,130	1,000		
• Mattoni semipieni (R=0,625 m ² K/W)		115	0,400	1,000		
• Intonaco di calce e gesso		25	0,700	0,840		
• Pannello Isolante Sottovuoto		50	0,002	1,000		
• Adduttanza esterna (flusso orizzontale)		0	25,000	1,000		

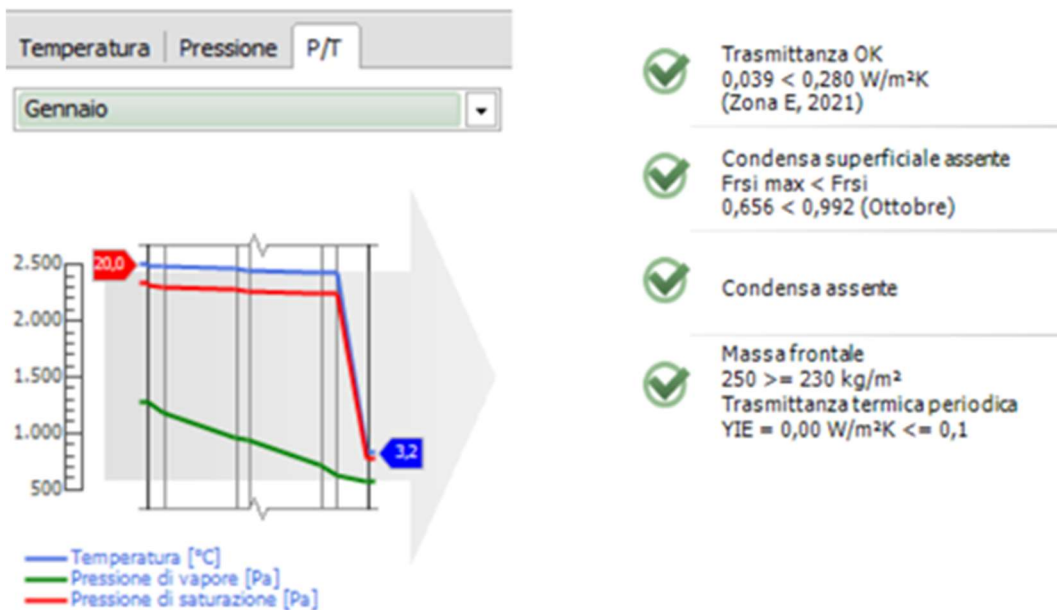


Figura 4.81. Valori di Trasmittanza post intervento in facciata.

ISOLAMENTO TERMICO DELLA COPERTURA, mediante un pacchetto isolante realizzato con pannelli in polistirene espanso EPS 150 di spessore $s=10\text{cm}$ aventi conducibilità $\lambda=0.033\text{ W/mK}$. Con tale soluzione si riesce a migliorare la trasmittanza del pacchetto da 1.149 a 0.184 $\text{W/m}^2\text{K}$ (Figura 4.82). Dal punto di vista globale, non vi è un apprezzabile miglioramento energetico, in quanto la copertura isola un locale non riscaldato verso l'esterno.

Copertura Post Intervento		PAR6384	≡ Soffitto/Copertura	ZNR vs Esterno	39,0
Materiale		S [mm]	λ [W/mK]	C [kJ/m ² K]	
• Adduttanza interna (flusso orizzontale)		0	7,690	1,000	
• Intonaco interno		20	0,700	1,000	
• Calcestruzzo armato (getto)		40	1,910	1,000	
• Tavelloni in laterizio		160	0,240	1,000	
• Malta di cemento		20	1,400	1,000	
• EPS 150		150	0,033	1,450	
• Adduttanza esterna (flusso orizzontale)		0	25,000	1,000	

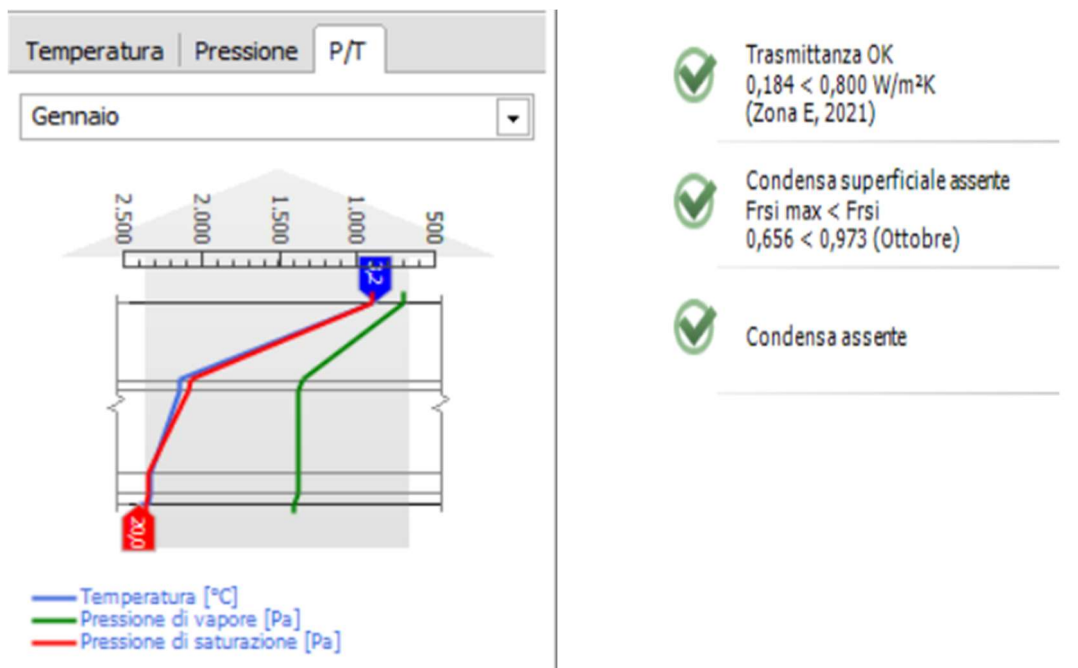


Figura 4.82. Inserire immagini corrette con pacchetto di 10cm EPS.Valori di Trasmittanza post intervento in copertura.

SOSTITUZIONE DEI SERRAMENTI ESTERNI, con nuovi infissi in PVC (a triplo vetro) la cui trasmittanza media rispetta i limiti di legge per la zona climatica $U=1.4 \text{ W/m}^2\text{K}$. Con questo intervento il fabbisogno annuo si riduce da $189.60 \text{ kWh/m}^2\text{anno}$ a $170.42 \text{ kWh/m}^2\text{anno}$.

INSTALLAZIONE DI UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO GRID CONNECTED, mediante un sistema di pannelli solari fotovoltaici con potenza complessiva di 12 KW e sistema ad accumulo da 13.5 kWh. Sono previsti pannelli in silicio poli-cristallino con una superficie di 1.125 mq , una potenza nominale di 215 W ed efficienza del 17.3%. Sulla falda esposta a sud-est, con un azimut di -15° e un angolo di tilt di 30° saranno installati complessivamente n.56 pannelli. Attraverso il modulo solare è possibile confrontare la producibilità di energia elettrica del sito e il fabbisogno elettrico dell'edificio. In Figura 4.83 seguente viene riportato il grafico di tale confronto.



Figura 4.83. Producibilità di energia elettrica VS energia richiesta

SOSTITUZIONE DELL'IMPIANTO DI RISCALDAMENTO, mediante rimozione della caldaia a metano e installazione di una pompa di calore ad accumulo. La pompa di calore aria-acqua lavora con una temperatura di mandata pari a 55°C e una temperatura di ritorno a 40°C, con una potenza nominale di 15-20 KW elettrici e un coefficiente COP medio pari a 4;

RELAMPING IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE, mediante sostituzione dei corpi illuminanti esistenti con corpi illuminanti muniti di lampade LED ad alta efficienza (Figura 4.84a). Con la sostituzione di tutti i corpi illuminanti si riduce il fabbisogno per la illuminazione da 21 kWh/m² anno a 14 kWh/m² anno.

INSTALLAZIONE DI IMPIANTO DI VENTILAZIONE VMC, capace di garantire il ricambio dell'aria in tutti gli ambienti e per una popolazione di circa 200 persone (Figura 4.84b). A tal fine e ai sensi della UNI 10339, l'impianto è dimensionato per avere una portata di estrazione/immissione di aria pari a un volume di circa 3000 m³/h.

Per garantire il regolare svolgimento delle lezioni e non causare disagio acustico, l'impianto ha tutti gli accorgimenti per essere considerato a bassa rumorosità, nel rispetto degli standard previsti dalla norma UNI 11532 prospetto 8 e UNI 8199:2016.



Figura 4.84. Interventi di Relamping (a) e Ipianto di ventilazione VMC (b)

È evidente che un sistema di ventilazione VMC così concepito (senza elementi per il recupero del calore) non può essere inteso come intervento migliorativo dal punto di vista energetico, anzi ne incrementa il fabbisogno energetico dell'edificio. Tale intervento, al contrario, è fondamentale per il miglioramento della qualità dell'aria, infatti l'esperienza e le evidenze recenti, dovute alla pandemia da Covid-19, hanno messo in luce che l'apporto di aria esterna con la ventilazione non solo migliora la qualità dell'ambiente interno, ma può migliorare le condizioni igieniche e portare benefici alla salute, riducendo con la diluizione e la filtrazione la quantità di contaminanti presenti in ambiente.

In definitiva, il contributo di tutti gli interventi appena descritti ha portato ad una drastica riduzione dell'indice di prestazione energetica globale (EP_{gl}) fino al valore di $EP_{gl}=34$ kWh/mq anno. Si ricorda che nella condizione ante operam l'indice valeva $EP_{gl}=189$ kWh/mq anno.

4.2.3.2 COMPUTO DEL COSTO DEGLI INTERVENTI

Nel computo sono state contemplate tutte le voci relative alle lavorazioni per realizzare le nuove opere di fondazione, le nuove opere in elevazione (elementi in c.a. e acciaio dell'esoscheletro) e per il ripristino delle finiture. A titolo di esempio si riporta in Figura 4.85 il computo metrico di tutte le quantità necessarie alla realizzazione di uno dei quattro telai dell'esoscheletro.

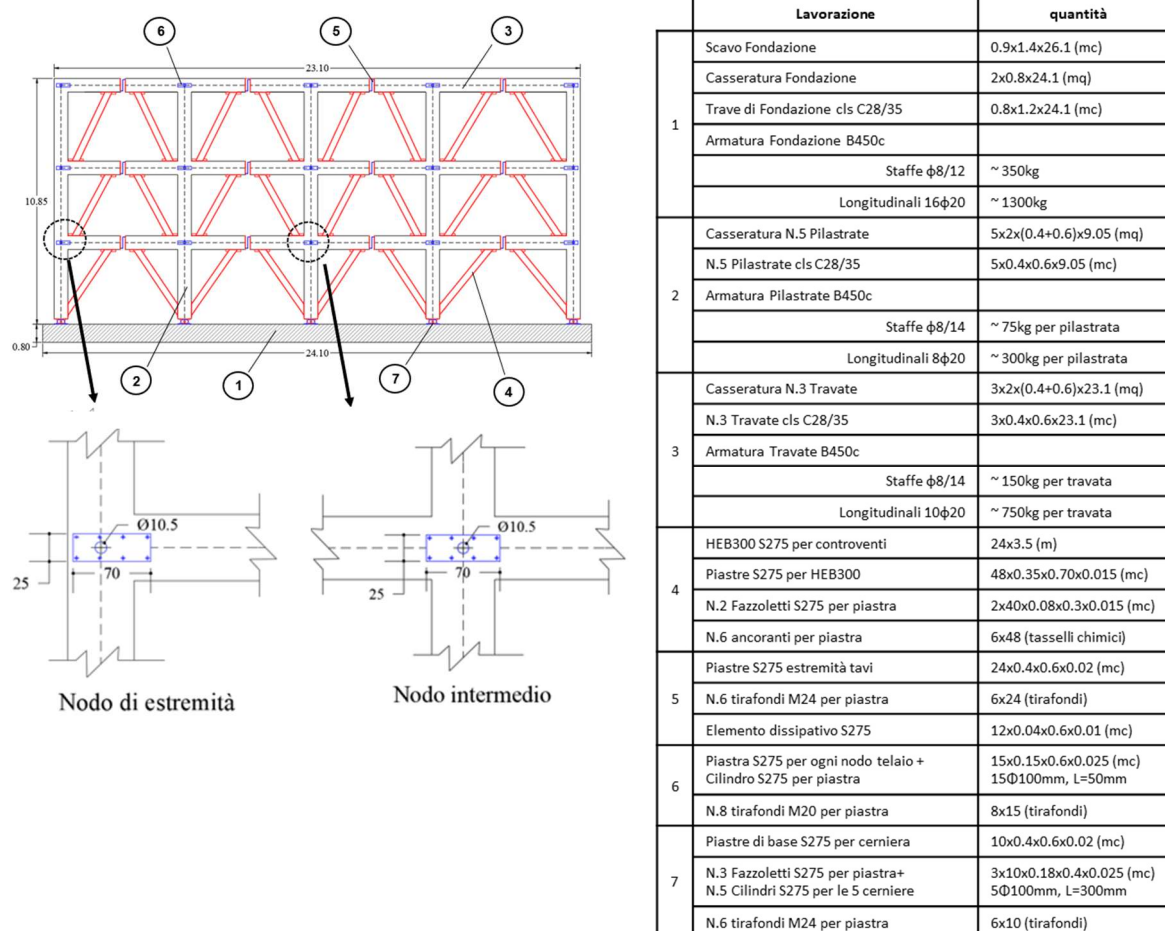


Figura 4.85. Computo metrico delle quantità per la realizzazione di uno dei telai dell'esoscheletro.

Ai costi “strutturali” si aggiungono i costi per gli interventi di efficientamento energetico, relativi all'isolamento termico della copertura e delle facciate, alla sostituzione dei serramenti, all'installazione di pannelli fotovoltaici, alla sostituzione dei vecchi corpi illuminanti e all'installazione di un impianto di ventilazione meccanica.

Nella Tabella 4.1 si riporta il riepilogo dei costi di intervento (*) suddivisi per “rinforzo strutturale”, “efficientamento energetico” e “oneri per la sicurezza”. I costi sono stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile ed in funzione della volumetria dell'edificio.

Tabella 4.8: Costo totale degli interventi e per categoria di lavorazione.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo Totale	Importo Parziale	mq calpestabili con	volumetria	Inc/mq	Inc/mc	
Livello unico di progettazione	LAVORAZIONI							
	Interventi di rinforzo strutturale							
	Opere strutturali in fondazione	332,700.00 €	31,700.00 €	1,200.00	3,600.00	26.42 €	8.81 €	
	Opere strutturali in elevazione		278,300.00 €			231.92 €	77.31 €	
	Opere edili accessorie e ripristino finiture		22,700.00 €			18.92 €	6.31 €	
	Parziale incidenze rinforzo strutturale					277.25 €	92.42 €	
	Interventi di efficientamento energetico							
	Opere civili	295,460.00 €	174,630.00 €	1,200.00	3,600.00	145.53 €	48.51 €	
	Opere Impiantistiche		120,830.00 €			100.69 €	33.56 €	
	Parziale efficienza energetica					246.22 €	82.07 €	
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)							
	Oneri comuni ai vari livelli di progettazione	24,000.00 €		1,200.00	3,600.00	20.00 €	6.67 €	
	TOTALE INTERVENTI	652,160.00 €				543.47 €	181.16 €	

In aggiunta ai costi di intervento, sono state stimate le tempistiche (*) necessarie alla realizzazione delle varie lavorazioni (Tabella 4.2); per ognuna di essa è stata calcolata l'incidenza di manodopera, a seconda che sul cantiere lavorino una, due o tre squadre tipo. Per squadra "tipo" si intende una squadra composta da tre figure, ossia da un operaio specializzato, un operaio qualificato e un manovale. Si sottolinea, onde evitare possibili incomprensioni nella lettura della tabella, che per le opere strutturali, l'utilizzo simultaneo di più squadre riduce notevolmente i tempi di lavorazione, cosa per nulla scontata se le lavorazioni interessano le opere energetiche (esistono tempi morti nella fasi realizzative degli impianti che sono indipendenti dal numero di squadre in cantiere).

Tabella 4.9: Stima dei tempi di intervento al variare della squadra tipo.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo Totale	Importo Parziale	Incidenza Manodopera	Importo manodopera	Squadra tipo costo orario	GG lavorativi con 1 squadra tipo	GG lavorativi con 2 squadre tipo (per le sole opere civili)	GG lavorativi con 3 squadre tipo (per le sole opere civili)
Livello unico di progettazione	LAVORAZIONI								
	Interventi di rinforzo strutturale								
	Opere strutturali in fondazione	332,700.00 €	31,700.00 €	30%	9,510.00 €	97.00	12.26	6.13	4.09
	Opere strutturali in elevazione		278,300.00 €	30%	83,490.00 €	97.00	107.59	53.80	35.86
	Opere di demolizione e ripristino finiture		22,700.00 €	30%	6,810.00 €	97.00	8.78	4.39	2.93
	Interventi di efficienza energetica								
	Opere civili	295,460.00 €	174,630.00 €	30%	52,389.00 €	97.00	67.51	33.76	22.50
	Opere impiantistiche		120,830.00 €	15%	18,124.50 €	63.41	35.73	35.73	35.73
	Oneri della Sicurezza (PSC)								
	Oneri di sicurezza	24,000.00 €		30%	7,200.00 €	97.00	9.28	9.28	9.28
	Somma				177,523.50 €		241.14	143.07	110.38
	Stima tempo più probabile					Tempo stimato	8 mesi	5 mesi	4 mesi

(*) si ringrazia l'Ing. Paolillo per la collaborazione nella redazione dei computi.

4.2.4 INTERVENTI MEDIANTE UTILIZZO DI ESOSCHELETRI PARALLELI IN ACCIAIO

Un'ulteriore soluzione per garantire un'adeguata protezione sismica all'edificio scolastico consiste in una tecnica sostenibile, in grado di limitare l'interruzione delle attività interne, aspetto essenziale nel caso di una scuola. Tale tecnica prevede l'impiego di esoscheletri in acciaio da disporre parallelamente alle facciate dell'edificio e ad esse opportunamente collegati. La scelta di progetto ha previsto di non mascherare i controventi mediante l'uso di pannelli microforati in alluminio applicati alle diagonali metalliche. Per garantire allo stesso tempo anche un benefit termico, a tali pannelli si applicano dei moduli in polycarbonato alveolare, i quali, pur consentendo la filtrazione della luce naturale, prevedono un isolamento termico utilizzando materiale traslucido (Transparent Insulation Material – TIM).

La disposizione ed il progetto degli esoscheletri su ciascuna facciata ha considerato i limiti architettonici e funzionali dell'edificio. Per questi motivi, essi sono stati posti in aderenza alla struttura, quando possibile, o ad una distanza dalle facciate sufficiente per consentire il regolare utilizzo di balconi e finestre (Figura 4.86:).

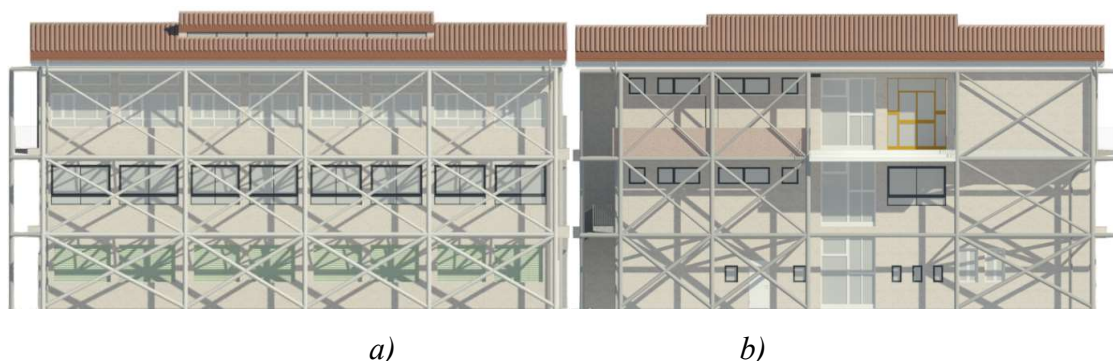


Figura 4.86: Disposizione in alzato dell'esoscheletro in direzione X: a) Prospetto Sud; b) Prospetto Nord

- APPLICAZIONE AL CASO STUDIO

Nel caso di impiego di esoscheletri paralleli alle facciate dell'edificio, la struttura, in seguito all'intervento di consolidamento, dovrà avere una capacità strutturale tale che lo spostamento richiesto d_r^* sia minore o uguale dello spostamento capace $d_{u,v}^*$. A tal proposito, si pone lo spostamento richiesto della nuova struttura, detto Δ_{tar}^* , minore dello spostamento capace a taglio $d_{u,v}^*$. Si determina in questo modo la curva di capacità che la nuova struttura dovrà possedere per soddisfare la richiesta sismica (Figura 4.87 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

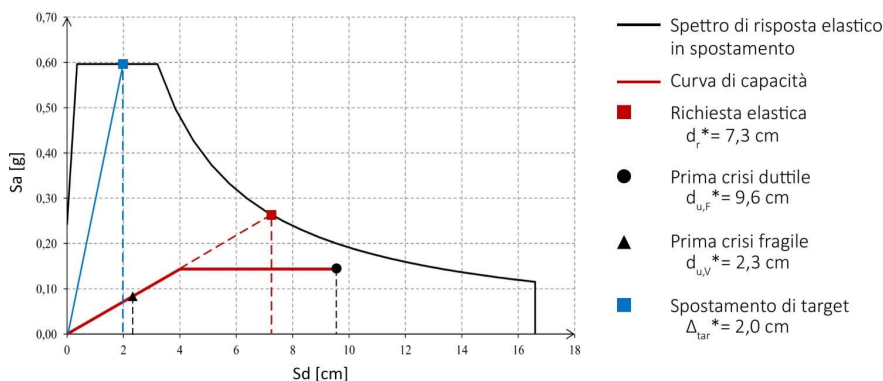


Figura 4.87: Definizione dello spostamento di target

Successivamente alla definizione dello spostamento di target, si valuta la rigidezza laterale globale della struttura dotata di esoscheletro K_d come:

$$K_d = \frac{F_e^*}{\Delta_{tar}^*} = \frac{m^* \cdot S_{ADRS}(\Delta_{tar}^*)}{\Delta_{tar}^*}$$

dove:

- Δ_{tar}^* è lo spostamento di target;
- F_e^* è la forza elastica corrispondente allo spostamento di target Δ_{tar}^* ;
- m^* è la massa equivalente dell'oscillatore a un grado di libertà (SDOF);
- S_{ADRS} è l'accelerazione spettrale elastica.

La rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto K_{ES} , può essere calcolata come:

$$K_{ES} = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

dove:

- F_y^* è la forza di snervamento dell'oscillatore ad un grado di libertà;
- d_y^* è lo spostamento di snervamento dell'oscillatore ad un grado di libertà.

Nota K_{ES} , è possibile calcolare la rigidezza laterale globale dell'esoscheletro ΔK :

$$\Delta K = K_d - K_{ES}$$

dove:

- K_d è la rigidezza laterale globale della struttura dotata di esoscheletro;
- K_{ES} è la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto.

La rigidezza laterale globale dell'esoscheletro deve essere ripartita lungo le due direzioni x e y, tenendo conto dell'eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza della struttura esistente di ogni impalcato. L'obiettivo di tale distribuzione, che mira alla regolarizzazione strutturale, è di evitare

la nascita di eccentricità tra il centro di rigidezza della struttura dotata di esoscheletri e il centro delle masse dell'edificio esistente.

Considerando la pianta di ogni impalcato divisa in rettangoli, sia per semplificare i calcoli sia per attribuire gli opportuni carichi in base al tipo di solaio e alla presenza delle tamponature, si è proceduto a calcolare le coordinate del centro di massa per ogni impalcato. A titolo esemplificativo si riporta in Figura 4.88 la divisione in rettangoli della pianta del primo impalcato.

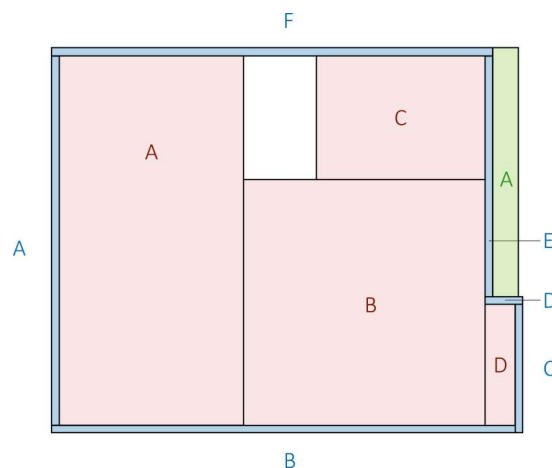


Figura 4.88: Divisione in rettangoli del I impalcato

In Figura 4.89 si mostra la distanza tra i centri di rigidezza, di massa e geometrico rispetto alla distribuzione degli esoscheletri in entrambe le direzioni e rispetto ad ogni facciata.

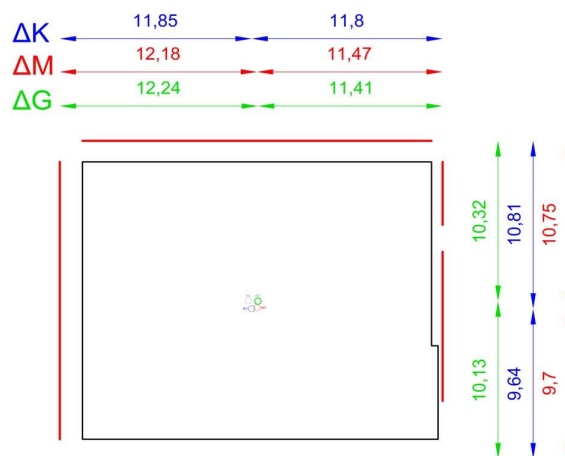


Figura 4.89: Distanza tra i centri di rigidezza (K), di massa (M) e geometrico (G) rispetto all'esoscheletro

Si evince, quindi, come l'edificio esistente non presenti eccentricità rilevanti tra i centri di massa e di rigidezza. Si nota, inoltre, come il nuovo centro di rigidezza della struttura dotata di esoscheletri, posto a una distanza imposta dai vincoli architettonici, non presenti differenze rilevanti rispetto al centro di rigidezza della struttura esistente e, pertanto, possono considerarsi coincidenti con il centro

di massa dell'edificio esistente. È per tale motivo che la rigidezza di piano del sistema esoscheletro può essere divisa in uguale maniera tra le due facciate per ciascuna direzione.

Per quanto riguarda la distribuzione della rigidezza laterale globale dell'esoscheletro in verticale, questa è distribuita a ciascun piano in maniera proporzionale al rapporto di sovra-rigidezza globale r , definito come il rapporto tra la rigidezza laterale globale dell'esoscheletro e la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto.

$$r = \frac{\Delta K}{K_{ES}}$$

dove:

- ΔK è la rigidezza laterale globale dell'esoscheletro;
- K_{ES} è la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto.

Le rigidezze di piano dell'esoscheletro $K_{c,i}$ si calcolano in maniera proporzionale ad r :

$$K_{c,i} = r \cdot K_{ES,i}$$

dove:

- r è il fattore di sovra-rigidezza globale;
- $K_{ES,i}$ è la rigidezza di piano della struttura allo stato di fatto.

Le rigidezze di piano della struttura nello stato di fatto $K_{ES,i}$ si ricavano dal rapporto tra il taglio di piano e lo spostamento interpiano valutati con un'analisi statica non lineare per uno spostamento di testa (punto di monitoraggio) corrispondente all'intersezione tra la curva di capacità della struttura esistente e la curva bilinearizzata dell'oscillatore ad un grado di libertà equivalente. I risultati sono riportati in Tabella 4.10.

Tabella 4.10: Rigidezze di piano della struttura

Impalcato	Spostamento punto di monitoraggio	Spostamenti di interpiano	Taglio alla base	$K_{ES,i}$	$k_{c,i}$	$k_{c,i/2}$
-	m	m	kN	$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$	$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$	$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$
1	0,000	0,000	100,6	266844	1957032	978516
2	0,001	0,001	81,1	116023	850913	425456
3	0,002	0,001	45,9	40655	298167	149084

La distribuzione delle rigidezze di piano del sistema di controventamento effettuata è da intendersi come di primo tentativo, poiché essendo proporzionale a ciascun piano ad un unico coefficiente, questa conserva i caratteri di regolarità della struttura esistente.

È possibile dunque modificare tale distribuzione applicando una procedura di regolarizzazione al fine di rendere regolare in elevazione la struttura con l'intervento di retrofit secondo i criteri definiti al Cap.7 delle NTC 18, in cui viene definita regolare la struttura in cui la rigidezza di piano non si riduce, da un piano a quello sovrastante, più del 30% e non aumenta più del 10%.

se $K_{d,i}^j > 0,3$

$$K_{c,i}^j = 0,7 \cdot K_{d,i-1}^{j-1} - K_{ES,i}$$

se $K_{d,i}^j < -0,1$

$$K_{c,i-1}^j = \frac{K_{d,i}^{j-1}}{1,1} - K_{ES,i-1}$$

se $-0,1 \leq K_{d,i}^j \leq 0,3$

$$\begin{cases} K_{c,i}^j = K_{c,i}^{j-1} \\ K_{c,i-1}^j = K_{c,i-1}^{j-1} \end{cases}$$

dove:

- J è il numero di iterazioni necessarie per la convergenza, pari al massimo ad n;
- $K_{d,i}$ è la rigidezza di piano della struttura con l'intervento di retrofit;
- $K_{c,i}$ è la rigidezza di piano del sistema di controventamento;
- $K_{ES,i}$ è la rigidezza di piano della struttura esistente;

Si nota in Figura 4.90 come la struttura allo stato di fatto rientri nei suddetti limiti di regolarità. La struttura dotata di esoscheletri conserva tale regolarità senza modificarla in modo rilevante.

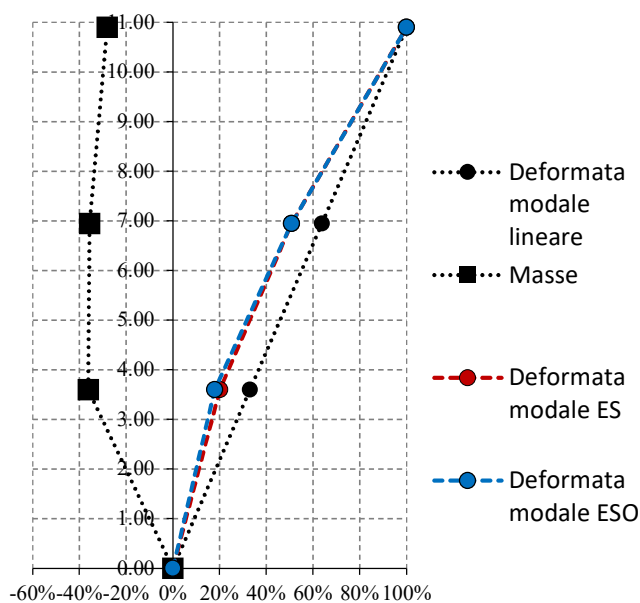


Figura 4.90: Valutazione della regolarità strutturale nelle condizioni ante e post operam

- DIMENSIONAMENTO

Tenendo conto delle caratteristiche morfologiche e funzionali della struttura esistente si è proceduto alla definizione della tipologia di esoscheletro da impiegare in progetto.

Si è scelto di realizzare controventi di tipo concentrico a croce di Sant'Andrea con aste di controvento aventi profili a sezione circolare cava (*circular hollow sections – CHS*). La progettazione dell'esoscheletro per ogni facciata ha tenuto conto della presenza di vincoli architettonici e funzionali, ponendosi, ove necessario, ad una distanza tale da permettere il regolare utilizzo dei balconi e la libera apertura degli infissi o posizionandosi in aderenza alla struttura, quando permesso dalla morfologia dell'edificio. In Figura 4.91 si mostra la disposizione in pianta degli esoscheletri su tutti i lati dell'edificio. In Figura 4.92 è riportata invece la disposizione degli esoscheletri sui prospetti della scuola.

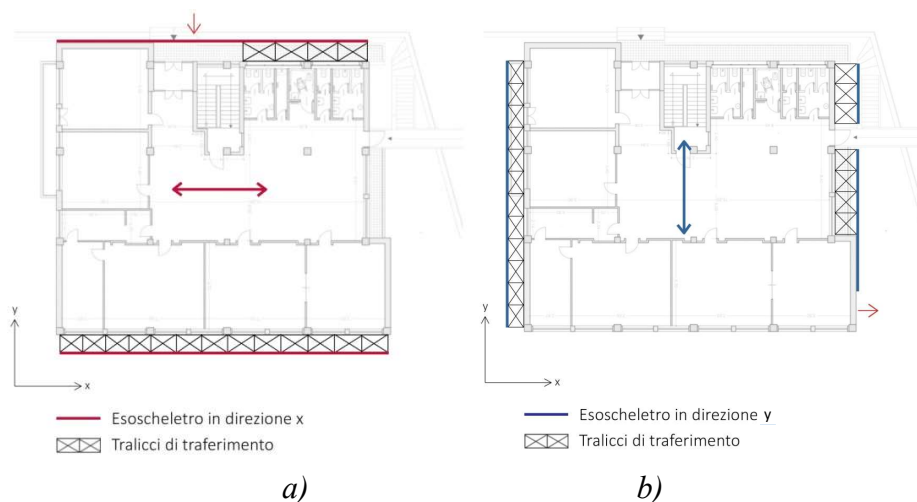


Figura 4.91: Disposizione in pianta degli esoscheletri: a) direzione x; b) direzione y

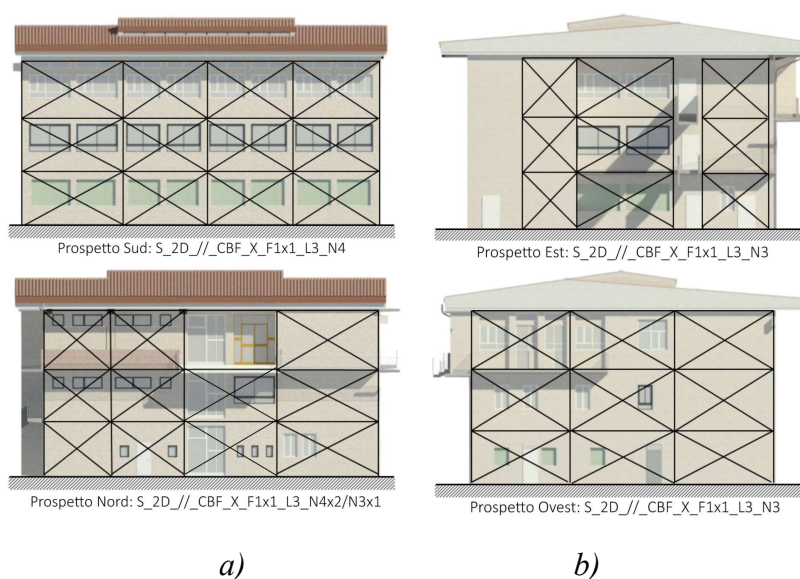


Figura 4.92: Posizionamento in prospetto degli esoscheletri: a) direzione x; b) direzione y

Applicando la procedura di regolarizzazione precedentemente introdotta si adottano le sezioni indicate in Tabella 4.11, Tabella 4.12, Tabella 4.13 e Tabella 4.14 ed illustrate in Figura 4.93, Figura 4.94, Figura 4.95 e Figura 4.96.

Tabella 4.11: Diagonali dei sistemi di controventamento in corrispondenza della facciata Sud

C	Piano	H,piano	L	Lo	Profilato	λ	Φ	χ	Nb	Npl
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
1	1	3,60	6,05	7,04	CHS 168,3 x 12,5	1,47	1,71	0,39	651,3	1683,0
	2	3,35	6,05	6,92	CHS 139,7 x 6,3	1,69	2,08	0,30	220,2	726,0
	3	3,95	6,05	7,23	CHS 139,7 x 4	1,73	2,16	0,29	135,9	470,3
2	1	3,60	5,20	6,32	CHS 168,3 x 12,5	1,32	1,49	0,46	775,4	1683,0
	2	3,35	5,20	6,19	CHS 139,7 x 6,3	1,51	1,78	0,37	267,5	726,0
	3	3,95	5,20	6,53	CHS 114,3 x 3,2	1,91	2,51	0,24	74,4	308,0
3	1	3,60	5,35	6,45	CHS 168,3 x 12,5	1,34	1,52	0,45	752,0	1683,0
	2	3,35	5,35	6,31	CHS 139,7 x 6,3	1,54	1,83	0,36	258,4	726,0
	3	3,95	5,35	6,65	CHS 114,3 x 3,2	1,95	2,58	0,23	72,0	308,0
4	1	3,60	5,35	6,45	CHS 168,3 x 12,5	1,34	1,52	0,45	752,0	1683,0
	2	3,35	5,35	6,31	CHS 139,7 x 6,3	1,54	1,83	0,36	258,4	726,0
	3	3,95	5,35	6,65	CHS 114,3 x 3,2	1,95	2,58	0,23	72,0	308,0

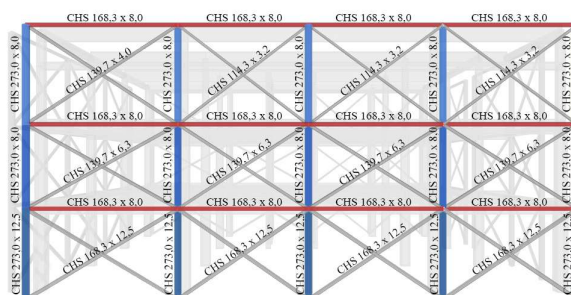


Figura 4.93: Dimensionamento delle membrature dell'esoscheletro in corrispondenza della facciata Sud

Tabella 4.12: Diagonali dei sistemi di controventamento in corrispondenza della facciata Nord

C	Piano	H,piano	L	Lo	Profilato	λ	Φ	χ	Nb	Npl
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
1	1	3,60	6,05	7,04	CHS 168,3 x 12,5	1,47	1,71	0,39	651,3	1683,0
	2	3,35	6,05	6,92	CHS 139,7 x 5	1,67	2,05	0,31	180,2	583,0
	3	3,95	6,05	7,23	CHS 139,7 x 4	1,73	2,16	0,29	135,9	470,3
2	1	3,60	6,00	7,00	CHS 168,3 x 12,5	1,46	1,69	0,39	658,0	1683,0
	2	3,35	6,00	6,87	CHS 139,7 x 5	1,66	2,03	0,31	182,2	583,0
3	1	3,60	4,55	5,80	CHS 139,7 x 12,5	1,48	1,73	0,38	524,7	1375,0
	2	3,35	4,55	5,65	CHS 139,7 x 5	1,36	1,55	0,44	254,0	583,0
	3	3,95	4,55	6,03	CHS 139,7 x 4	1,45	1,68	0,40	186,3	470,3
4	1	3,60	3,90	5,31	CHS 139,7 x 12,5	1,35	1,54	0,44	607,6	1375,0
	2	3,35	3,90	5,14	CHS 139,7 x 10	1,30	1,44	0,48	534,4	1119,3
	3	3,95	3,90	5,55	CHS 139,7 x 4	1,33	1,51	0,45	212,9	470,3



Figura 4.94: Dimensionamento delle membrature dell'esoscheletro in corrispondenza della facciata Nord

Tabella 4.13: Diagonali dei sistemi di controventamento in corrispondenza della facciata Ovest

C	Piano	H,piano	L	Lo	Profilato	λ	Φ	χ	Nb	Npl
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
1	1	3,60	6,00	7,00	CHS 177,8 x 8	1,34	1,52	0,45	526,0	1174,3
	2	3,35	6,00	6,87	CHS 139,7 x 5	1,66	2,03	0,31	182,2	583,0
	3	3,95	6,00	7,18	CHS 139,7 x 4	1,72	2,15	0,29	137,4	470,3
2	1	3,60	6,05	7,04	CHS 177,8 x 8	1,35	1,53	0,44	520,9	1174,3
	2	3,35	6,05	6,92	CHS 139,7 x 5	1,67	2,05	0,31	180,2	583,0
	3	3,95	6,05	7,23	CHS 139,7 x 4	1,73	2,16	0,29	135,9	470,3
3	1	3,60	5,80	6,83	CHS 177,8 x 8	1,31	1,47	0,47	546,8	1174,3
	2	3,35	5,80	6,70	CHS 139,7 x 5	1,62	1,96	0,33	190,6	583,0
	3	3,95	5,80	7,02	CHS 139,7 x 4	1,68	2,07	0,30	143,2	470,3

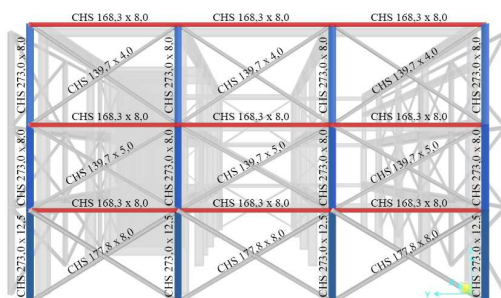


Figura 4.95: Dimensionamento delle membrature dell'esoscheletro in corrispondenza della facciata Ovest

Tabella 4.14: Diagonali dei sistemi di controventamento in corrispondenza della facciata Est

C	Piano	H,piano	L	Lo	Profilato	λ	Φ	χ	Nb	Npl
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
1	1	3,60	3,55	5,06	CHS 139,7 x 12	1,30	1,44	0,48	632,9	1322,8
	2	3,35	3,55	4,88	CHS 114,3 x 6,3	1,47	1,72	0,38	226,3	588,5
	3	3,95	3,55	5,31	CHS 114,3 x 3,2	1,56	1,85	0,35	107,7	308,0
2	1	3,60	6,05	7,04	CHS 139,7 x 12	1,79	2,27	0,27	361,0	1322,8
	2	3,35	6,05	6,92	CHS 139,7 x 5	1,67	2,05	0,31	180,2	583,0
	3	3,95	6,05	7,23	CHS 139,7 x 4	1,73	2,16	0,29	135,9	470,3
3	1	3,60	4,05	5,42	CHS 139,7 x 12	1,38	1,57	0,43	567,3	1322,8
	2	3,35	4,05	5,26	CHS 114,3 x 6	1,58	1,89	0,34	190,9	561,0
	3	3,95	4,05	5,66	CHS 114,3 x 3,2	1,66	2,03	0,31	96,4	308,0

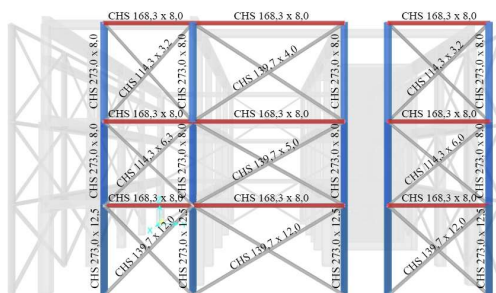


Figura 4.96: Dimensionamento delle membrature dell'esoscheletro in corrispondenza della facciata Est

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati considerando le masse associate ai carichi gravitazionali secondo la combinazione sismica. Le masse sismiche sono indicate in Tabella 4.15.

Tabella 4.15: Massa sismica totale della struttura distinta per ciascun livello strutturale

Impalcato	Solai [kN]	Tamponature [kN]	Travi [kN]	Pilastrini [kN]	Esoscheletro [kN]	Totale [kN]	Totale [t]
I	2763,025	534,716	642,25	508,94	129,88	4578,82	457,88
II	2763,025	572,57	599,03	430,73	95,43	4460,79	446,07
III	2396,375	312,312	534,19	202,93	63,01	3508,82	350,88
Totale	7922,42	1419,60	1775,46	1142,6	288,33	12548,43	1254,84

Il modello numerico è costituito unicamente dalle membrature in cemento armato modellate come elementi a plasticità concentrata (Figura 4.97).

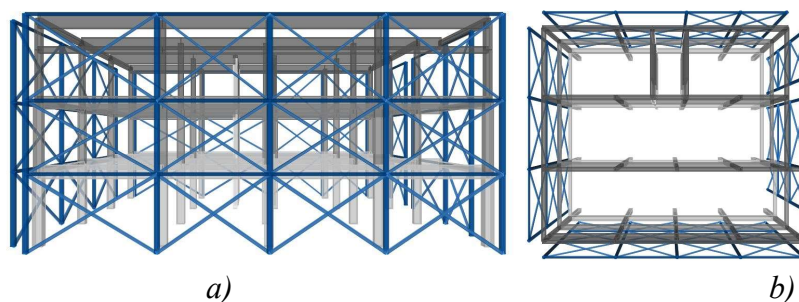


Figura 4.97: Modello FEM implementato in SAP2000: (a) Vista prospettica frontale (b) Vista prospettica dall'alto

In Tabella 4.16 sono sintetizzati i dati relativi ai modi di vibrare, le cui deformate modali relative ai primi tre modi sono illustrate in Figura 4.98, Figura 4.99 e Figura 4.100.

Tabella 4.16: Risultati dell'analisi modale

Modo [-]	Periodo [s]	Frequenza [Hz]	Pulsazione [rad·s ⁻¹]	Massa partecipante [-]		
				x	y	Rz
1	0,251	3,99	25,05	0,714	0,000	0,005
2	0,220	4,54	28,53	0,001	0,722	0,012
3	0,176	5,69	35,78	0,005	0,015	0,739
4	0,113	8,87	55,72	0,184	0,000	0,000
5	0,082	12,24	76,92	0,000	0,000	0,000
6	0,076	13,23	83,13	0,001	0,007	0,149
7	0,068	14,62	91,87	0,000	0,201	0,002

8	0,068	14,64	92,02	0,000	0,000	0,000
9	0,066	15,14	95,13	0,002	0,000	0,000
10	0,065	15,49	97,31	0,000	0,000	0,000
11	0,063	15,88	99,78	0,093	0,000	0,000
12	0,062	16,15	101,46	0,000	0,000	0,000

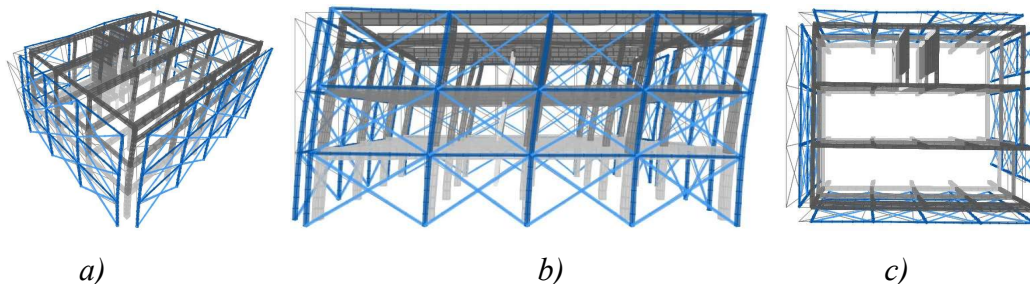


Figura 4.98: Deformate modali del primo modo di vibrare: a) vista prospettica 3D, b) vista prospettica frontale, c) vista prospettica dall'alto

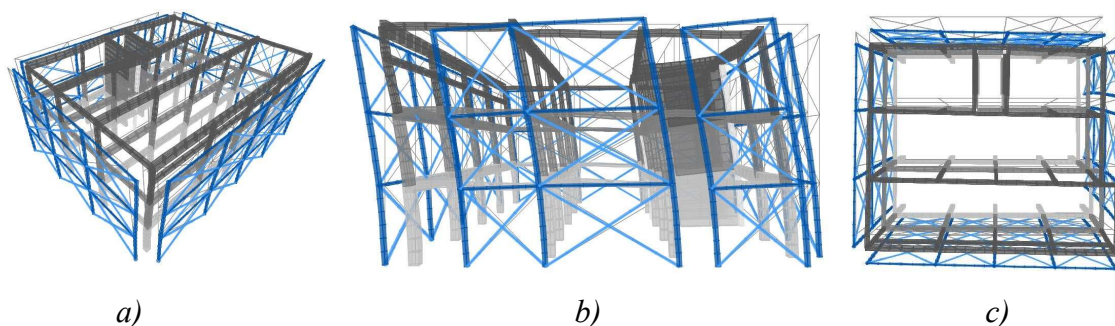


Figura 4.99: Deformate modali del secondo modo di vibrare: a) vista prospettica 3D, b) vista prospettica frontale, c) vista prospettica dall'alto

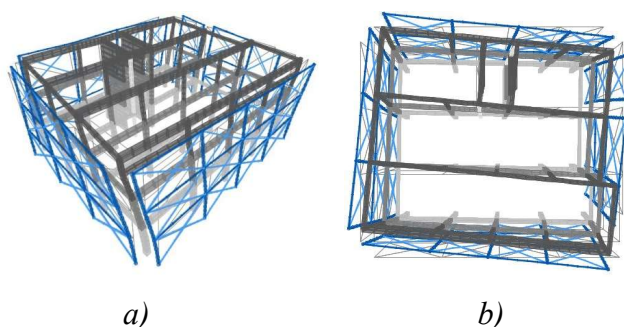


Figura 4.100: Deformate modali del terzo modo di vibrare: a) vista prospettica 3D, b) vista prospettica dall'alto

In Figura 4.101 sono riportate le curve di capacità del sistema MDOF in direzione x e y.

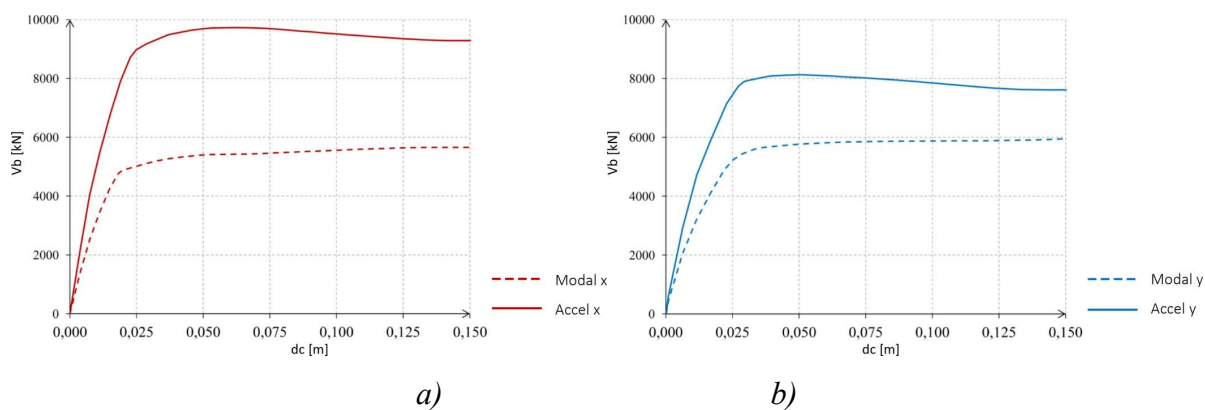


Figura 4.101: Curve di capacità del sistema MDOF: a) direzione x, b) direzione y

I fattori di partecipazione modale, Γ_x e Γ_y , sono:

$$\Gamma_x = 1,37 \quad \Gamma_y = 1,36$$

Le masse del sistema SDOF risultano:

$$m^*_x = 659 \text{ t} \quad m^*_y = 689 \text{ t}$$

In Figura 4.102 e Figura 4.103 sono riportate rispettivamente le curve di capacità del sistema SDOF e le relative curve bilinearizzate in direzione x e in direzione y.

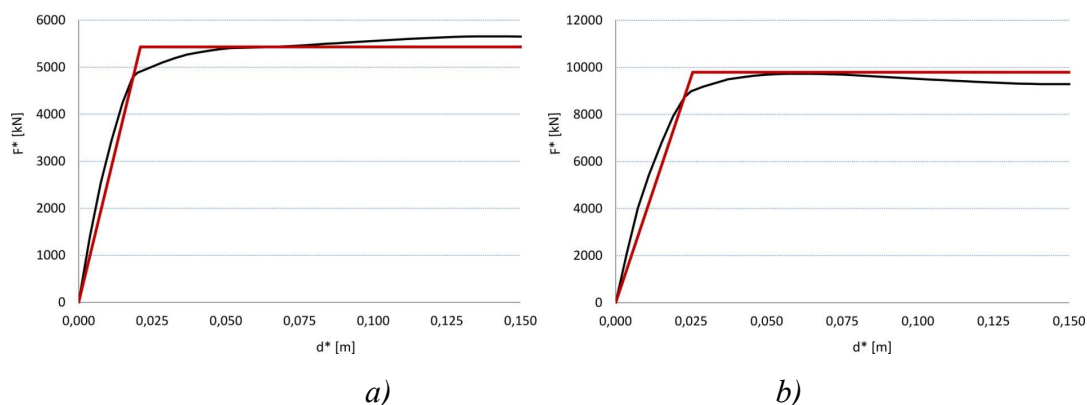


Figura 4.102: Curve di capacità del sistema SDOF e curve EPP in direzione x: (a) Modal_x (b) Accel_x

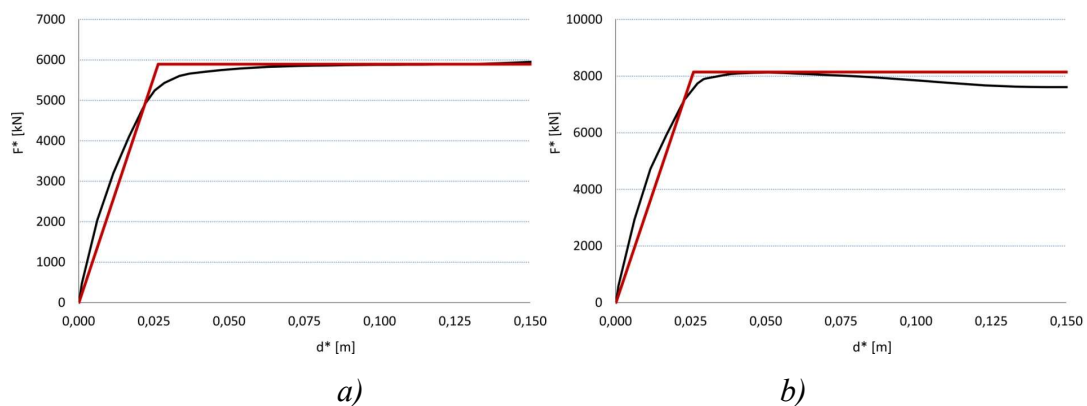


Figura 4.103: Curve di capacità del sistema SDOF e curve EPP in direzione y: (a) Modal_y (b) Accel_y

In Figura 4.104 e Figura 4.105 è rappresentata graficamente nel piano ADRS la valutazione della sicurezza sismica in direzione x a seguito dell'intervento di retrofit per mezzo di esoscheletri secondo il Metodo N2, rispettivamente per le distribuzioni di forze orizzontali Modal_x ed Accel_x.

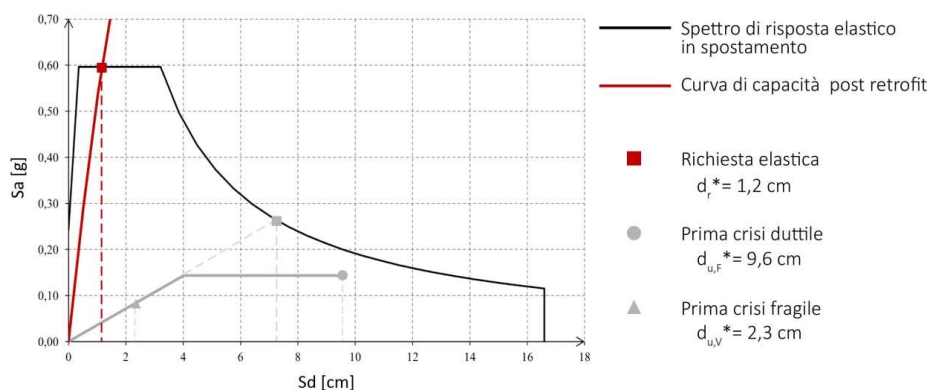


Figura 4.104: Metodo N2 - Modal_x $T^*=0,32 s$ $Sa=0,84 g$

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 9,6 \text{ cm}}{d_r^* = 1,2 \text{ cm}} = 8,0$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 2,3 \text{ cm}}{d_r^* = 1,2 \text{ cm}} = 1,9$$

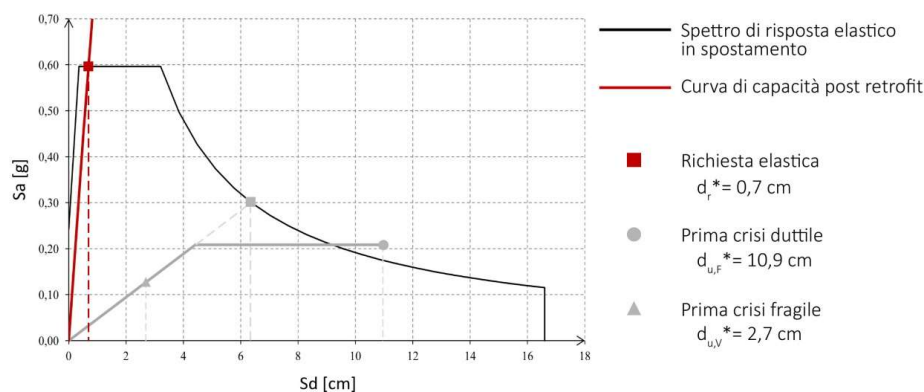


Figura 4.105: Metodo N2 Accel_x $T^*=0,26 s$ $Sa=1,51 g$

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 10,9 \text{ cm}}{d_r^* = 0,7 \text{ cm}} = 15,5$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 2,7 \text{ cm}}{d_r^* = 0,7 \text{ cm}} = 3,8$$

In Figura 4.106 e Figura 4.107 è rappresentata graficamente nello spazio ADRS la valutazione della sicurezza sismica in direzione y a seguito dell'intervento di retrofit per mezzo di esoscheletri secondo il Metodo N2, rispettivamente per le distribuzioni di forze orizzontali Modal_y ed Accel_y.

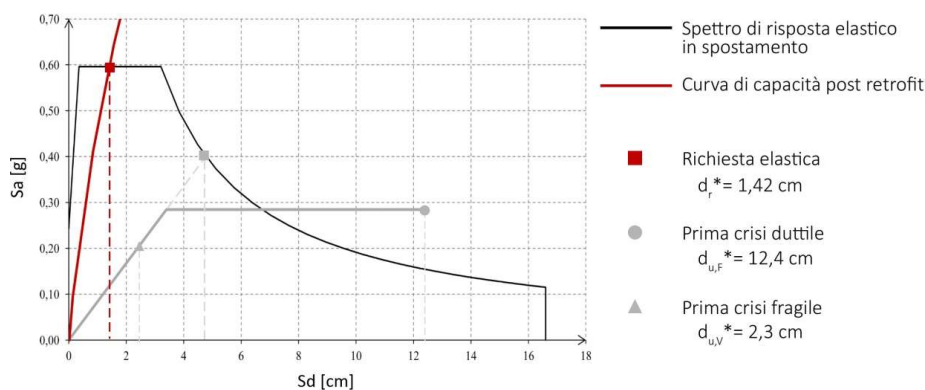


Figura 4.106: Metodo N2 Modal_y T*=0,35 Sa=0,87 g

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 12,4 \text{ cm}}{d_r^* = 1,42 \text{ cm}} = 8,7$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 2,3 \text{ cm}}{d_r^* = 1,42 \text{ cm}} = 1,6$$

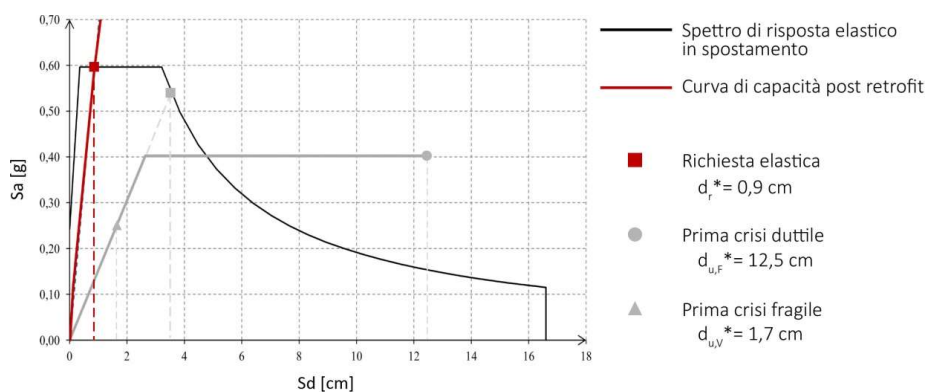


Figura 4.107: Metodo N2 Accel_y T*=0,29 s Sa=1,2 g

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 12,5 \text{ cm}}{d_r^* = 0,9 \text{ cm}} = 13,8$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 1,7 \text{ cm}}{d_r^* = 0,9 \text{ cm}} = 1,8$$

I risultanti illustrati per via grafica nelle figure precedenti sono sintetizzati in Tabella 4.17.

Tabella 4.17: Modi di vibrare e indici di rischio

Distribuzione	T* [s]	dy* [cm]	Sa [g]	μ	du,f* [cm]	du,v* [cm]	dr* [cm]	IR,f	IR,v
Modal x	0,32	1,2	0,84	2,4	9,6	2,3	1,2	8,0	1,9
Accel x	0,26	0,7	1,51	2,5	10,9	2,7	0,7	15,5	3,8
Modal y	0,35	1,4	0,87	3,6	12,4	2,3	1,4	8,7	1,6
Accel y	0,29	0,9	1,20	4,7	12,5	1,7	0,9	13,8	1,8

In Figura 4.108 e Figura 4.109 è rappresentata graficamente nello spazio ADRS la valutazione della sicurezza sismica in direzione x nei riguardi dello stato limite di danno SLD a seguito dell'intervento

di retrofit per mezzo di esoscheletri secondo il Metodo N2, rispettivamente per le distribuzioni di forze orizzontali Modal_x ed Accel_x.

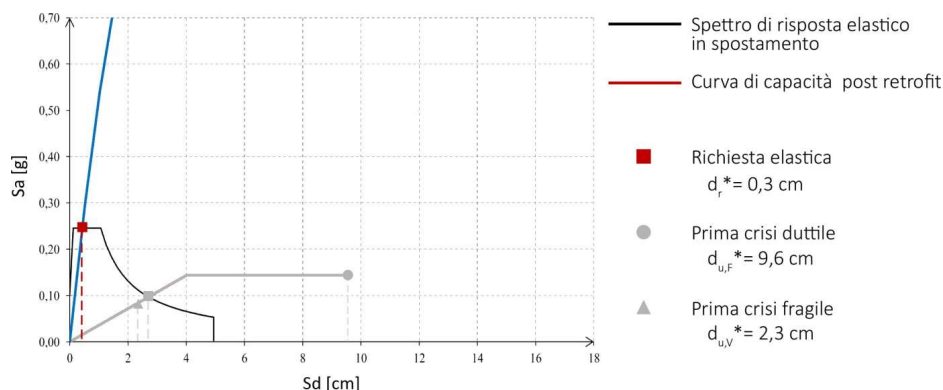


Figura 4.108: Metodo N2 - Modal_x

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 9,6 \text{ cm}}{d_r^* = 0,3 \text{ cm}} = 32$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 2,3 \text{ cm}}{d_r^* = 0,3 \text{ cm}} = 7,6$$

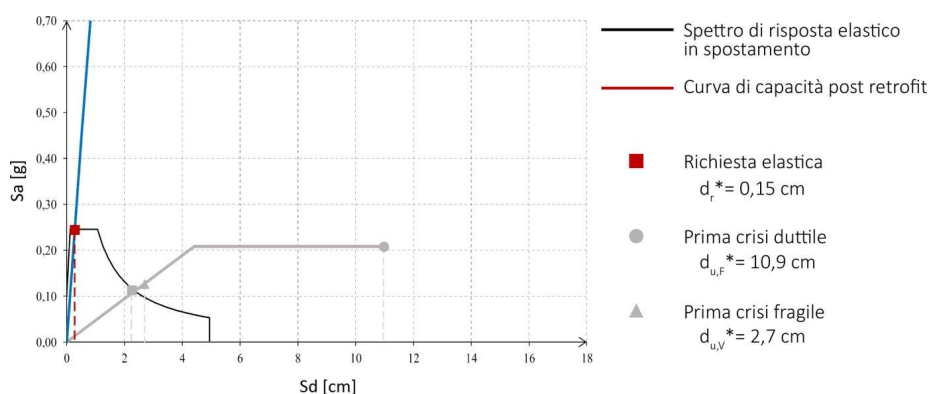


Figura 4.109: Metodo N2 Accel_x

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 10,9 \text{ cm}}{d_r^* = 0,15 \text{ cm}} = 72,6$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 2,7 \text{ cm}}{d_r^* = 0,15 \text{ cm}} = 18$$

In Figura 4.110 e Figura 4.111 è rappresentata graficamente nello spazio ADRS la valutazione della sicurezza sismica in direzione y nei riguardi dello stato limite di danno SLD a seguito dell'intervento di retrofit per mezzo di esoscheletri secondo il Metodo N2, rispettivamente per le distribuzioni di forze orizzontali Modal_y ed Accel_y.

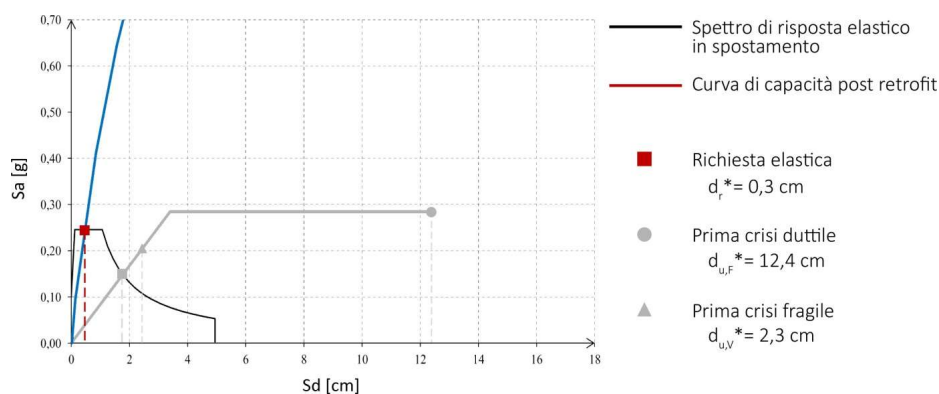


Figura 4.110: Metodo N2 Modal_y

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 12,4 \text{ cm}}{d_r^* = 0,3 \text{ cm}} = 82,6$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 2,3 \text{ cm}}{d_r^* = 0,3 \text{ cm}} = 7,6$$

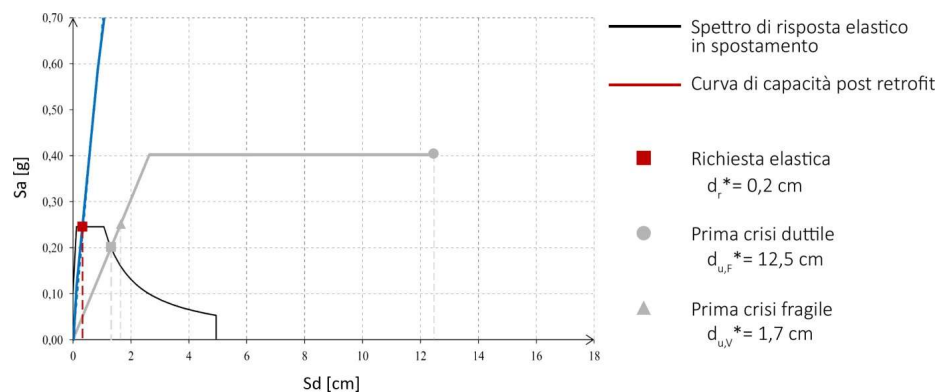


Figura 4.111: Metodo N2 Accel_y

$$I_{R,F} = \frac{d_{u,F}^* = 12,5 \text{ cm}}{d_r^* = 0,2 \text{ cm}} = 62,5$$

$$I_{R,V} = \frac{d_{u,V}^* = 1,7 \text{ cm}}{d_r^* = 0,2 \text{ cm}} = 8,5$$

La verifica allo stato limite di operatività SLO, a seguito dell'intervento di retrofit, è eseguita in termini di spostamenti interpiano, d_r , assumendo il livello prestazionale richiesto per le strutture di nuova progettazione, ritenuto soddisfatto per $d_r < 0,0033 h$ per tamponature fragili e $d_r < 0,0033 h$ per tamponature duttili, con h altezza di piano. La richiesta sismica per il sistema MDOF in termini di spostamento del punto di controllo d_c , nelle due direzioni e per ciascuna distribuzione di forze orizzontali è riassunta in Tabella 4.18.

Tabella 4.18: Richiesta sismica per il sistema MDOF allo SLO

Modal x						
	Δ_{I-M} [m]	h_i [m]	d_r [-]	Fragili	Duttili	Rapporto
1-M	0,0049	3,6	0,0014	Ok	Ok	0,27
2-M	0,0091	3,35	0,0012537	Ok	Ok	0,25
3-M	0,0120	3,9	0,0007436	Ok	Ok	0,15

Accel x						
	$\Delta 1-M$ [m]	hi [m]	dr [-]	Fragili	Duttili	Rapporto
1-M	0,0060	3,6	0,0017	Ok	Ok	0,33
2-M	0,0097	3,35	0,0011045	Ok	Ok	0,22
3-M	0,0120	3,9	0,0005897	Ok	Ok	0,12
Modal y						
	$\Delta 1-M$ [m]	hi [m]	dr [-]	Fragili	Duttili	Rapporto
1-M	0,0039	3,6	0,0011	Ok	Ok	0,22
2-M	0,0079	3,35	0,001194	Ok	Ok	0,24
3-M	0,0120	3,9	0,0010513	Ok	Ok	0,21
Accel y						
	$\Delta 1-M$ [m]	hi [m]	dr [-]	Fragili	Duttili	Rapporto
1-M	0,0047	3,6	0,0013	Ok	Ok	0,26
2-M	0,0087	3,35	0,001194	Ok	Ok	0,24
3-M	0,0120	3,9	0,0008462	Ok	Ok	0,17

Per valori di spostamento del punto di controllo pari alla richiesta sismica si hanno gli spostamenti interpiano mostrati in Figura 4.112.

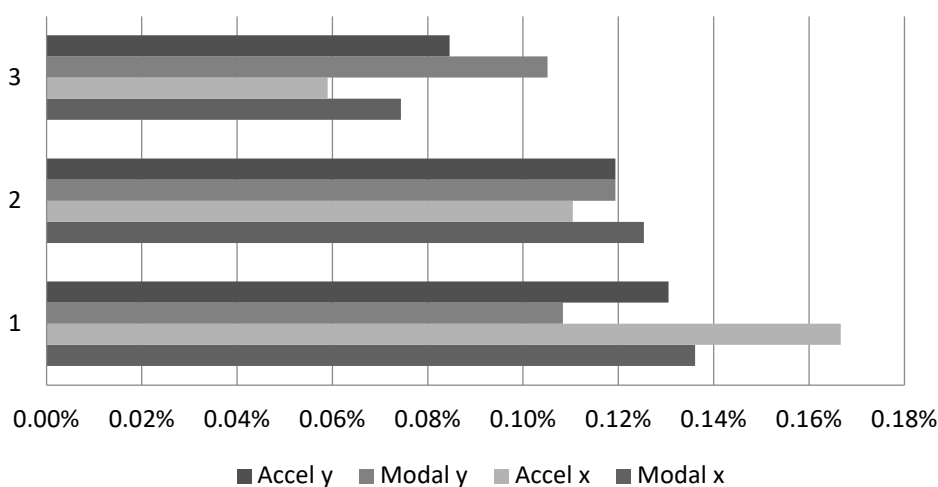


Figura 4.112: Spostamenti di interpiano allo SLO

- COLLEGAMENTI

I collegamenti tra gli esoscheletri e la struttura esistente sono stati progettati seguendo le indicazioni dell'Eurocodice 3. Si riporta, a titolo esemplificativo, la procedura di progetto riferita all'applicazione degli esoscheletri sulla facciata Sud dell'edificio (Figura 4.113).

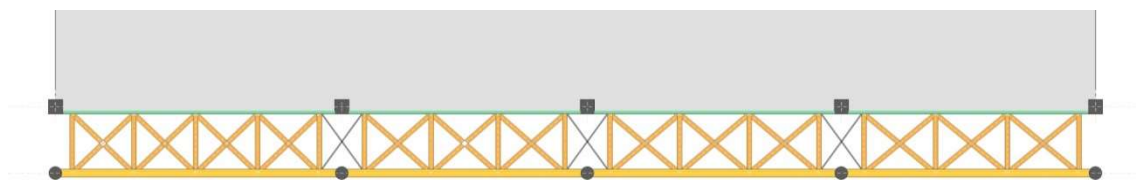


Figura 4.113: Progettazione del traliccio in corrispondenza della facciata Sud

La fase progettuale è stata condotta effettuando verifiche globali e locali delle unioni elementari in accordo al § 4.2.8 delle NTC 2018. Nel caso in esame si considerano unioni con bulloni non precaricati e saldature di testa a completa penetrazione e a cordoni d'angolo.

Si riportano in Tabella 4.19 i parametri geometrici dei collegamenti di tipo a K del traliccio della facciata Sud e in

Tabella 4.20 le relative verifiche.

Tabella 4.19: Parametri geometrici dei collegamenti a K

d0	t0	d1	t1	d1/d0	f _y	γ	np	kg	kp
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[Mpa]	[-]	[mm ²]	[-]	[-]
168,3	8,0	101,6	6,0	0,6	355	10,52	0,00019	2,11	1,00

Tabella 4.20: Verifiche dei collegamenti a K

σ _{p,Ed}	gap	N _{1,Ed}	θ ₁	N _{2,Ed}	θ ₂	g/t ₀	γ _{M5}	N _{1,Rd}	N _{2,Rd}	Verifica	Verifica
kN	[mm]	[kN]	[rad]	[kN]	[rad]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
67,5	0,029	95,5	0,768	95,5	0,768	0,004	1	549,8	549,79	VERO	VERO
67,5	0,037	95,5	0,733	95,5	0,733	0,005	1	570,8	570,76	VERO	VERO
67,5	0,042	95,5	0,698	95,5	0,698	0,005	1	594,1	594,14	VERO	VERO
67,5	0,045	95,5	0,698	96,5	0,698	0,006	1	594,1	594,13	VERO	VERO

Per i collegamenti a T, si riportano in Tabella 4.21 i parametri geometrici e in Tabella 4.22 le relative verifiche.

Tabella 4.21: Parametri geometrici dei collegamenti a T

d0	t0	d1	t1	β	f _y	γ	np	kg	kp
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[Mpa]	[-]	[mm ²]	[-]	[-]
168,3	8,0	101,6	6,0	0,6	355	10,52	0,00073	2,11	1,00

Tabella 4.22: Verifiche dei collegamenti a T

σ _{p,Ed}	gap	N _{1,Ed}	θ ₁	N _{2,Ed}	θ ₂	g/t ₀	γ _{M5}	N _{1,Rd}	N _{2,Rd}	Verifica	Verifica
kN	[mm]	[kN]	[rad]	[kN]	[rad]		[-]	[kN]	[kN]		
260,6	0,029	136,5	0,768	136,5	0,768	0,004	1	417,5	417,51	VERO	VERO
260,6	0,037	136,5	0,733	136,5	0,733	0,005	1	433,4	433,43	VERO	VERO
260,6	0,042	136,5	0,698	136,5	0,698	0,005	1	451,2	451,20	VERO	VERO
260,6	0,045	136,5	0,698	136,5	0,698	0,006	1	451,2	451,20	VERO	VERO

Al fine di realizzare dei collegamenti che rispettassero il più possibile le ipotesi del modello numerico, si è pensato di utilizzare giunti cerniera a pettine con perni. Nel caso di collegamenti trave-colonna, il giunto è costituito dai pettini lato trave e lato colonna e dal perno (Figura 4.114).



Figura 4.114: Giunto a pettine

I pattini lato trave sono costituiti da 4 piastre longitudinali rinforzate. Le piastre longitudinali sono collegate alle piastre di rinforzo mediante saldature di testa a completa penetrazione. La piastra di rinforzo è saldata alla faccia del corrente inferiore della travatura reticolare mediante saldatura a cordone d'angolo lungo tutto il contorno della piastra.

I pettini lato colonna hanno le medesime dimensioni dei pettini lato trave ma sono più numerose al fine di ricoprire l'intera superficie di impronta della colonna. Essendo di numero superiore ai pettini lato trave la loro resistenza è sicuramente maggiore. Al fine di garantire un adeguato trasferimento del carico alla colonna, la piastra inferiore per il collegamento in fondazione è stata irrigidita mediante nervature. Il dispositivo di vincolo così realizzato è saldato alla colonna mediante saldature d'orlo a completa penetrazione. Il dimensionamento del perno è eseguito in accordo al § 4.2.8.1.2 delle NTC. La geometria del giunto è tale che il perno non risulta sollecitato a flessione. Sono stati progettati i principali nodi dell'esoscheletro, illustrati nelle figure successive (Figura 4.115, Figura 4.116, Figura 4.117, Figura 4.118).

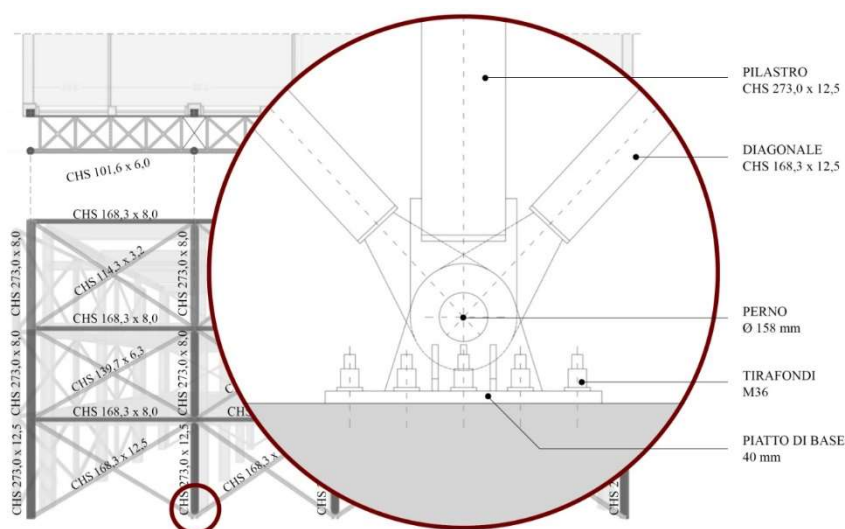


Figura 4.115: Nodo di fondazione

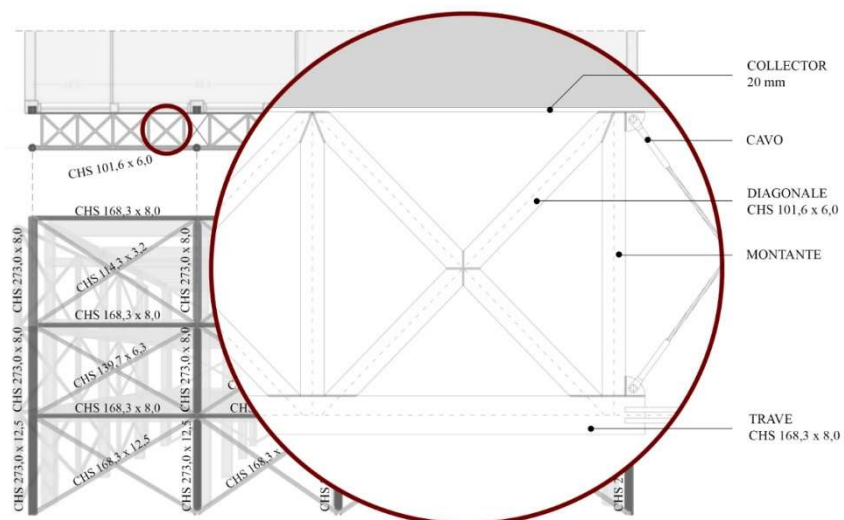


Figura 4.116: Traliccio orizzontale

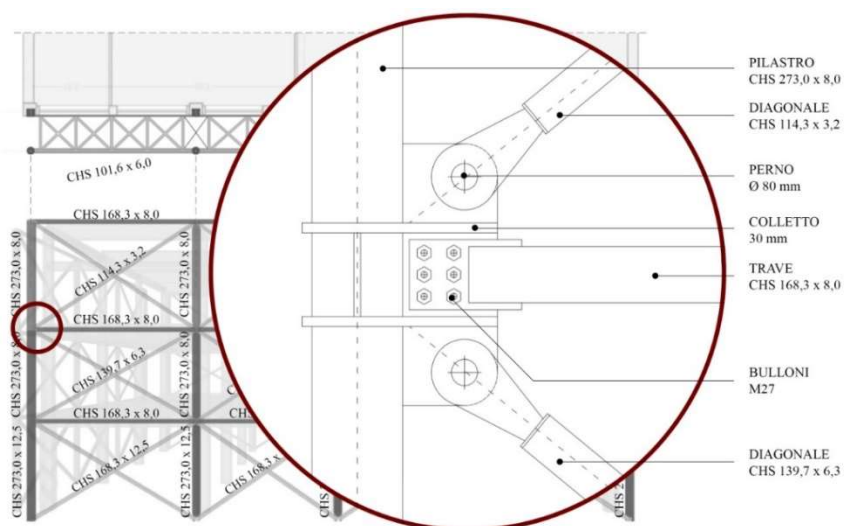


Figura 4.117: Nodo Trave - colonna - diagonali

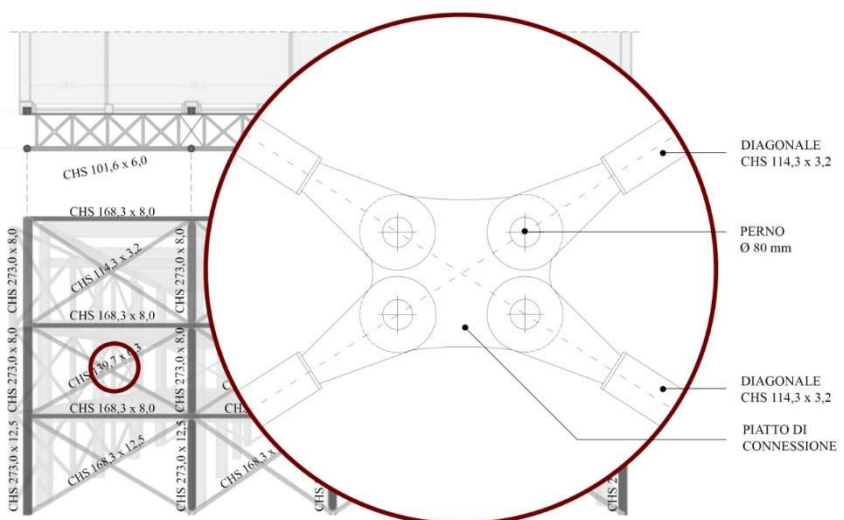
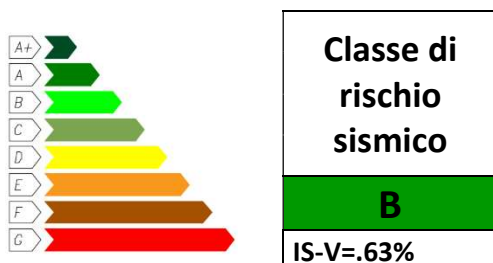


Figura 4.118: Collegamento delle diagonali

4.2.4.1 CLASSE DI RISCHIO

In termini di rischio sismico, la struttura post operam a seguito dell'intervento di retrofit con gli esoscheletri in acciaio presenta una classe di rischio B.

Indice di sicurezza IS-V



- INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

In questo caso si considerano gli stessi interventi descritti al paragrafo 4.2.2.

4.2.4.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Le voci computate sono relative agli interventi di tipo strutturale, comprendenti le opere strutturali in fondazione e la realizzazione degli esoscheletri. Di seguito si riporta il riepilogo dei costi di intervento di opere strutturali valutati separatamente dagli oneri della sicurezza e dall'incidenza della manodopera.

Tabella 4-23: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento globale

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Importo Manodopera
	OPERE CIVILI	[€]	[€]
Livello I	Interventi di rinforzo strutturale		
	Opere strutturali fondazioni	23.500,00	7.050,00
	Opere strutturali esoscheletri	344.150,00	103.245,00
	Totale Opere Strutturali	367.650,00	110.295,00
	Interventi di efficienza energetica	332.000,00	80.175,00
	TOTALE INTERVENTI	699.650,00	196.470,00
	Oneri della sicurezza (PSC)		
	Oneri di sicurezza	20.000,00	6.000,00

5 ANALISI COMPARATIVA DEGLI INTERVENTI

Di seguito, in Tabella 5.1 si riporta un quadro sinottico attraverso cui è possibile analizzare in maniera comparativa i livelli prestazionali in termini di sicurezza, riduzione delle perdite attese ed efficientamento energetico ottenuto con i diversi livelli di intervento ed i relativi costi unitari degli stessi.

Tabella 5.1: Quadro sinottico dei costi degli interventi.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
	OPERE CIVILI	[€]	[m ²]	[m ³]	€/m ²	€/m ³
Livello I (IS-V=74%, PAM=1.31%) +5 classi Sismiche +2 Classi Energ	Opere strutturali	68,000	1,200	3,600	56.67	18.89
	Opere di demolizione e ripristino finiture	25,500			21.25	7.08
	Parziale strutturale	93,500			77.92	25.97
	Opere di efficientamento energetico	127,000			105.83	35.28
	TOTALE INTERVENTI	220,500			183.75	61.25
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	13,000			10.83	3.61
Livello II (IS-V=74%, PAM=1.31%) +5 classi Sismiche +4 Classi Energetiche	Opere strutturali	148,000	1200	3,600	123.33	41.11
	Opere di demolizione e ripristino finiture	78,500			65.42	21.81
	Parziale strutturale	226,500			188.75	62.92
	Opere di efficientamento energetico	159,000			132.50	44.17
	TOTALE INTERVENTI	385,500			321.25	107.08
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	17,000			14.17	4.72
Livello III - AAC (IS-V=80%, PAM=0.74%) +6 classi Sismiche +7 Classi Energetiche	Opere strutturali	134,500	1200	3,600	112.08	37.36
	Opere di demolizione e ripristino finiture	77,000			64.17	21.39
	Pareti in calcestruzzo cellulare	82,800			69.00	23.00
	Fondazioni	77,250			64.38	21.46
	Parziale strutturale	371,550			309.63	103.21
	Opere di efficientamento energetico	289,800			241.5	80.5
	TOTALE INTERVENTI	661,350			551.12	183.70
ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	24,000	20.00	6.67			
Livello III - Controventi (IS-V=100%, PAM=0.509%) +6 classi Sismiche +6 Classi Energetiche	Opere strutturali	119,800	1,200	3,600	99.83	33.28
	Opere di demolizione e ripristino finiture	96,000			80.00	26.67
	Controventi	82,500			68.75	22.92
	Fondazioni	44,000			36.67	12.22

	Parziale strutturale	342,300			285.25	95.08
	Opere di efficientamento energetico	332,000			276.66	92.22
	TOTALE INTERVENTI	674,300			561.92	187.30
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	24,000			20.00	6.67
Livello III – Esoscheletri prefabbricati in c.a. (IS-V=60%, PAM=1.100%) +5 classi Sismiche +5 Classi Energetiche	Opere strutturali	278,3000			231.92	77.30
	Opere di demolizione e ripristino finiture	22,700			18.92	6.30
	Fondazioni	31,700			26.42	8.80
	Parziale strutturale	332,700	1,200	3,600	277.25	92.42
	Opere di efficientamento energetico	295,460			246.22	82.07
	TOTALE INTERVENTI	628,160			523.47	174.49
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	24,000			20.00	6.67
Livello III – Esoscheletri in acciaio (IS-V=63%, PAM=1.100%) +5 classi Sismiche +6 Classi Energetiche	Opere strutturali in fondazione	23,500.00			19.58	6.52
	Opere strutturali in elevazione	344,150.00			276.79	95.59
	Parziale strutturale	367,650	1,200	3,600	306.37	102.12
	Opere di efficientamento energetico	332,000			276.66	92.22
	TOTALE INTERVENTI	699,650.00			583.04	194.35
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	20,000			16.67	5.55

5.1 ANALISI DEI TEMPI DI ESECUZIONE DELLE LAVORAZIONI

Nel seguente paragrafo si riportano le tempistiche necessarie alla realizzazione delle varie lavorazioni per i tre livelli di intervento proposti precedentemente. Per ogni lavorazione prodotta è stata calcolata l'incidenza di manodopera, ipotizzando poi la possibilità di servirsi da una a tre “*squadre tipo*” per lavorazione. Per “*squadra tipo*” si intende, nel seguente caso, una squadra composta da: n°1 operaio specializzato, n°1 operaio qualificato, n°1 manovale. E' bene precisare, onde evitare possibili incomprensioni nella lettura della tabella che segue, che, mentre per quanto riguarda la parte di opere strutturali, l'utilizzo di una o più squadre che lavorano in contemporanea, riduce notevolmente i tempi di lavorazione, ciò non si può affermare, invece, per la parte di opere energetiche. In questo caso, infatti, sono molteplici i parametri che concorrono alla stima di una tempistica necessaria alla realizzazione delle opere e che non dipendono dal quantitativo di squadre di lavoratori impiegate contemporaneamente. Un semplice esempio di quanto affermato può essere la sostituzione dei serramenti esterni della struttura, in cui, una volta rimossi quest'ultimi, vi è una fase relativa alla realizzazione in fabbrica dei nuovi infissi, che si configura come una situazione indipendente sia dal numero di squadre di lavoratori impiegate in cantiere che dai tempi di lavorazione del cantiere, che nel frattempo va avanti. Stessa cosa dicasi per le opere impiantistiche.

Tabella 5.2: Analisi dei tempi di esecuzione degli interventi.

Livello di Progettazione	Descrizione	Giorni lavorativi		
	OPERE CIVILI	1 squadra	2 squadre	3 squadre
Livello I (IS-V=74%, PAM=1.31%) +5 classi Sismiche +2 Classi Energ	Parziale strutturale	44.69	22.35	14.90
	Opere di efficientamento energetico	37.55	37.55	37.55
	Sicurezza e cantiere	6.21	6.21	6.21
	TOTALE INTERVENTI	3 mesi	2.5 mesi	2 mesi
Livello II (IS-V=74%, PAM=1.31%) +5 classi Sismiche +4 Classi Energetiche	Parziale strutturale	108.27	54.13	36.09
	Opere di efficientamento energetico	47.02	47.02	47.02
	Sicurezza e cantiere	8.13	8.13	8.13
	TOTALE INTERVENTI	6 mesi	4 mesi	3 mesi
Livello III - AAC (IS-V=80%, PAM=0.74%) +6 classi Sismiche +7 Classi Energetiche	Parziale strutturale	161.71	80.86	53.90
	Opere di efficientamento energetico	85.69	42.85	42.85
	Sicurezza e cantiere	11.47	11.47	11.47
	TOTALE INTERVENTI	9 mesi	5 mesi	4 mesi
Livello III - Controventi (IS-V=100%, PAM=0.509%) +6 classi Sismiche +6 Classi Energetiche	Parziale strutturale	163.62	81.81	54.54
	Opere di efficientamento energetico	98.17	49.09	49.09
	Sicurezza e cantiere	11.47	11.47	11.47
	TOTALE INTERVENTI	9.5 mesi	5 mesi	4 mesi
Livello III – Esoscheletri prefabbricati in c.a. (IS-V=60%, PAM=1.100%) +5 classi Sismiche +5 Classi Energetiche	Parziale strutturale	128.63	64.32	42.88
	Opere di efficientamento energetico	103.24	69.49	58.23
	Sicurezza e cantiere	9.28	9.28	9.28
	TOTALE INTERVENTI	8 mesi	5 mesi	4 mesi
Livello III - Esoscheletro (IS-V=63%) +5 classi Sismiche +4 Classi Energetiche	Parziale strutturale	175.74	87.87	58.58
	Opere di efficientamento energetico	158.05	79.02	49.49
	Sicurezza e cantiere	9.56	9.56	9.56
	TOTALE INTERVENTI	11.5 mesi	6 mesi	4 mesi

Bibliografia

- [1] Ministero delle Infrastrutture, Ministro dell'interno, and Capo del dipartimento della protezione civile, "NTC 2018-Decreto Ministeriale 17/1/2018 - Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni,".
- [2] NTC-Circolare, *Circolare 2019, n. 7 Istruzioni per l' applicazione delle " Norme tecniche per le costruzioni " di cui al D . M. 17 gennaio 2018.* 2018.

- [3] P. Fajfar, “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design,” *Earthq. Spectra*, 2000.
- [4] CEN EC 8-3, “Design of structures for earthquake resistance, part 3: strengthening and repair of buildings,” *Eur. Stand. EN 1998-3*, vol. 3, 2005.
- [5] R. Frascadore *et al.*, “Local strengthening of reinforced concrete structures as a strategy for seismic risk mitigation at regional scale,” *Earthq. Spectra*, vol. 31, no. 2, pp. 1083–1102, 2015.
- [6] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, “D. M. 28 febbraio 2017, n. 58 recante: “Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l’attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell’efficacia degli interventi effettuati,” vol. 380, no. 2, pp. 4–6, 2017.
- [7] UNI-TS 11300, “Prestazione energetica degli edifici. Determinazione del fabbisogno di energia termica dell’edificio per la climatizzazione estiva ed invernale,” 2008.
- [8] M. Dolce *et al.*, “An integrated design approach for the retrofit of existing RC school buildings,” 2019.
- [9] FIB, “Externally applied FRP reinforcement for concrete structures,” *FIB Bull. No. 90*, p. 229, 2019.
- [10] T. Paulay and M. Priestley, “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings,” 1992.
- [11] “Commissione di Studio per la Predisposizione e l’Analisi di Norme Tecniche relative alle costruzioni,” “Cnr-Dt 200 R1/2013,” 2013.
- [12] Dipartimento opere pubbliche Regione Abruzzo, “Prezzi informativi delle opere edili,” 2018.
- [13] M. Dolce and G. Manfredi, “Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni,” *ReLUIS*, p. 196, 2011.
- [14] Ministero dell’Ambiente e della Tutela del Territorio e del mare, Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti, and Ministero per la semplificazione e la pubblica amministrazione, “Decreto interministeriale 26 giugno 2015 - Adeguamento linee guida nazionali per la certificazione energetica degli edifici,” *Gazz. Uff.*, 2015.
- [15] Manfredi V., Masi A., Ventura G., Chiauzzi L., Digrisolo A., Santarsiero G. (2018). Rafforzamento sismico degli edifici esistenti in c.a. Una soluzione innovativa per interventi integrati e sostenibili. *STRUCTURAL* 215, Gennaio/Febbraio 2018. <https://doi.org/10.12917/STRU215.03>;

- [16] Manfredi, V.; Santarsiero, G.; Masi, A.; Ventura, G. The High-Performance Dissipating Frame (HPDF) System for the Seismic Strengthening of RC Existing Buildings. *Sustainability* 2021, 13, 1864. <https://doi.org/10.3390/su13041864>.
- [17] Ventura G., Manfredi V., Santarsiero G., Masi A., Digrisolo A. (2021). A Sustainable Solution For The Seismic Strengthening Of Rc Existing Buildings Through The Hpdf System (Hpdf): A Case Study. *COMPADYN 2021, 8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Streamed from Athens, Greece, 28 – 30 June 2021.