



Progetto Triennale DPC-ReLUIS 2022-2024

WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

CASO STUDIO 1: EDIFICIO SCOLASTICO IN CEMENTO ARMATO

VERSIONE: 2.0, BOZZA GENNAIO 2024
(Aggiornamento della versione 1.0 BOZZA LUGLIO 2020)

UR: UNINA, prof. Andrea Prota
Gruppo di lavoro: prof. Marco Di Ludovico, prof. 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 UNISANNIO, Prof. Ciro Del Vecchio
in collaborazione con UR UNISANNIO, Prof. Luigi Di Sarno

UR: UNIUD, prof. Gaetano Russo
Gruppo di lavoro: prof.ssa Margherita Pauletta,
dott.ssa Giada Frappa
Collaboratori: Marco Comuzzi

UR: UNISANNIO, prof. Maria Rosaria Pecce
Collaboratori: Brunella Delcogliano

*Dipartimento Politecnico di Ingegneria e Architettura,
Università degli studi di Udine*

Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi del Sannio

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, 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 (a cura dell'UR UNINA-Prota) ed una soluzione d'intervento globale con controventi metallici dissipativi posizionati all'interno dei telai perimetrali in cemento armato (a cura delle UR UNINA-Prota e UR UNISANNIO Di Sarno), integrati con interventi di efficientamento energetico.

L'aggiornamento alla versione 2.0 include una ulteriore soluzione d'intervento globale attraverso l'impiego di telai esterni in acciaio dotati di controventi dissipativi e rigidi (a cura dell'UR UNIUD, Russo-Pauletta), ed una soluzione di intervento locale attraverso l'impiego di placcaggi metallici (a cura dell'UR UNISANNIO-Pecce) entrambe integrate con interventi di efficientamento energetico.

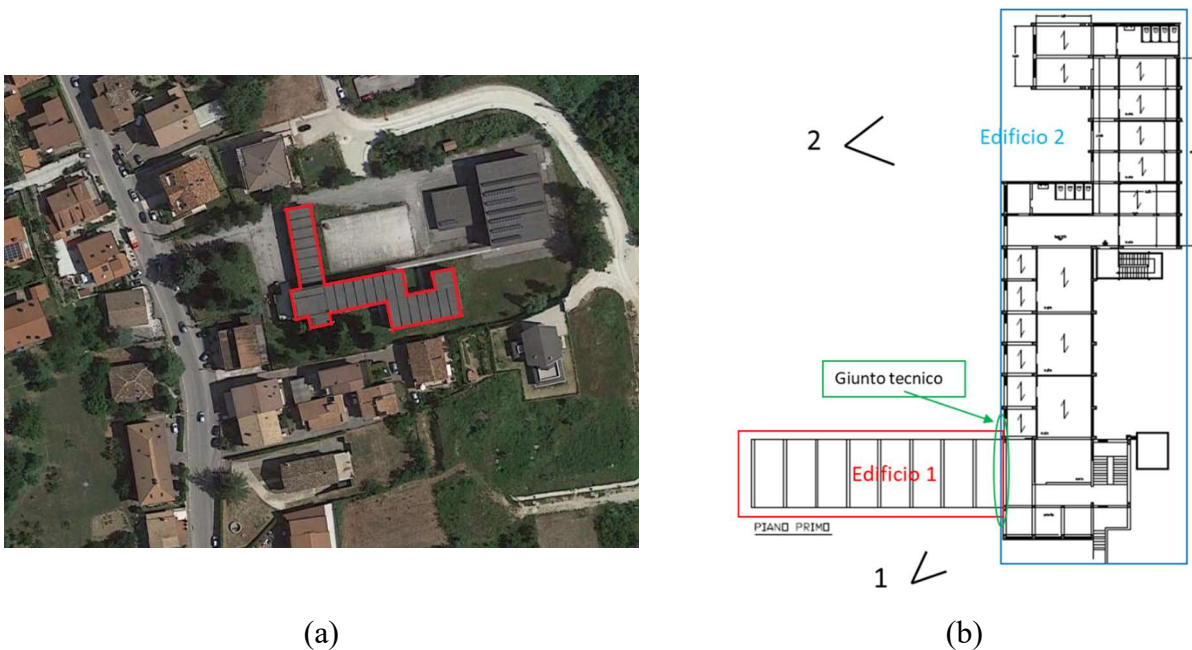
Sommario

1.	DESCRIZIONE DEL COMPLESSO SCOLASTICO	1
1.1	ANALISI STORICO CRITICA	2
1.2	SISTEMA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI	3
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
2.	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA	7
2.1	PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	7
2.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	9
2.3	ANALISI STRUTTURALE	12
2.4	VERIFICA STATO DI FATTO ALLO SLV	14
2.5	CRITICITA' EMERSE	19
2.6	VERIFICA STATO DI FATTO ALLO SLE	20
2.7	CALCOLO DELLA CLASSE DI RISCHIO SISMICO	20
3.	VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE	23
4.	STRATEGIE DI INTERVENTO INTEGRATO	30
4.1	SOLUZIONI INTEGRATE BASATE SU INTERVENTI LOCALI	34
	<i>4.1.1. INTERVENTI LOCALI SOLO DALL'ESTERNO CON FRP</i>	<i>37</i>
	4.1.1.1 CLASSE DI RISCHIO	45
	4.1.1.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	47
	<i>4.1.2 INTERVENTI LOCALI ESTERNI E INTERNI ALL'EDIFICIO CON FRP</i>	<i>48</i>
	4.1.2.1 CLASSE DI RISCHIO	52
	4.1.2.2 INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA	53
	4.1.2.3 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	54
	<i>4.1.3 INTERVENTI LOCALI ESTERNI E INTERNI ALL'EDIFICIO CON ACCIAIO</i>	<i>55</i>
	4.1.3.1 CLASSE DI RISCHIO	70
	4.1.3.2 INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA	71
	4.1.3.3 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	71
4.2	SOLUZIONI INTEGRATE BASATE SU INTERVENTI GLOBALI	72
	<i>4.2.1 INTERVENTI GLOBALI CON CONTROVENTI INTERNI AI TELAI IN C.A.</i>	<i>73</i>
	4.2.1.1 CLASSE DI RISCHIO	83
	4.2.1.2 INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA	84
	4.2.1.3 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	85
	<i>4.2.2 INTERVENTI GLOBALI CON TELAI ESTERNI IN ACCIAIO CONTROVENTATI</i>	<i>87</i>
	4.2.2.1 CLASSE DI RISCHIO	102

4.2.2.2	INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA	102
4.2.2.3	RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI	102
5	ANALISI COMPARATIVA DEGLI INTERVENTI	104
5.1	ANALISI DEI TEMPI DI ESECUZIONE DELLE LAVORAZIONI	105
	BIBLIOGRAFIA	106

1. DESCRIZIONE DEL COMPLESSO SCOLASTICO

L'edificio oggetto di studio è una scuola secondaria di I grado sita in un comune colpito dalla sequenza sismica del Centro Italia 2016-2017. Si tratta di un complesso scolastico costituito da due edifici giuntati sismicamente, denominati rispettivamente *Edificio 1* ed *Edificio 2*. L'intero complesso, la relativa ubicazione e alcune viste frontali, sono riportati nella Figura 1-1 e Figura 1-2.



(a) (b)
 Figura 1-1: Ubicazione dell'edificio (a) e schema di planimetria del piano terra (b).



(a)



(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 con forma ad "L". I locali dell'*Edificio 1* sono adibiti ad uso uffici ed al proprio interno sono ubicate segreteria e presidenza, mentre all'interno dell'*Edificio 2* si trovano le aule, una sala polifunzionale, l'atrio, i servizi igienici ed il corpo scale. Oggetto di studio del presente lavoro di ricerca è il solo *Edificio 2*, il quale presenta caratteristiche che lo rendono ben rappresentativo di molti edifici scolastici esistenti in c.a. costruiti 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 '60 e '70.

Il fabbricato ha una superficie compressiva calpestabile di 1470 m² e si sviluppa prevalentemente su due piani per un'altezza complessiva di 7,80 m. La parte iniziale del fabbricato dove è sito l'ingresso ha un ulteriore locale seminterrato adibito a locale caldaia. La cubatura complessiva dell'*Edificio 2* è di circa 4700 m³. La pianta, i prospetti e le sezioni, ottenute a mezzo di un rilievo geometrico sono riportate in Figura 1-3.

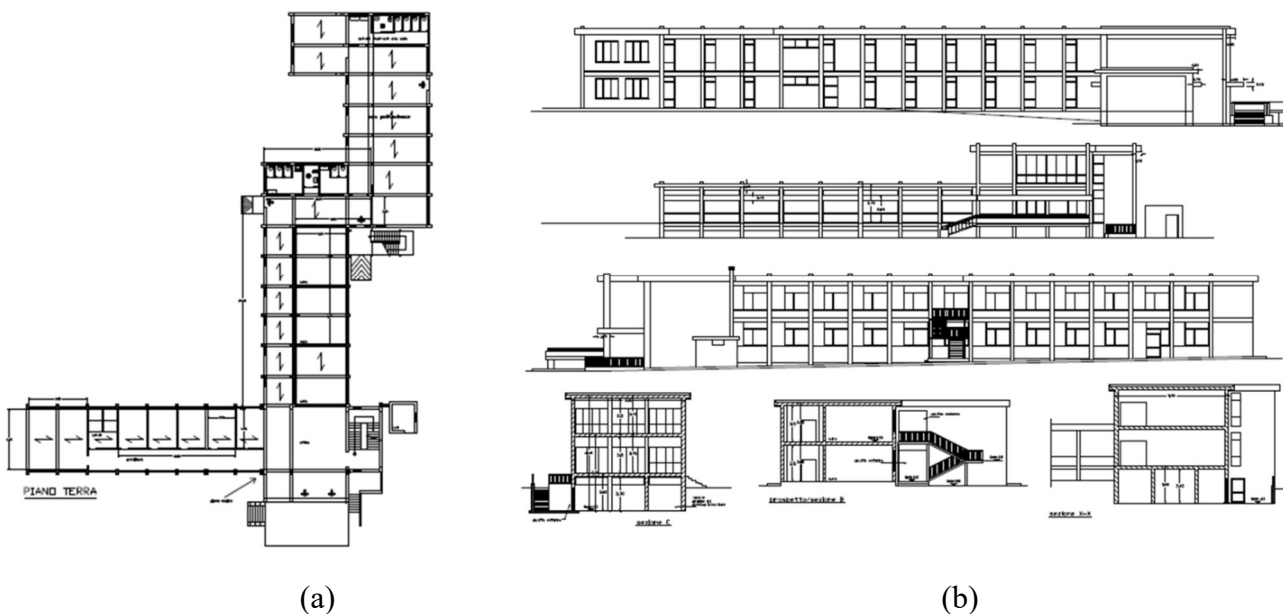


Figura 1-3: Pianta del piano terra (a) e prospetti e sezioni (b).

1.2 SISTEMA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI

L'Edificio 2 ha una forma in pianta non regolare secondo i criteri forniti dal D.M. 14/01/2008 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” (in breve, NTC 2008) [1], costituita sostanzialmente da due rettangoli affiancati di dimensioni 10,40 x 40,00 m² e 10,00 x 24,85 m². Si presenta costituito da tre piani fuori terra di altezza netta di 3,50 m circa.

Le strutture portanti sono costituite da sistemi intelaiati in cemento armato (c.a.) gettato in opera. I telai sono costituiti da una campata con luce netta di 2,75 m (in corrispondenza del corridoio) ed una campata di luce netta di 5,85 m (in corrispondenza delle aule). Le travi ed i pilastri presentano in molteplici casi sezione 20 x 60 cm². Le travi di copertura sono emergenti ed estradossate rispetto all'impalcato di copertura del piano. Per quanto riguarda le scale, esse sono a soletta rampante. 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.

Per completezza di informazioni, infine, si precisa che l'*Edificio 2* presenta un corpo di ampliamento di dimensioni ridotto, riportato in Figura 1-4, con giunto tecnico di 2-3 cm, che è stato trascurato data la valenza scientifica del presente documento.

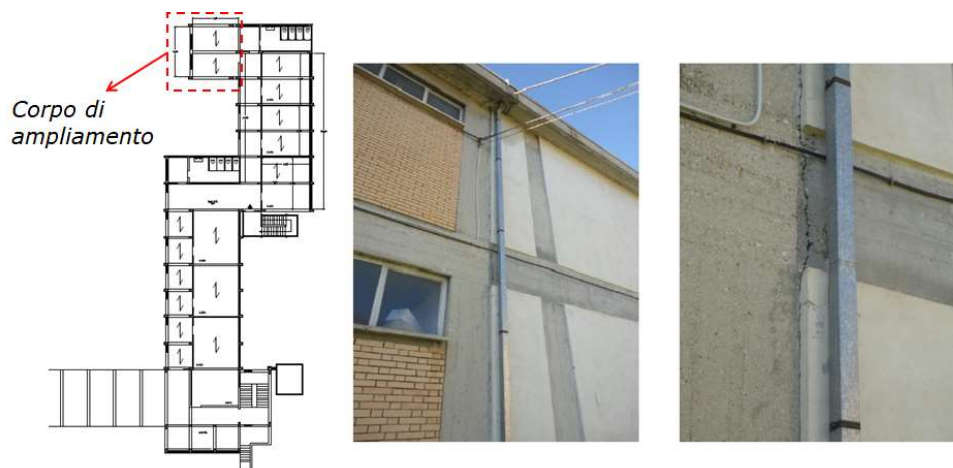


Figura 1-4: Giunto tecnico relativo al corpo di ampliamento.

Di seguito, in Figura 1-5, si riporta un dettaglio delle sezioni tipiche, con relative armature, delle travi e dei pilastri.

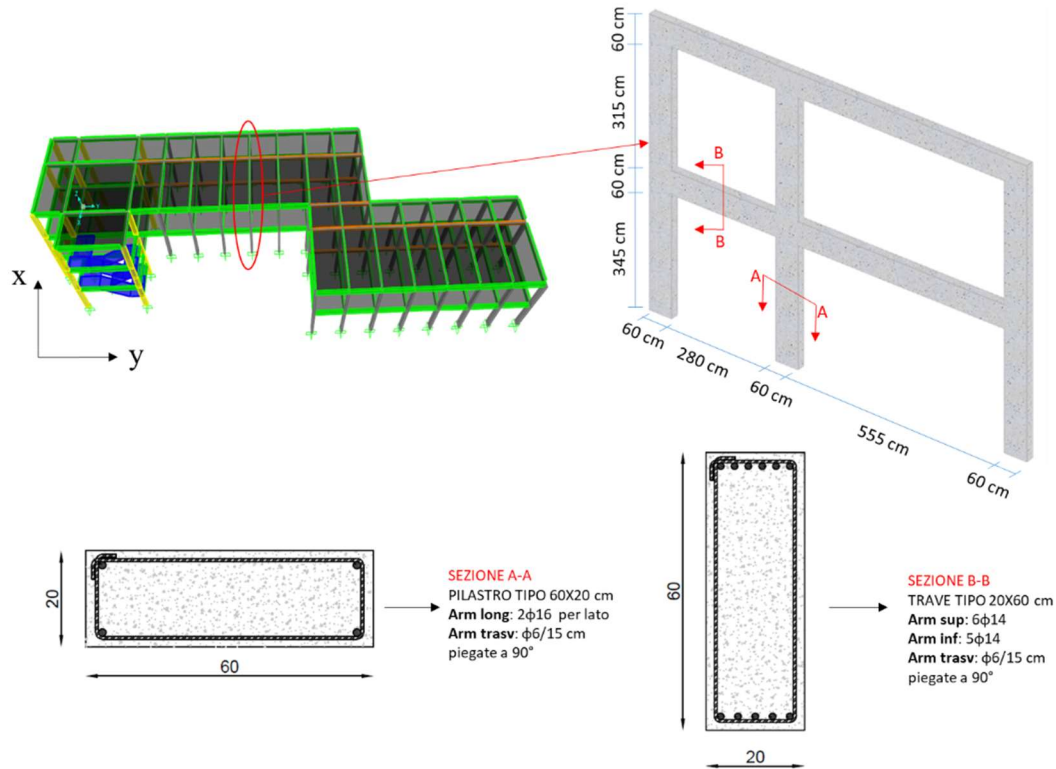


Figura 1-5: Dettagli costruttivi delle sezioni di travi e pilastri.

Il solaio è di tipo latero-cementizio costituito da una soletta di spessore 4 cm, per uno spessore totale di 20 cm. Per quanto riguarda, invece, le tamponature, esse sono realizzate con muratura a cassetta costituita da mattoni semipieni in laterizio per il paramento esterno, e blocchi forati in laterizio per il paramento interno. Infine, i tramezzi sono realizzati con il classico forato in laterizio di spessore 10 cm posto a coltello.

Di seguito, in Tabella 1-1, Tabella 1-2 e Tabella 1-3, si riporta l'analisi dei carichi effettuata. Le masse sismiche sono state valutate con la seguente combinazione $G_k + 0,6Q_k$.

Tabella 1-1: Analisi dei carichi del solaio del primo intermedio.

Solaio piano intermedio

G_k	4,23 kN/m ²
Q_k	3,00 kN/m ²

Tabella 1-2: Analisi dei carichi del solaio di copertura.

<i>Solaio di copertura</i>	
G_k	3,83 kN/m ²
Q_k	0,50 kN/m ²

Tabella 1-3: Analisi dei carichi della tamponatura.

<i>Tamponatura</i>	
Intonaco interno	0,12 kN/m ²
Rinzaffo esterno	0,19 kN/m ²
Paramento interno in laterizio forato	0,88 kN/m ²
Isolante in lana di roccia	0,07 kN/m ²
Paramento esterno in mattoni pieni	1,80 kN/m ²
Totale	3,15 kN/m²

1.3 CARATTERISTICHE 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 2008 [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 sono state combinate con indagini non-distruttive di tipo SONREB, che hanno portato a una determinazione della resistenza a compressione media cilindrica del calcestruzzo $f_{cm} = 16.6 \text{ MPa}$. 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 $f_{ym} = 391 \text{ MPa}$.

I dati raccolti attraverso la campagna di prove, tenendo conto di quanto riportato nel § C8.5.4 della Circolare n°617 del 2009 [2], permettono di raggiungere un *livello di conoscenza LC2*.

In Tabella 1-4 è riportata una sintesi dei dati relativi all'epoca costruttiva e alle proprietà dei materiali.

Tabella 1-4: Dati di sintesi.

<i>Anno di progettazione</i>	1960-1970
<i>Interventi post-sisma 1997</i>	nessuno
f_{cm}	<u>16.6 MPa</u>
f_{ym}	391 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, ricade all'interno della *Classe d'uso III*, secondo le NTC 2008 [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 periodo di riferimento dell'azione sismica V_R pari a *75 anni*.

Per quanto riguarda le caratteristiche del sito su cui è stato edificato il fabbricato, dalla relazione geologica si evince che il terreno è composto da un primo strato di limo con argilla (0,20 – 1,95 m), seguito da un secondo strato (1,95 – 12,00 m) di marna argillosa. In base alla caratterizzazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, la categoria del sottosuolo è *B* ($V_{S,30} = 467 \text{ m/s}$) e la superficie topografica 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 SLD e allo SLV definiti in accordo con le NTC 2008 [1].

Tabella 2-1: Parametri di caratterizzazione della pericolosità sismica di sito.

Vita Nominale, V_N	50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso, C_u	1,5
Periodo di riferimento V_R	75 anni
a_g/g (SLV)	0.255 ($T_R=712$ anni)
a_g/g (SLD)	0.105 ($T_R=75$ anni)
F_0 (SLV)	2.446
T_C^* (SLV)	0.352 s
C_C	1.355
Categoria del sottosuolo	B
Superficie topografica	T1
S_S	1.150
S_T	1.000

Spettri di risposta elastici

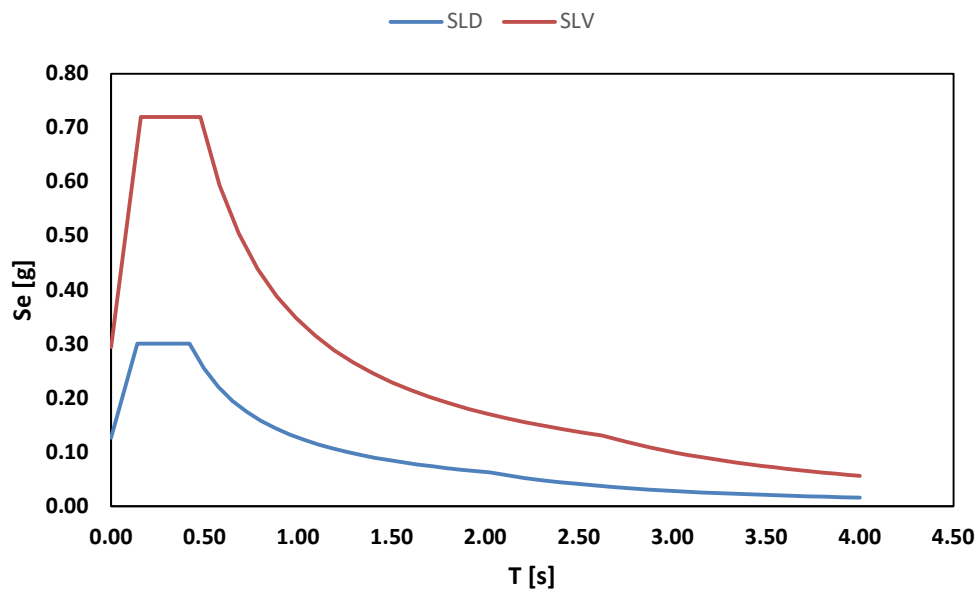


Figura 2-1: Spettri di risposta elastici per SLD e SLV.

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.

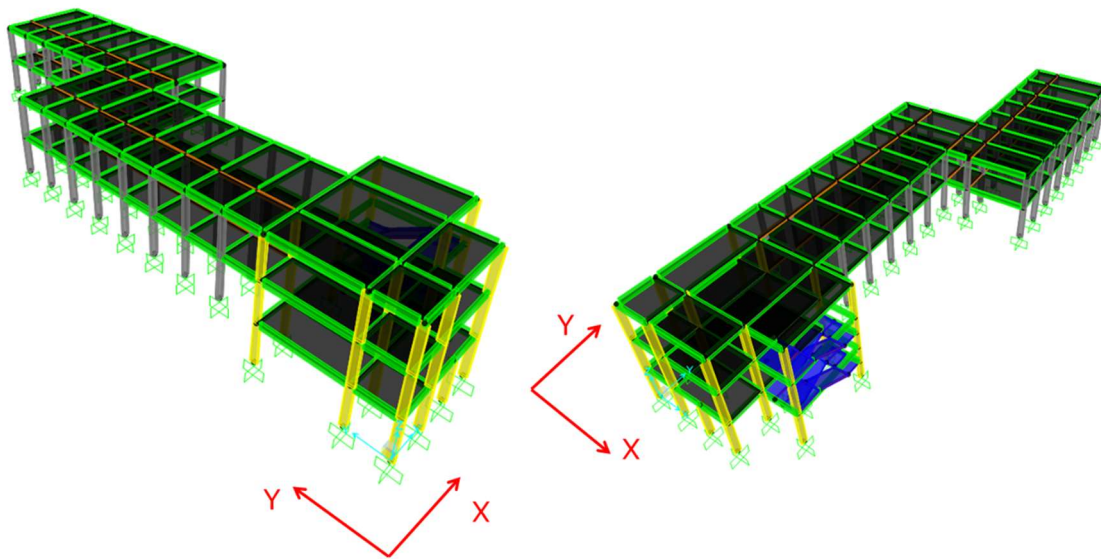


Figura 2-2: Viste assometriche del modello strutturale.

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 (cerniere plastiche) tutte le non-linearità dell'elemento. 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 quattro 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 rigidità 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°617 del 2009;
- θ_u e M_u rappresentano la rotazione ed il momento ultimo calcolate secondo la Circolare n°617 del 2009, 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° 617 del 2009 [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].

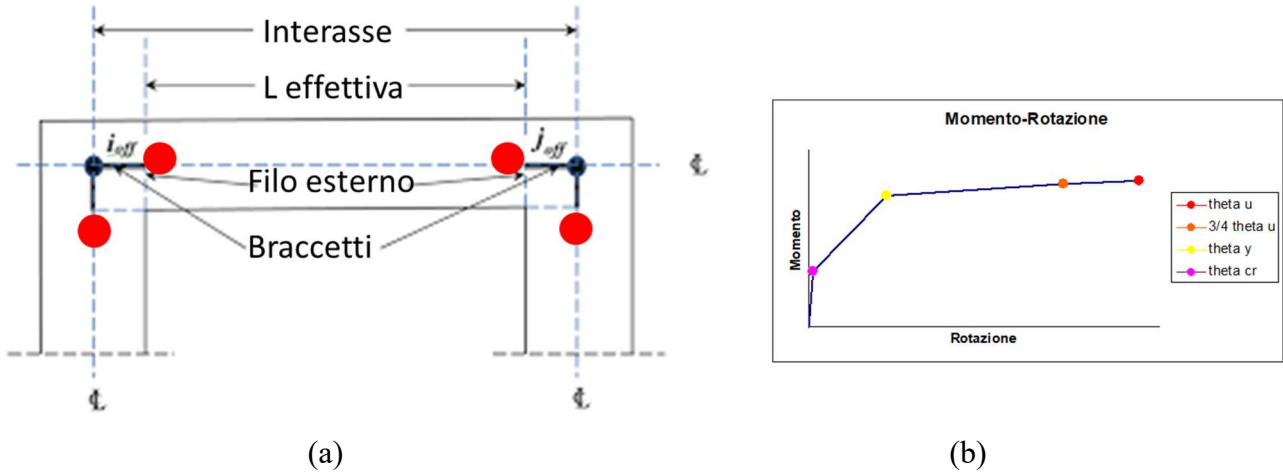


Figura 2-3: Schema cerniere plastiche (a) e relativa curva momento – rotazione (b).

Di seguito si riporta il calcolo della curva momento – rotazione della cerniera plastica di un pilastro, relativo alla struttura analizzata, e avente le seguenti dimensioni: $B=60\text{ cm}$, $H=20\text{ cm}$, $c=3\text{ cm}$, $A_sT=A_sC=4,02\text{ cm}^2$.

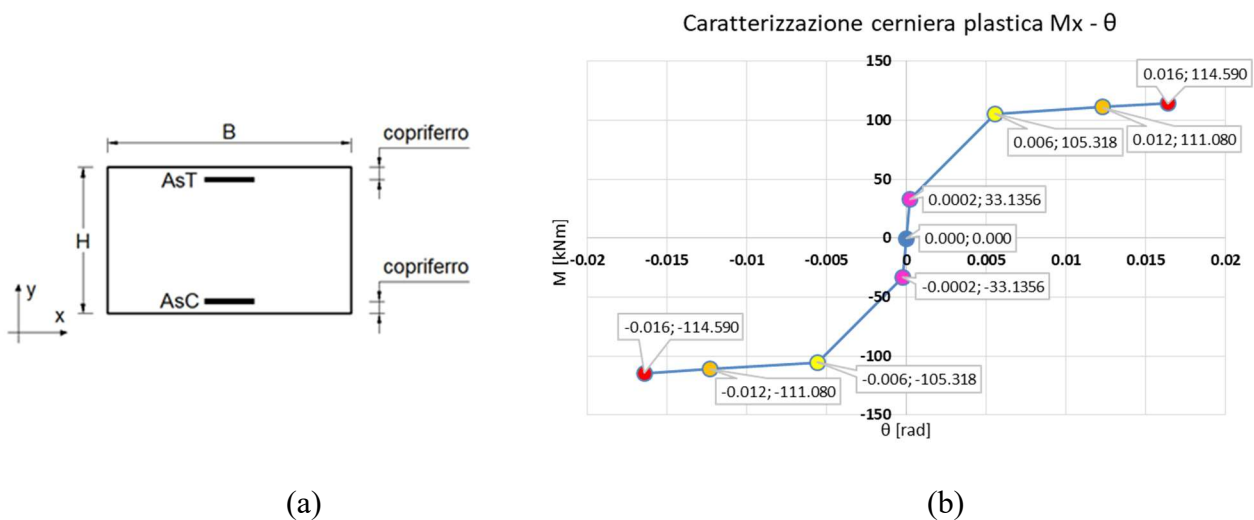


Figura 2-4: Sezione (a) e curva momento-rotazione (b) del pilastro $60 \times 20\text{ cm}^2$.

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 l'analisi modale.

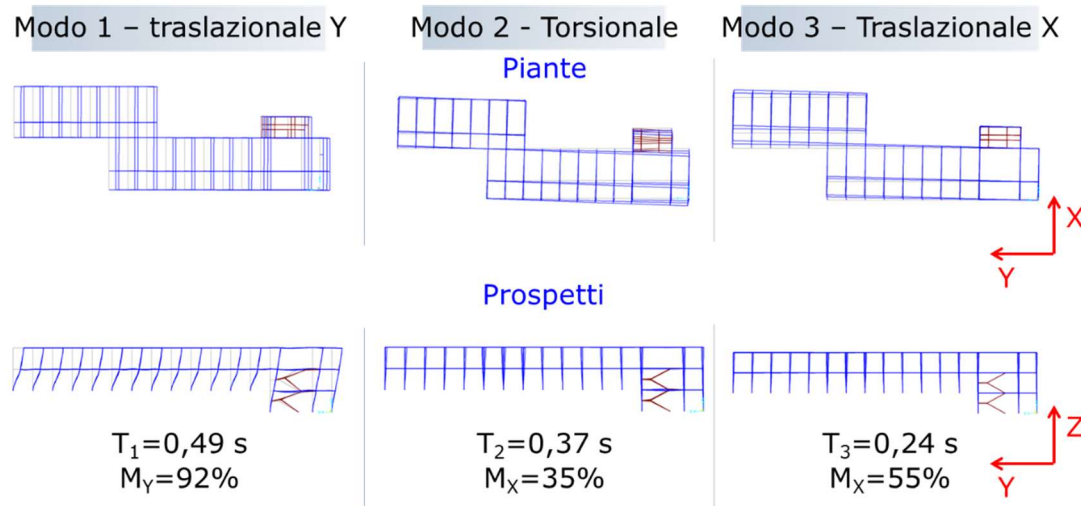


Figura 2-5: Analisi modale dello stato di fatto.

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 alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C (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, derivanti da un'analisi dinamica lineare con numero di modi considerati tali da avere una massa partecipante complessiva almeno pari al 85%;
- *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.

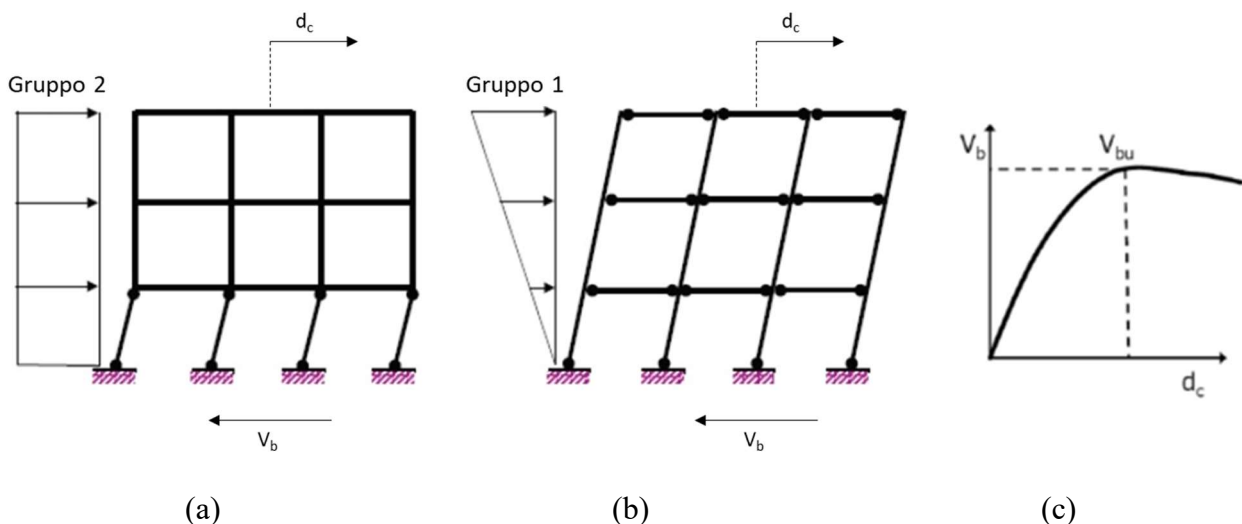


Figura 2-6: Applicazione schematica delle distribuzioni di forze del Gruppo 2 (a), del Gruppo 1 (b) e curva di capacità (c).

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.

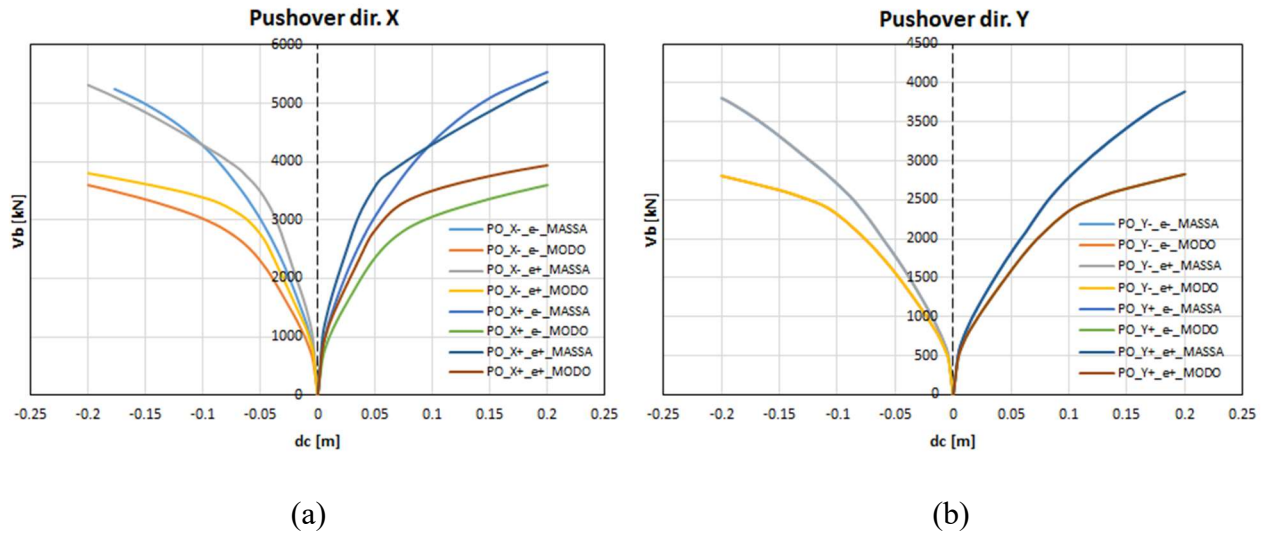


Figura 2-7: Curve di capacità per direzione X (a) e per direzione Y (b).

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 $PGAC$.

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 2-2: Verifica dei meccanismi duttili.

Casi di analisi	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	Verifica	ζ_E
Poy+ _e+ _masse	5.50	8.89	0.62	FALSO	67%
POy- _e+ _masse	5.91	9.26	0.64	FALSO	69%
Poy+ _e- _masse	5.38	8.83	0.61	FALSO	66%
Poy- _e- _masse	5.86	9.26	0.63	FALSO	68%
Poy+ _e+ _modo	6.39	9.87	0.65	FALSO	69%
POy- _e+ _modo	7.28	10.31	0.71	FALSO	75%
Poy+ _e- _modo	6.33	9.85	0.64	FALSO	74%
Poy- _e- _modo	7.21	10.30	0.70	FALSO	74%
Pox+ _e+ _masse	4.73	5.70	0.83	FALSO	86%
POx- _e+ _masse	5.11	5.96	0.86	FALSO	88%
Pox+ _e- _masse	4.20	6.10	0.69	FALSO	73%
Pox- _e- _masse	4.26	6.27	0.68	FALSO	73%
Pox+ _e+ _modo	6.80	7.04	0.97	FALSO	97%
POx- _e+ _modo	6.76	7.26	0.93	FALSO	94%
Pox+ _e- _modo	6.39	7.67	0.83	FALSO	86%
Pox- _e- _modo	6.40	7.84	0.82	FALSO	85%

In rosso sono evidenziate le due pushover che corrispondono ai i minimi valori dell'indice di sicurezza ζ_E . In particolare, il valore minimo dell'indice di rischio, è pari $\zeta_E = 66\%$ e si attinge per la combinazione di carico con profilo di forze proporzionali alle masse in direzione y con eccentricità – e.

Si noti che, sebbene non si raggiunga mai il livello di indice di rischio pari a 100% (di qui la dicitura “*FALSO*” nella colonna verifica in Tabella 2-2), l'edificio in questione, tuttavia, mostra una discreta capacità sismica nei confronti di crisi duttili che si attivano all'attingimento di una domanda pari al 66% del terremoto di progetto allo SLV.

VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI

Nel seguito sono descritti i metodi di verifica 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:

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

- Travi e pilastri:

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 e pilastri. In particolare, sono stati utilizzati i seguenti modelli: modello degradante fornito dall'EC8 [4] con massimo degrado ciclico ($\mu_{\Delta,pl} = 5$) e con minimo degrado ciclico ($\mu_{\Delta,pl} = 0$); 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 sono riportati in Tabella 2-3.

Tabella 2-3: Indici di sicurezza minimi corrispondenti a crisi a taglio dei pilastri.

EC8 ($\mu_{\Delta^{pl}}$ min) dir. X	EC8 ($\mu_{\Delta^{pl}}$ min) dir. Y	EC8 ($\mu_{\Delta^{pl}}$ max) dir. X	EC8 ($\mu_{\Delta^{pl}}$ 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
40%	49%	32%	46%	23%	23%	26%	36%

I valori minimi dell'indice di sicurezza ζ_E si individuano applicando il modello di capacità a traliccio a inclinazione fissa $\theta = 45^\circ$ e sono relativi a crisi a taglio dei pilastri tozzi appartenenti al vano scala. Anche utilizzando modelli di capacità a taglio più accurati (modello EC8) tali elementi risultano comunque critici a taglio con indici di sicurezza vicini al 40%.

Le verifiche 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 delle azioni sismiche rispetto a quello dovuto alle azioni statiche. I risultati in termini di indice di sicurezza minimo sono riportati in Tabella 2-4.

Tabella 2-4: Indici di sicurezza minimi per verifiche fragili a taglio delle travi.

EC8 ($\mu_{\Delta^{pl}}$ min)	EC8 ($\mu_{\Delta^{pl}}$ max)	NTC $\theta=45^\circ$	NTC $\theta=Var.$
--------------------------------	--------------------------------	-----------------------	-------------------

57%

47%

41%

75%

- Nodi

Le verifiche, riportate in Tabella 2-5, sono state condotte in accordo con l'approccio prestazionale riportato nella Circolare n°617 del 2009 [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 2-5: Indici di sicurezza minimi corrispondenti alle crisi a taglio dei nodi.

Trazione	Compressione
27%	23%

Si precisa che la capacità a taglio compressione dei nodi è fortemente condizionata dalle geometria del pannello. Infatti, avendo travi e pilastri tutti di dimensioni $20 \times 60 \text{ cm}^2$, i nodi hanno sezione resistente molto ridotta pari a $20 \times 20 \text{ cm}^2$ che porta ad avere delle resistenze a taglio significativamente basse.

In Figura 2-8 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.

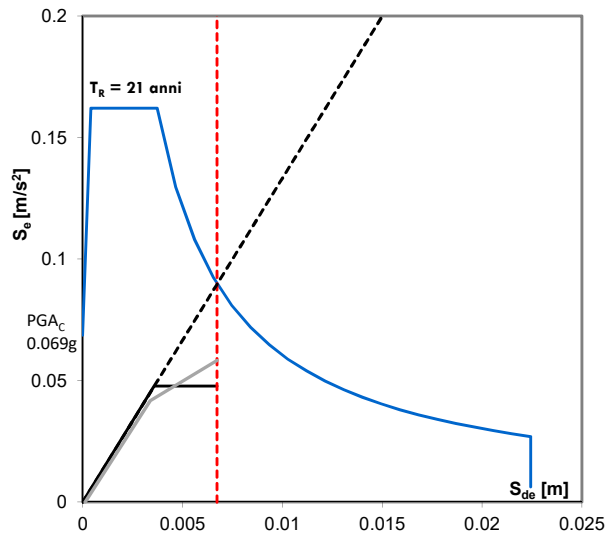


Figura 2-8: Individuazione della capacità sismica nel piano ADRS per $\zeta_E=23\%$ corrispondente alla prima crisi a taglio dei nodi.

Le verifiche di sicurezza nei confronti dei meccanismi fragili evidenziato la ridotta capacità sismica del sistema strutturale in esame per effetto dell'attivazione di crisi a taglio nei nodi e nei pilastri del vano scala. 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.

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

A seguito dell'analisi e delle successive verifiche svolte sono emerse le seguenti problematiche:

- Capacità di spostamento della struttura inferiore al valore di domanda per tutte le sedici pushover svolte;
- Indice di rischio minimo per crisi duttile pari al 66%.

- 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 una ridotta sezione resistente di tali elementi;
- Crisi a taglio dei pilastri, in particolare degli elementi tozzi del vano scala;
- 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 23% (taglio-compressione dei nodi).

2.6 VERIFICA STATO DI FATTO ALLO SLE

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli SLU (punto 8.3 delle NTC 2018); nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

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 incremento 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 2-9, nelle due direzioni X e Y del sisma, e confrontarlo con i limiti imposti dalla norma (0,50 %).

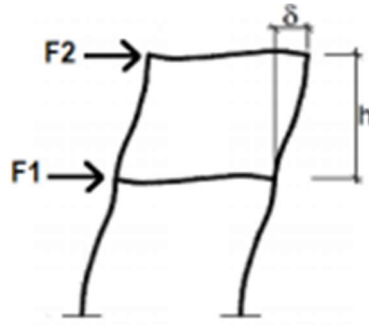


Figura 2-9: Drift interpiano.

Di seguito si riporta la verifica effettuata.

- Direzione X

$$\frac{\delta_{rX}}{h} = \frac{9,27 \text{ mm}}{3750 \text{ mm}} = 0,0025 < 0,005$$

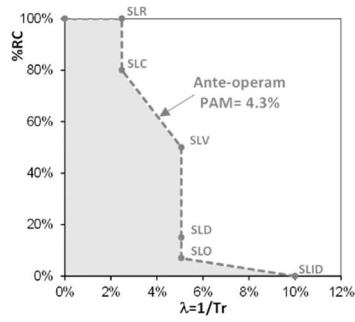
- Direzione Y

$$\frac{\delta_{rY}}{h} = \frac{16,57 \text{ mm}}{3750 \text{ mm}} = 0,0044 < 0,005$$

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 E, 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 2-10.

Caso studio 1: Edificio Scolastico in Cemento Armato



➤ **(SLV)**
 $\lambda_{SLV} = 5.0\%$
 $\%CR = 50\%$

$\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV}$
 $\lambda_{SLC} = 2.48\%$
 $\%CR = 80\%$

➤ **(SLD)**
 $\lambda_{SLD} = 1.45\% < \lambda_{SLV}$
 $\lambda_{SLD} = \lambda_{SLV} = 5.06\%$
 $\%CR = 15\%$

$\lambda_{SLO} = 1.67 * \lambda_{SLD} < \lambda_{SLV}$
 $\lambda_{SLD} = \lambda_{SLV} = 5.06\%$
 $\%CR = 7\%$

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}

PAM: E
 IS-V: E

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}

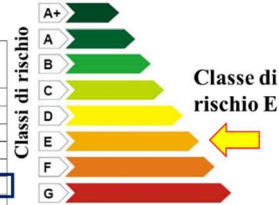


Figura 2-10: Calcolo della classe di rischio sismico.

3. VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE

La scelta ed ottimizzazione degli interventi di efficientamento energetico 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 (trasmissione 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 piana 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 $1.20 \text{ W/m}^2\text{K}$, dovuto all'assenza di materiale isolante all'interno dei due *layer* di laterizi. 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 appartamenti 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 novembre al 31 marzo, per un massimo di 10 ore al giorno. Inoltre, essendo Teramo appartenente alla zona climatica D (con HDD 1834), 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 0°C ;
- temperatura esterna di progetto per il caso estivo pari a 32°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); e è stato utilizzato il file IWEC (dati meteorologici internazionali per calcoli energetici) relativo a Pescara. A questo proposito, i file di dati meteorologici accreditati non erano disponibili per Teramo, ma l'uso del file Pescara fornisce anche una buona approssimazione, poiché queste due località sono molto vicine (la distanza è di circa 47,6 km) e caratterizzate da condizioni climatiche simili (Zona climatica D, 1718 HDD).

Per quanto riguarda le prestazioni energetiche dell'edificio nella condizione senza intervento di retrofit, il consumo di energia primaria è risultato pari a 182 kWh/m²y. 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 INTEGRATO

La maggior parte degli interventi riguardanti l'edilizia privata e scolastica negli ultimi anni hanno 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 non sia 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, per cui, 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 rigidezza). 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.

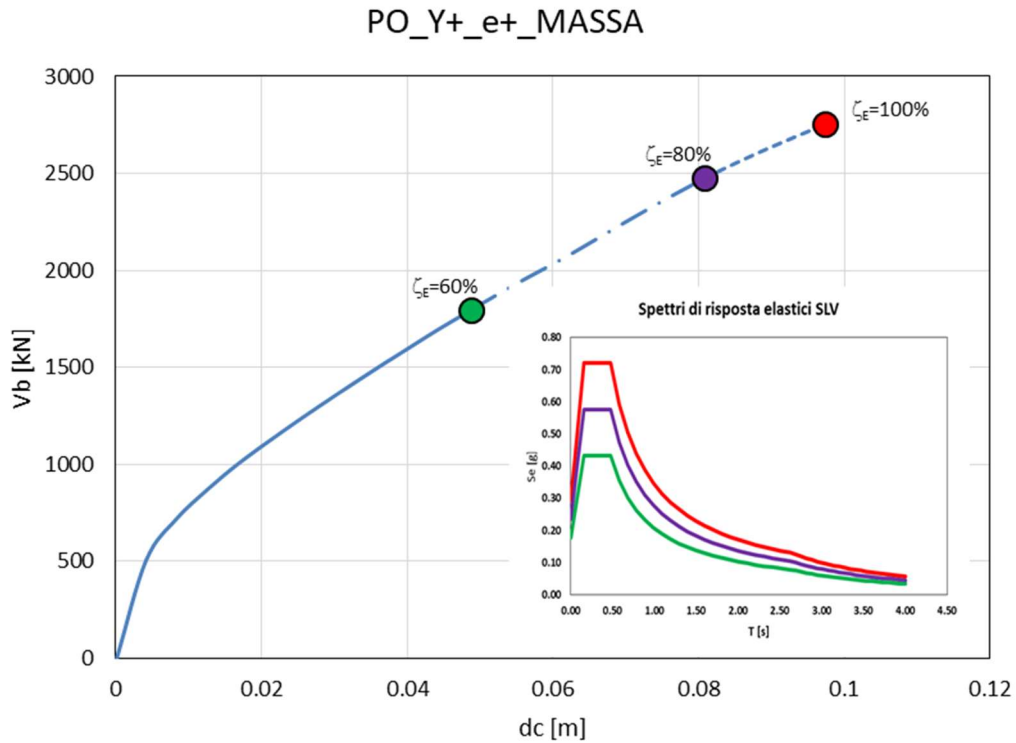


Figura 4-1: Avanzamento della domanda di spostamento sulla curva di capacità.

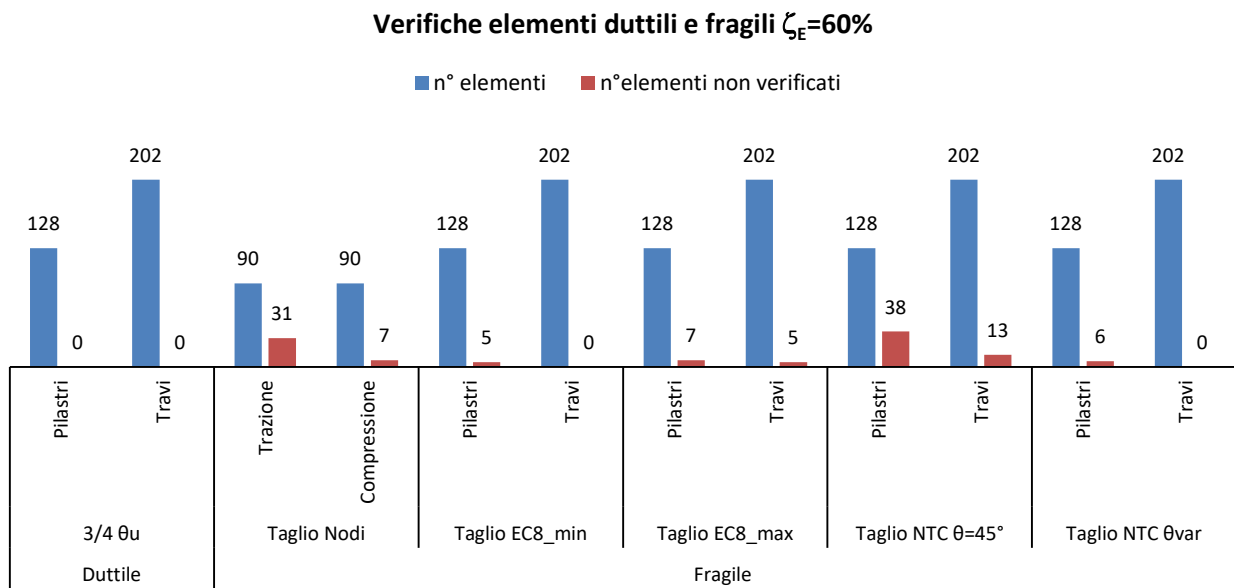


Figura 4-2: Elementi non verificati per $\zeta_E=60\%$.

Verifiche elementi duttili e fragili $\zeta_E=80\%$

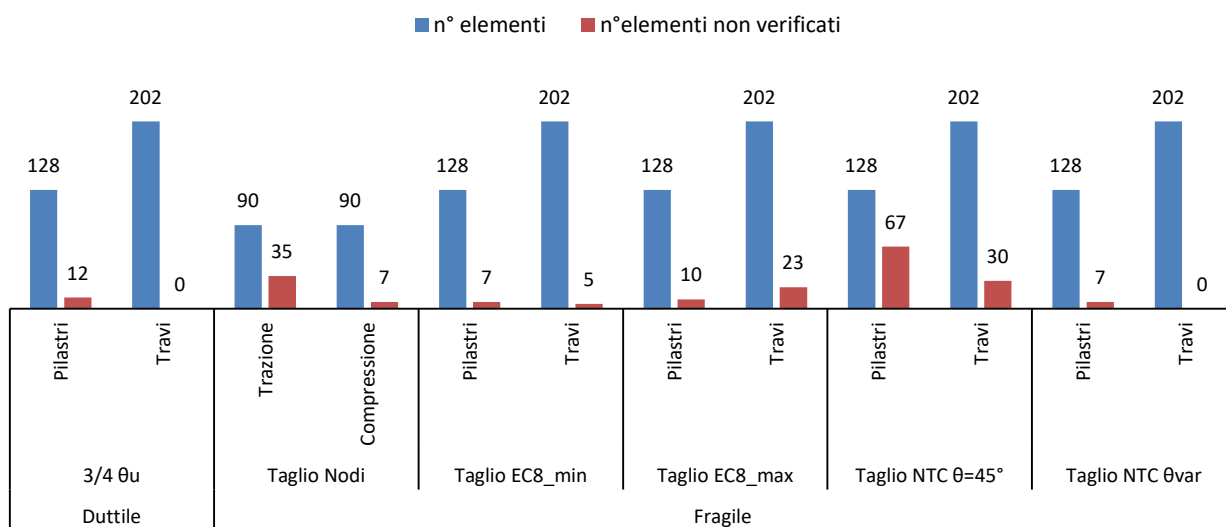


Figura 4-3: Elementi non verificati per $\zeta_E = 80\%$.

Verifiche elementi duttili e fragili $\zeta_E=100\%$

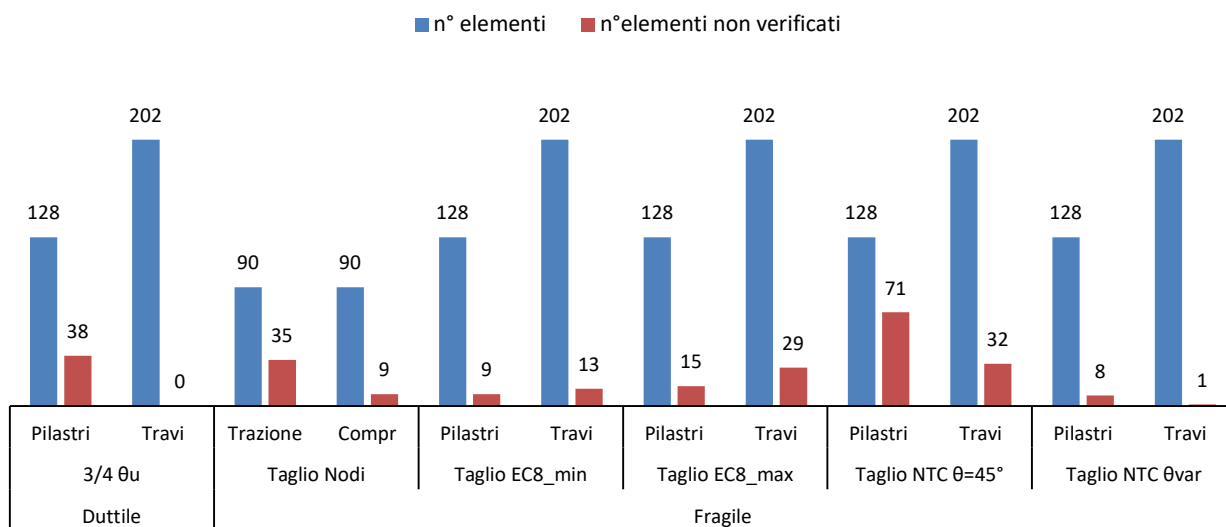


Figura 4-4: Elementi non verificati per $\zeta_E = 100\%$.

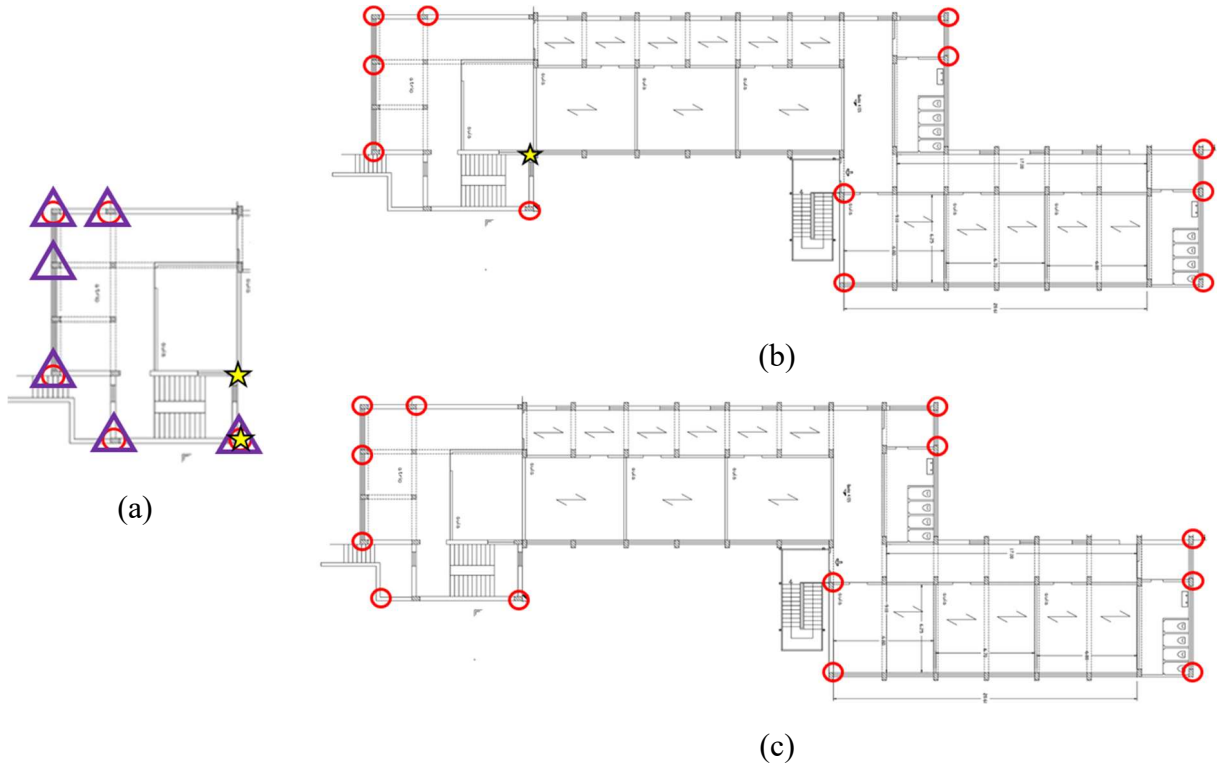
4.1 SOLUZIONI INTEGRATE BASATE SU INTERVENTI LOCALI

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 NTC 2018, ovvero interventi che non cambino significativamente il comportamento globale della struttura, 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 dei pilastri del vano scala 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 taglienti dei pilastri della scala ad un indice di sicurezza ζ_E pari al 23% della domanda sismica. La prima crisi duttile invece si attinge per un indice ζ_E pari al 66%. 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.



○ Nodi in crisi per trazione △ Nodi in crisi per compressione ★ Pilastri non verificati a taglio

Figura 4-5: Ubicazione in pianta (piano terra (a), piano primo (b), piano secondo (c)) degli elementi da rinforzare per $\zeta_E = 60\%$.

Per quanto riguarda l'aspetto energetico, la progettazione degli interventi di efficientamento proposti nel presente lavoro dovrà 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 preferiscono 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 CON FRP

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 un disturbo ridotto e riuscendo nel contempo ad incrementare significativamente le prestazioni sismiche ed energetiche dell'edificio. Per la parte di rinforzo strutturale, sono previsti interventi di rinforzo a taglio con FRP dei pannelli di nodo, rinforzo a taglio con FRP dei pilastri del vano scala 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:

- 7/128 Pilastri (pilastri tozzi del vano scala);
- 7/90 Nodi in compressione (di cui 4 del vano scala);
- 31/90 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

Come evidenziato in Figura 4-5, i nodi interessati dall'intervento sono quelli perimetrali; nello specifico, 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 300 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:

$$V_{jh}^d = T + T' - V_c = 214 \text{ kN} \quad (1)$$

dove: $V_c= 42.15 \text{ kN}$, $T= 152.95 \text{ kN}$, $T'= 102.90 \text{ kN}$.

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.617 del 2009 [2]:

$$p_t^{dom} = -\frac{f_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{j,h}^2} = 1.61 \text{ MPa} \quad (2)$$

dove:

- $f_a = \frac{N}{b_c \cdot h_c}$ è la tensione assiale agente nel pannello di nodo pari a 0.35 MPa;
- $v_{j,h} = \frac{V_{j,h}}{b_c \cdot h_c}$ è la tensione tangenziale di taglio agente sul nodo pari a 1.78 MPa.

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

$$p_t^{cap} = 0.30\sqrt{f_c} = 0.91 \text{ MPa} \quad (3)$$

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:

$$p_{t,f}^{dom} = p_t^{dom} - p_t^{cap} = -\frac{f_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{j,h}^2} - 0.30\sqrt{f_c} = 0.70 \text{ MPa} \quad (5)$$

Successivamente, una volta scelta la tipologia di rinforzo in FRP da adottare (in questo caso si è scelto di impiegare 2 strati di un tessuto quadriassiale in CFRP con $t_f = 0.106$ mm), si può calcolare l'area di composito A_f corrispondente:

$$A_f = n_s \cdot t_f \cdot h_c \cdot \cos\theta(1 + \tan\theta + 2\tan^2\theta) = 359.8 \text{ mm}^2 \quad (6)$$

dove:

- n_s pari a 1 se il rinforzo viene applicato solo su una delle due facce del nodo;
- $\theta = \arctan(h_b/h_c) = 0.79$ rad;

La deformazione di progetto del composito può essere calcolata come:

$$\varepsilon_{fd} = 34 \left(\frac{f_{cd}^{2/3}}{A_f \cdot E_f} \right)^{0.6} = 0.00147 \text{ MPa} \quad (7)$$

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

$$p_{t,f}^{cap} = \frac{A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd}}{b_c \cdot (h_c / \sin\theta)} = 0.72 \text{ MPa} \quad (8)$$

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 4-8.

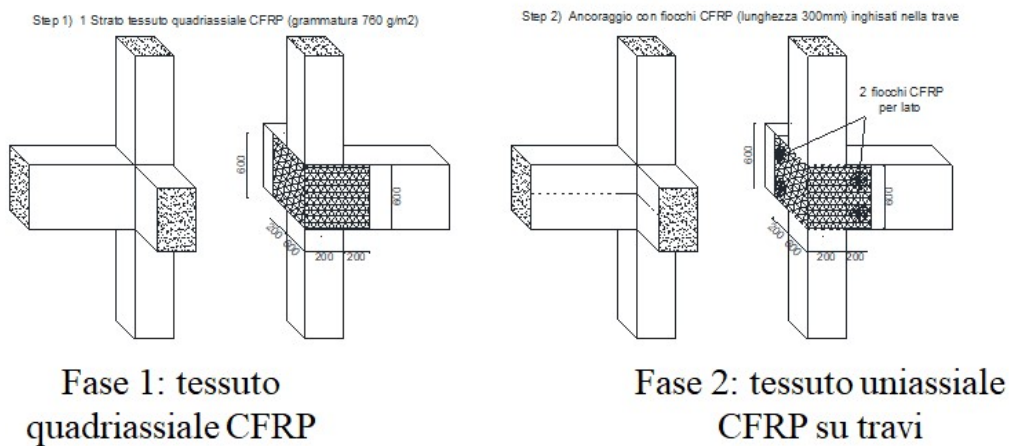


Figura 4-6: Intervento di rinforzo a taglio dal solo esterno sui nodi d'angolo.

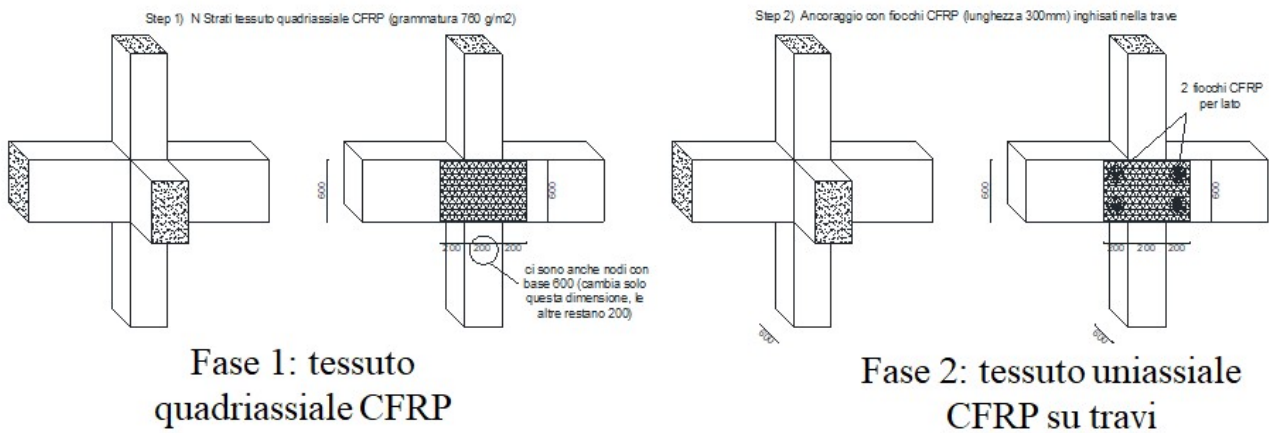


Figura 4-7: Intervento di rinforzo a taglio dal solo esterno sui nodi a croce.

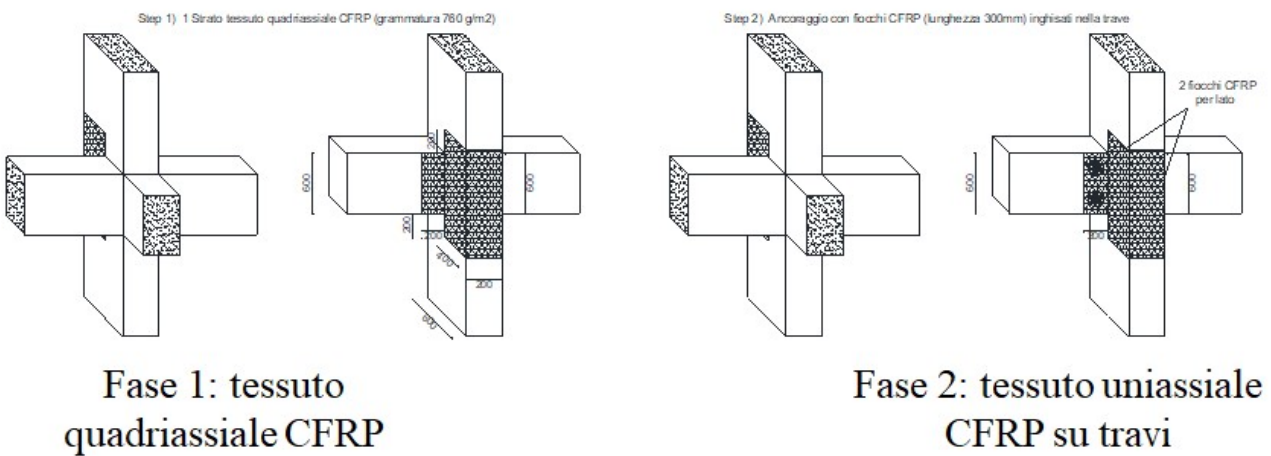


Figura 4-8: Intervento di rinforzo a taglio dal solo esterno sui nodi a croce confinati da pilastri sporgenti.

E' previsto, inoltre, il confinamento di sette nodi perimetrali mediante applicazione di un bulbo esterno in c.a., con ferri e staffe inghisati nella porzione esistente di calcestruzzo. In Figura 4-9 viene riportato uno schema di rinforzo e la disposizione dei nodi da rinforzare.

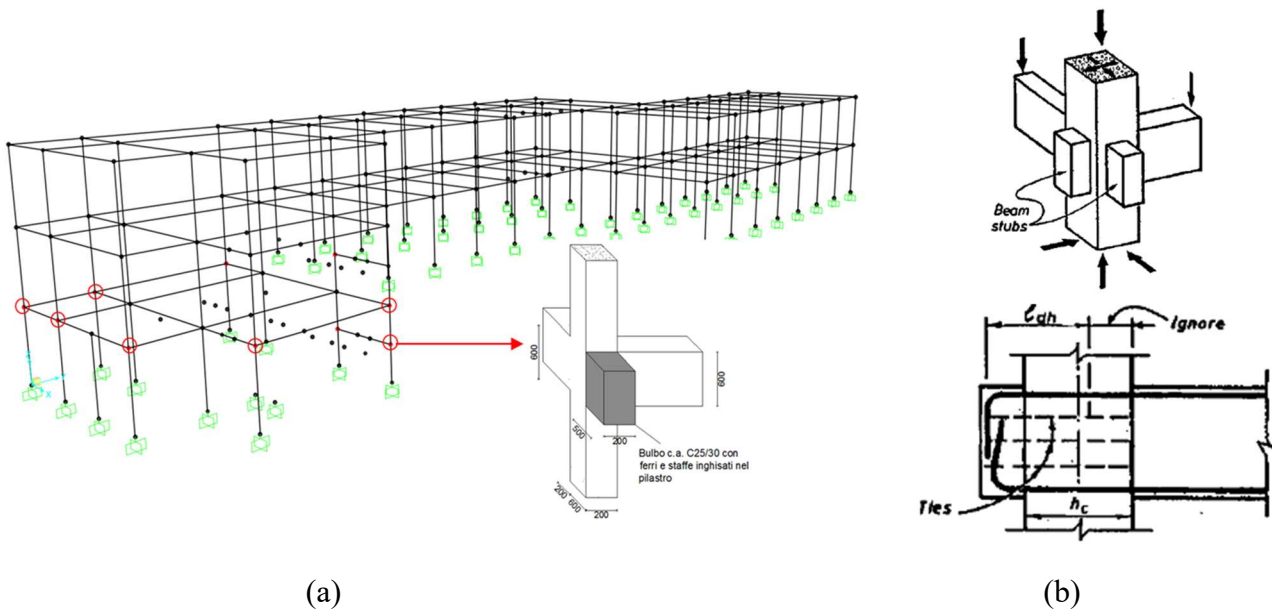


Figura 4-9: Intervento di ringrosso del pannello di nodo tramite l'applicazione di bulbo esterno, con barre inghisate nei nodi (a) e dettagli costruttivi relativi all'inghisaggio del bulbo [10](b) .

- PILASTRI

I pilastri sui quali è necessario un rinforzo a taglio sono i pilastri tozzi del vano scala. L'intervento, come riportato in Figura 4-10, consiste nell'applicare una fasciatura in materiale composito CFRP uniassiale con le fibre disposte ortogonalmente all'asse del pilastro e per l'intera altezza degli elementi. Per questo caso studio si è scelto un tessuto di grammatura 600g/m^2 applicato in numero di strati pari a 3, per i diversi pilastri così come richiesto dal calcolo.

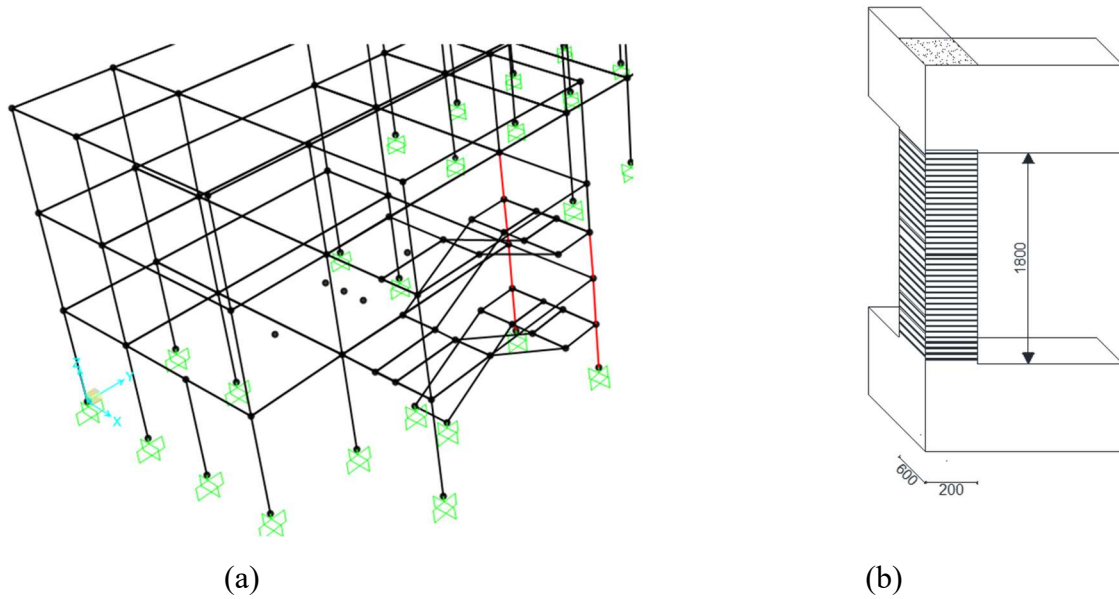


Figura 4-10: Pilastrini del vano scala da rinforzare (a) e modalità di rinforzo a taglio (b).

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 4-11 si riporta un esempio di applicazione del sistema di rinforzo.

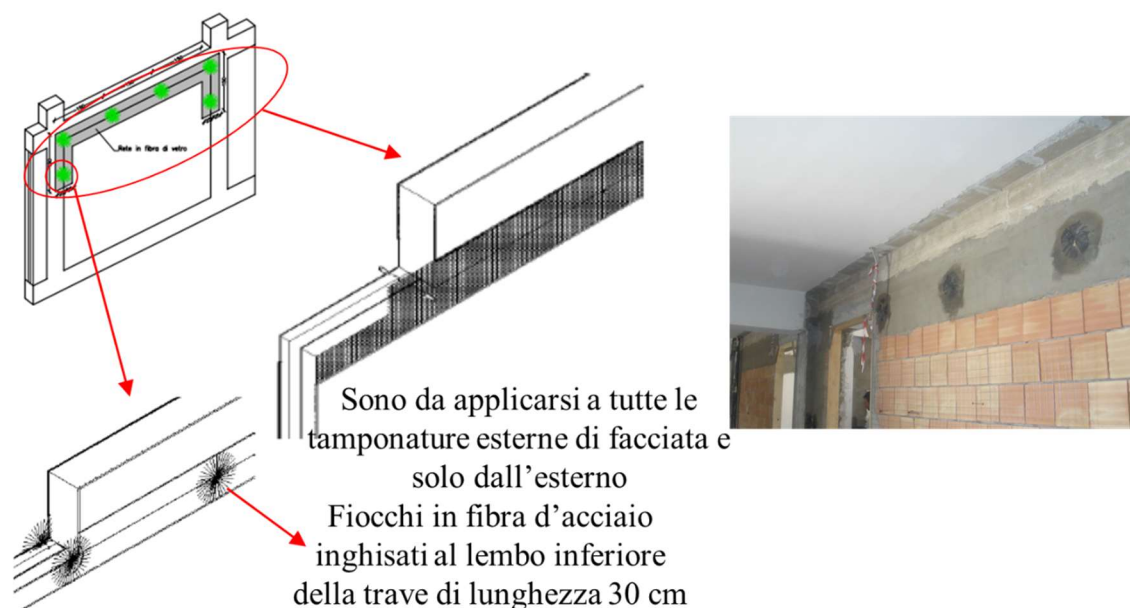


Figura 4-11: Sistema antiribaltamento tamponature.

- 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 dello spessore di 6 cm e applicazione di rivestimenti alto-riflettenti finalizzati all'ottenimento di un "cool roof". Tramite tali interventi la trasmittanza termica (U) della copertura passa da 1.2 W/m²K a 0.32 W/m²K, il coefficiente di riflessione solare passa da 0.5 a 0.9;
2. *Sostituzione dei componenti trasparenti dell'involucro edilizio* con sistemi vetrati in doppio vetro, rivestimenti basso-emissivi e telaio in PVC. La trasmittanza termica (U) dei serramenti passa da 4.0 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.

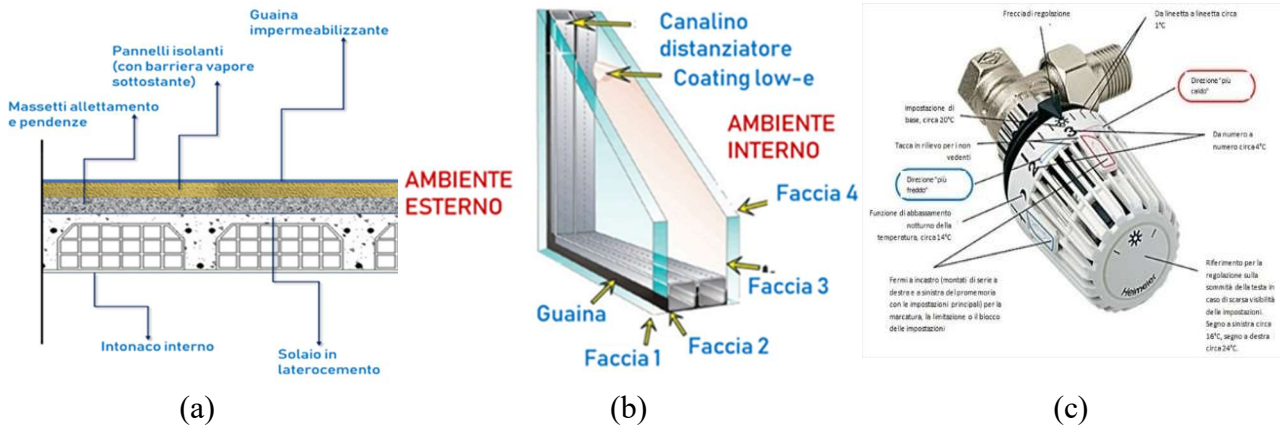


Figura 4-12: Intervento di isolamento termico della copertura (a), sostituzione dei componenti trasparenti (b), installazione delle valvole termostatiche (c).

Con tali interventi, mostrati in Figura 4-12, si passa dalla classe energetica *F* ad *E*; se si effettuano interventi sugli impianti, si arriva ad una classe energetica *D*.

4.1.1.1 CLASSE DI RISCHIO

Il calcolo della classe di rischio sismico, è stato effettuato attraverso il *metodo semplificato* e il *metodo convenzionale* proposti dalle linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni. Si ricorda che tale metodologia, riferita all'edilizia residenziale, è stata qui estesa ai soli fini del calcolo all'edilizia scolastica.

- 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.

Poichè l'edificio a seguito degli interventi precedentemente descritti rispetta tutti questi requisiti, si può ritenere valido il passaggio alla classe superiore (ovvero da *E* a *D*).

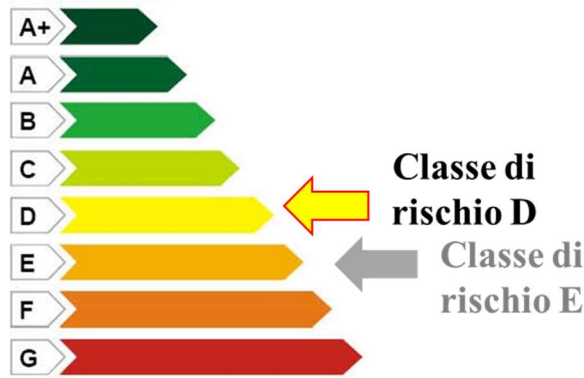


Figura 4-13: Classe di rischio per metodo semplificato.

• METODO CONVENZIONALE

La valutazione della classe di rischio attraverso il metodo convenzionale porta alla definizione di una *Classe di Rischio Sismico B*. I dettagli del calcolo relativi sia all'indice di sicurezza che all'indice che definisce la perdita media attesa (PAM) sono riportati in Figura 4-14.

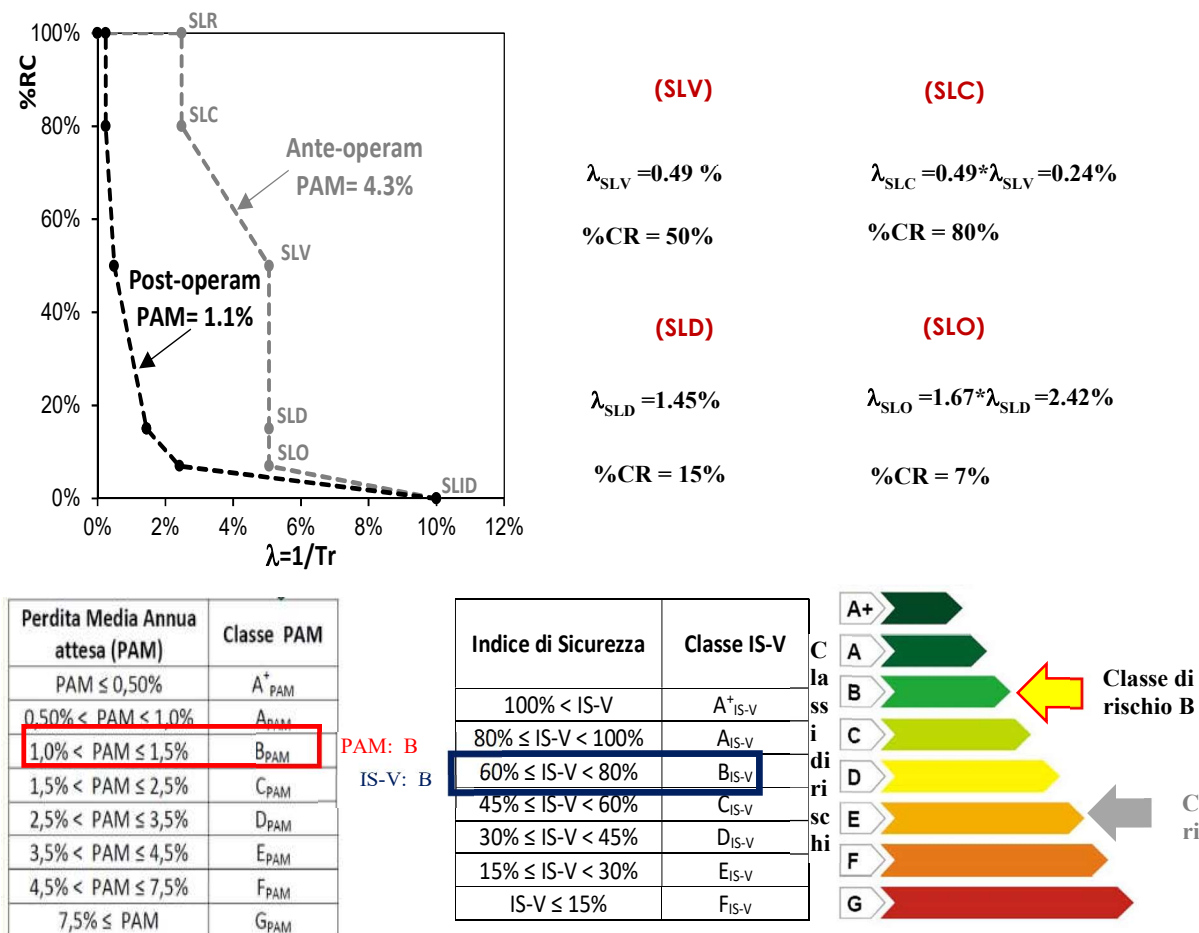


Figura 4-14: Classe di rischio con metodo convenzionale.

4.1.1.2 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Al fine di quantificare i costi di intervento connessi all'implementazione degli interventi locali dal solo esterno è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con il prezzario regionale della Regione Abruzzo 2018 [12]. 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 esterni che risultavano verificati dal calcolo) e dei pilastri 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	104,000	1,470	4,700	70.75	22.13
	Opere di demolizione e ripristino finiture	21,500			14.63	4.57
	Parziale strutturale	125,500			85.37	26.70
	Opere di efficientamento energetico	255,000			173.47	54.26
	TOTALE INTERVENTI	405,500			275.85	86.28
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)					
	Oneri comuni ai vari livelli di progettazione	27,500	1,470	4,700	18.71	5.85

4.1.2 INTERVENTI LOCALI ESTERNI E INTERNI ALL'EDIFICIO CON FRP

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 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 travi e i pilastri convergenti nel nodo non confinato. 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 quelli perimetrali; nello specifico, le modalità di esecuzione degli interventi sono quelle riportate nelle linee guida ReLUIIS per il rinforzo strutturale [13], rappresentate in Figura 4-15 Figura 4-16 e Figura 4-17, 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.

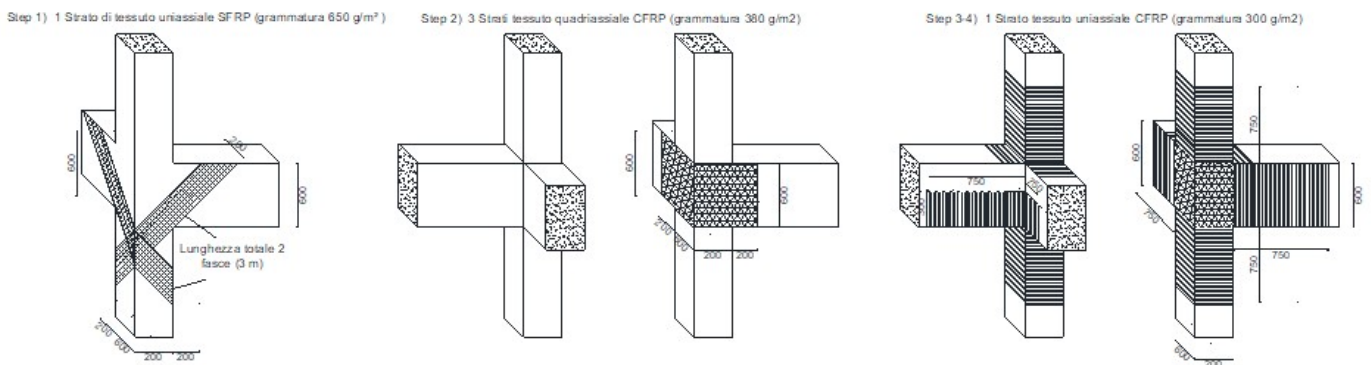


Figura 4-15: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi d'angolo.

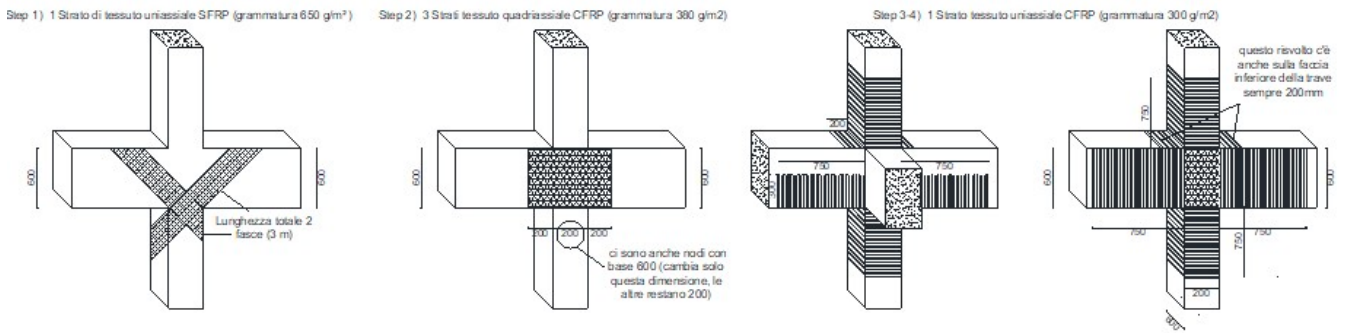


Figura 4-16: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi a croce.

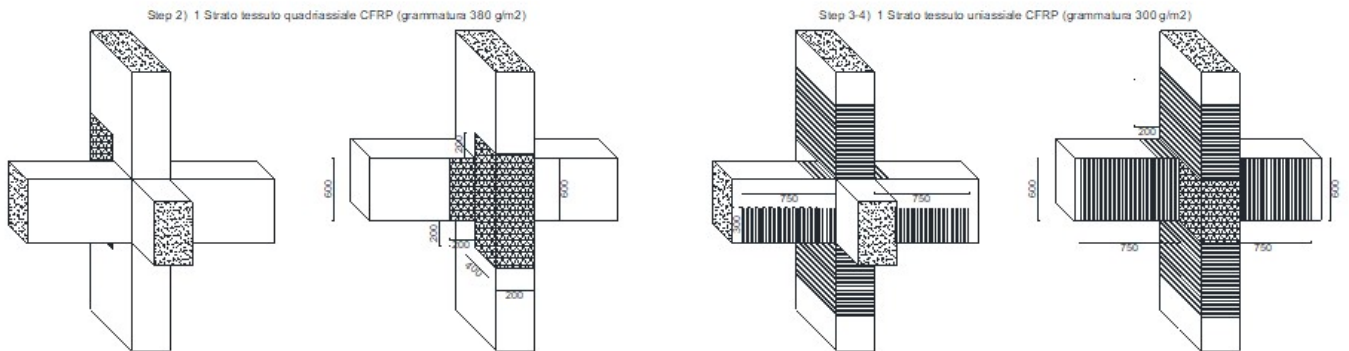


Figura 4-17: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi a croce confinati da pilastri sporgenti.

E' previsto, inoltre, il confinamento di sette nodi perimetrali 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 Figura 4-9.

- PILASTRI

I pilastri sui quali è necessario un rinforzo a taglio sono i pilastri tozzi del vano scala. L'intervento, rappresentato in Figura 4-18, consiste nell'applicare una fasciatura in materiale composito CFRP uniassiale con le fibre disposte ortogonalmente all'asse del pilastro e per l'intera altezza degli elementi. Per questo caso studio si è scelto un tessuto di grammatura 600g/m^2 applicato in numero di strati pari a 3, per i diversi pilastri così come derivante dal calcolo.

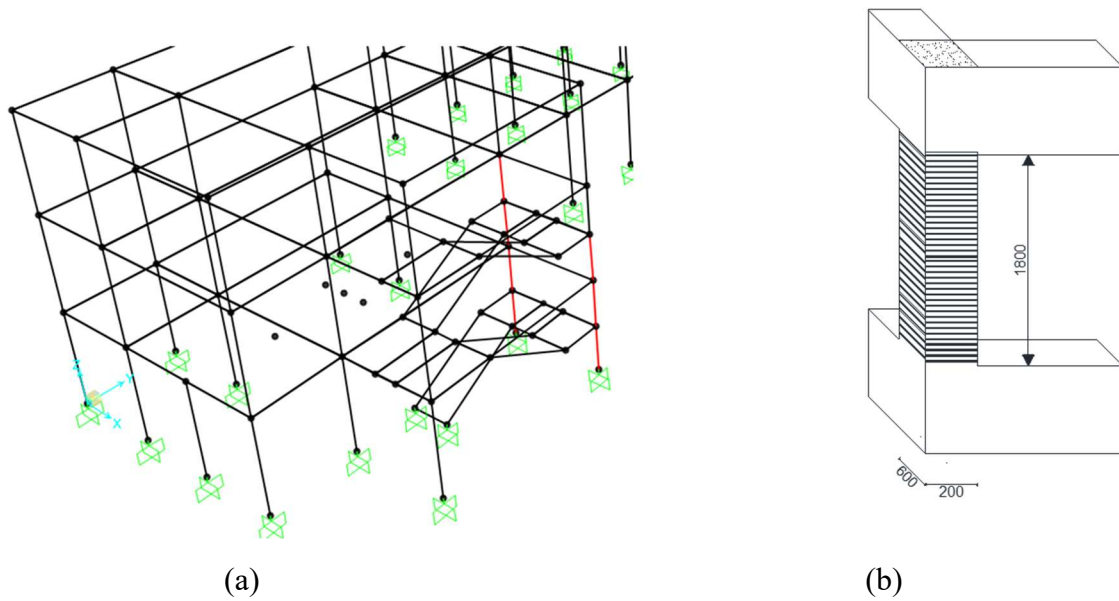


Figura 4-18: Pilastrini del vano scala da rinforzare (a) e modalità di rinforzo a taglio (b).

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 4-19.

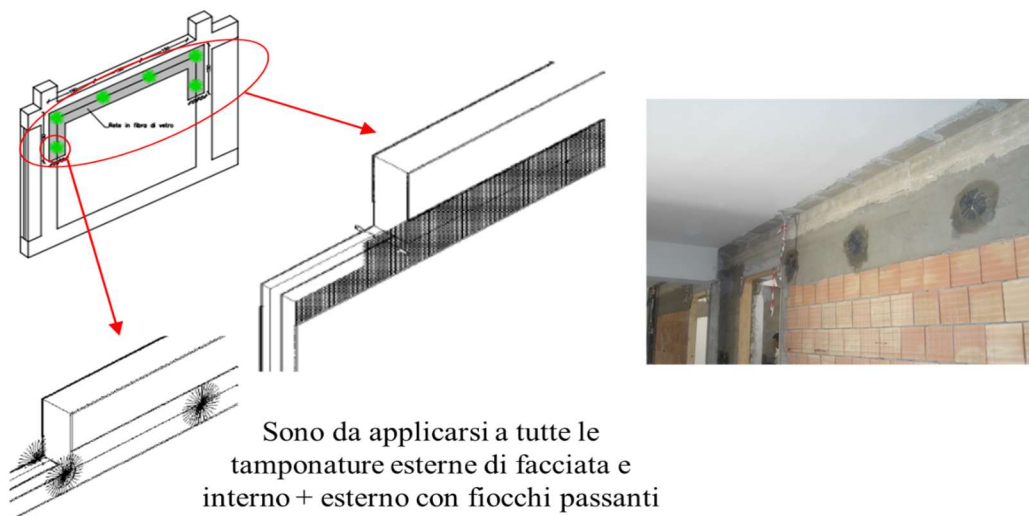


Figura 4-19: Sistema antiribaltamento tamponature.

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.

Per cui, si riporta la nuova classe di rischio per l'edificio in questione.

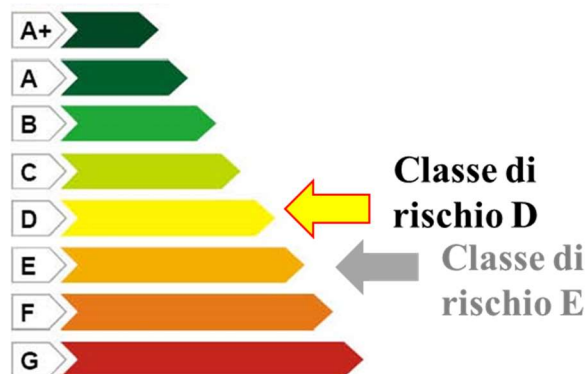


Figura 4-20: Classe di rischio per metodo semplificato.

- METODO CONVENZIONALE

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

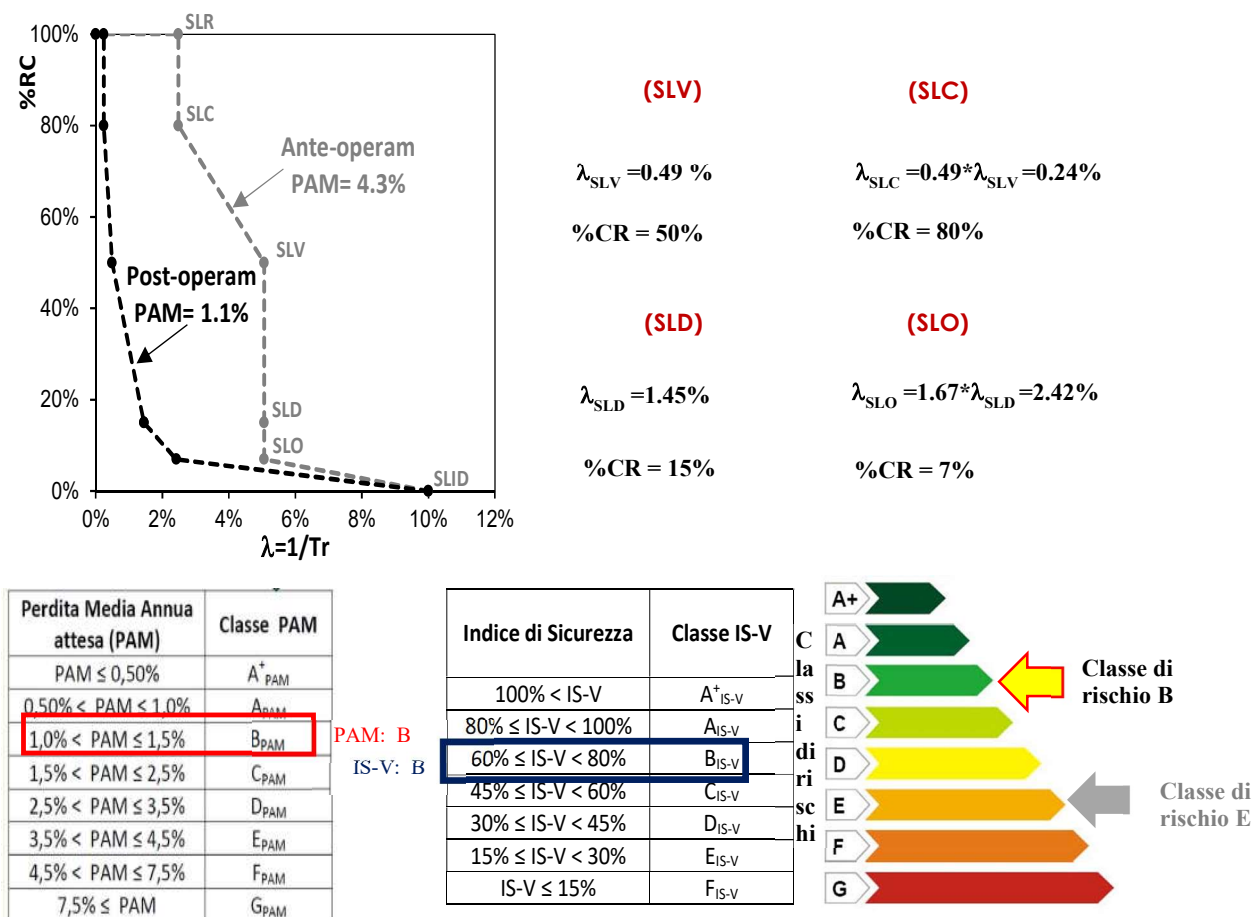


Figura 4-21: Classe di rischio con metodo convenzionale.

4.1.2.2 INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Tali interventi sono da intendersi in aggiunta a quelli di minore invasività proposti in precedenza:

1. *Isolamento termico delle pareti verticali a cassa vuota*, in Figura 4-22, confinanti con l'ambiente esterno attraverso l'insufflaggio di isolante termico nell'intercapedine delle pareti in oggetto. La trasmittanza termica da $1.1 \text{ W/m}^2\text{K}$ a $0.28 \text{ W/m}^2\text{K}$. 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 ad alto rendimento della potenza di circa 100 kW* (nel caso di impianti di riscaldamento centralizzati).



Figura 4-22: Insufflaggio delle pareti verticali.

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

4.1.2.3 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Al fine di quantificare i costi di intervento connessi all'implementazione degli interventi locali esterni ed interni è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con il prezzario regionale della Regione Abruzzo 2018 [12]. 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 esterni che risultavano verificati dal calcolo) e dei pilastri 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			
					[€]	[m ²]	[m ³]
	OPERE CIVILI						
Livello II	Opere strutturali	240,500	1,470	4,700	163.61	51.17	
	Opere di demolizione e ripristino finiture	125,000			85.03	26.60	
	Parziale strutturale	365,500			248.64	77.77	
	Opere di efficientamento energetico	289,000			196.60	61.49	
	TOTALE INTERVENTI	654,500			445.24	139.26	
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)						
	Oneri comuni ai vari livelli di progettazione	39,500	1,470	4,700	26.87	8.40	

4.1.3 INTERVENTI LOCALI ESTERNI E INTERNI ALL'EDIFICIO CON ACCIAIO

Questo caso studio è stato considerato anche per la definizione di interventi di rinforzo in acciaio, finalizzando lo studio al confronto dei risultati ottenuti con due approcci di analisi: analisi dinamica lineare e analisi statica non lineare.

L'applicazione di due approcci di analisi e l'analisi dei risultati sottolinea che il metodo di calcolo può delineare interventi di rinforzo anche molto diversi poiché l'analisi lineare non consente di tenere conto in modo efficace della duttilità della struttura, che in questo caso studio contribuisce in modo rilevante alla prestazione sismica.

- PROGETTAZIONE INTERVENTI CON ANALISI DINAMICA LINEARE

Si riportano di seguito i diagrammi del momento flettente ottenuti dall'analisi dinamica lineare della struttura con fattore di struttura $q = 3.0$. In particolare, si riporta il diagramma del momento in

direzione x corrispondente all'applicazione del 100% dell'azione sismica in direzione x e al 30% dell'azione sismica in direzione y, e il diagramma del momento in direzione y corrispondente all'applicazione del 100% dell'azione sismica in direzione y e al 30% dell'azione sismica in direzione x.

Nelle immagini del modello di calcolo tridimensionale riportate di seguito vengono indicate inoltre le zone della struttura maggiormente sollecitate per ciascuna direzione del sisma.

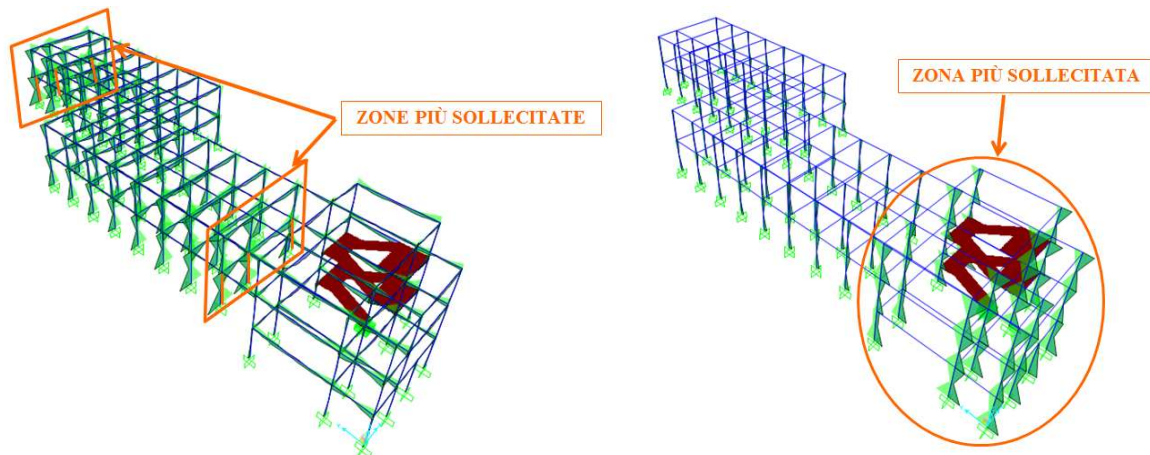


Figura 4-23– a sinistra: Diagramma del momento in direzione x; a destra: Diagramma del momento in direzione y.

Dai diagrammi del momento flettente si evince che il sisma in direzione x viene assorbito prevalentemente dai pilastri orientati con la dimensione maggiore parallela all'asse x; mentre l'azione sismica diretta in direzione y viene assorbita prevalentemente dai pilastri disposti con la dimensione maggiore parallela all'asse y e situati in corrispondenza della porzione di struttura ove è presente il piano interrato. I dettagli delle carenze e delle verifiche sono riportati nel paragrafo seguente, mentre il valore sintetico minimo che indica il rapporto tra capacità e domanda in termini di accelerazione è stato calcolato identificando scalando la PGA fino a trovare la condizione in cui tutte le verifiche sono soddisfatte; il risultato rapportato alla PGA di domanda fornisce $\zeta_{\text{MIN}}=0.25$.

Nelle immagini riportate di seguito sono riassunte in forma grafica le carenze di travi, pilastri e nodi ricavate analizzando la struttura con il metodo dell'analisi dinamica lineare.

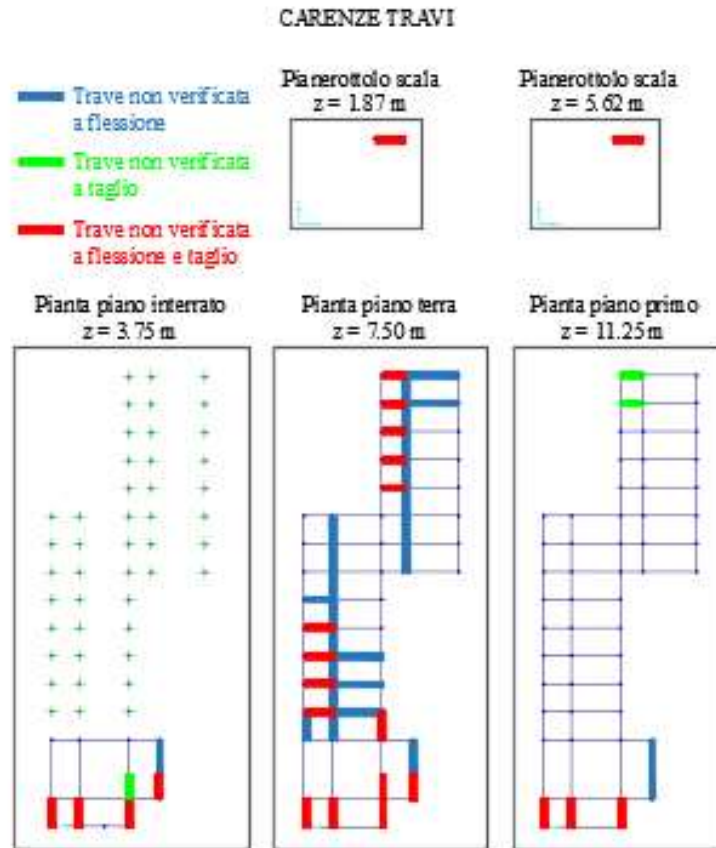


Figura 4-24– Carenze travi.

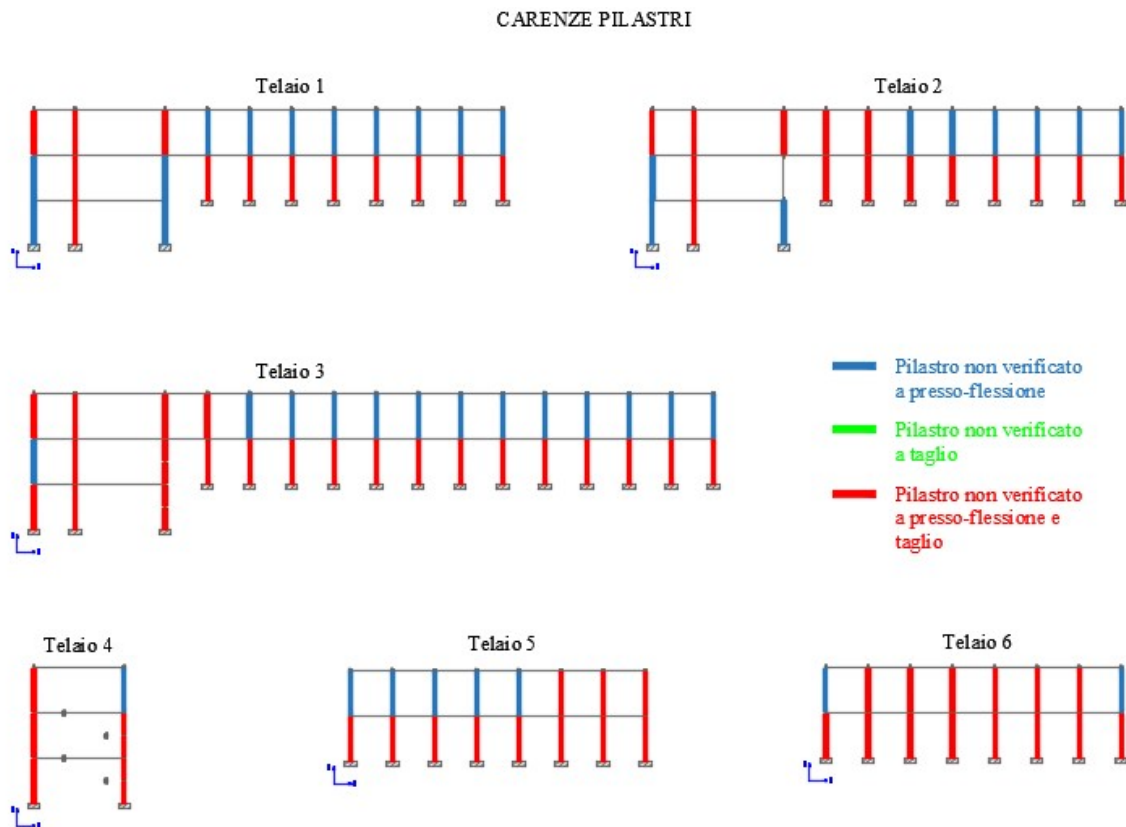


Figura 4-25– Carenze pilastri.

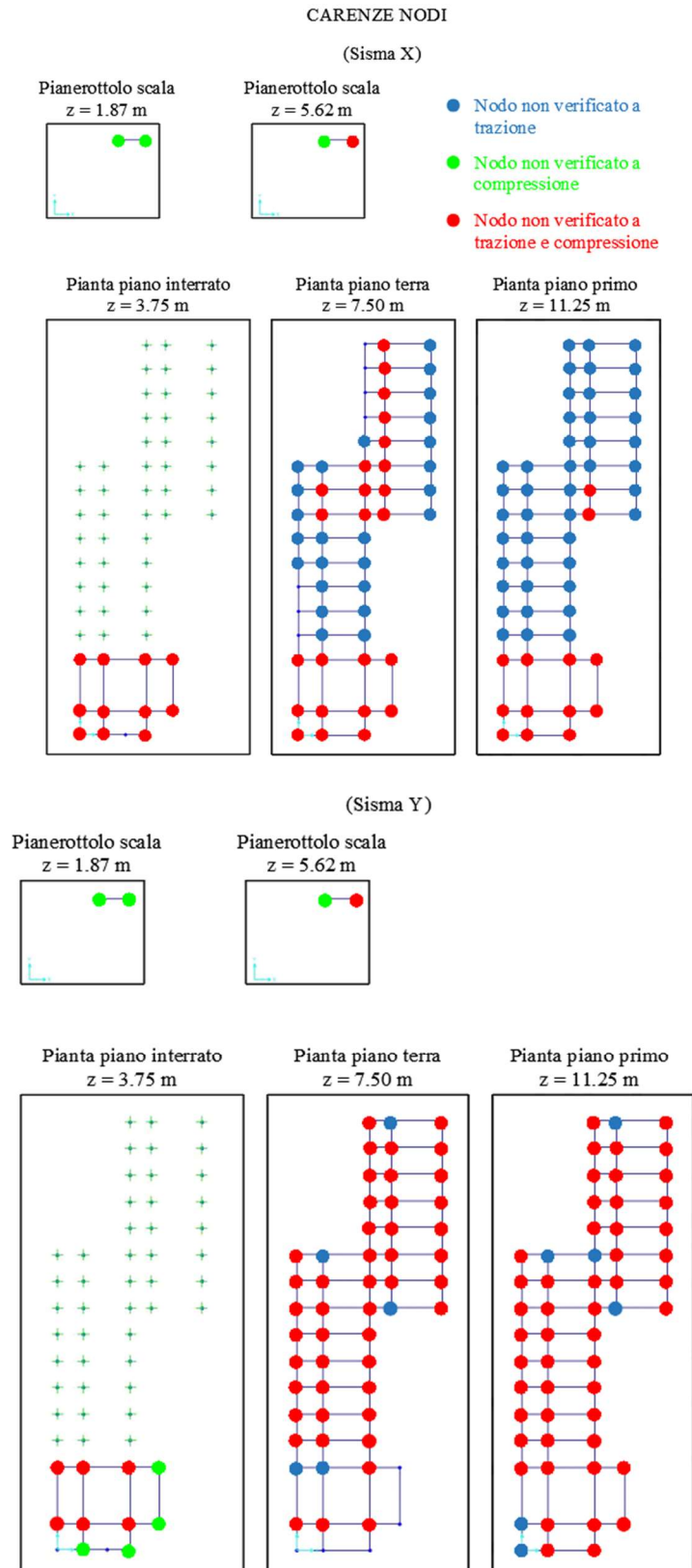


Figura 4-26– Carenze nodi.

Nelle immagini di seguito riportate sono riassunte in forma grafica i tipi di intervento di rinforzo per sola resistenza progettati per le travi, i pilastri e i nodi.

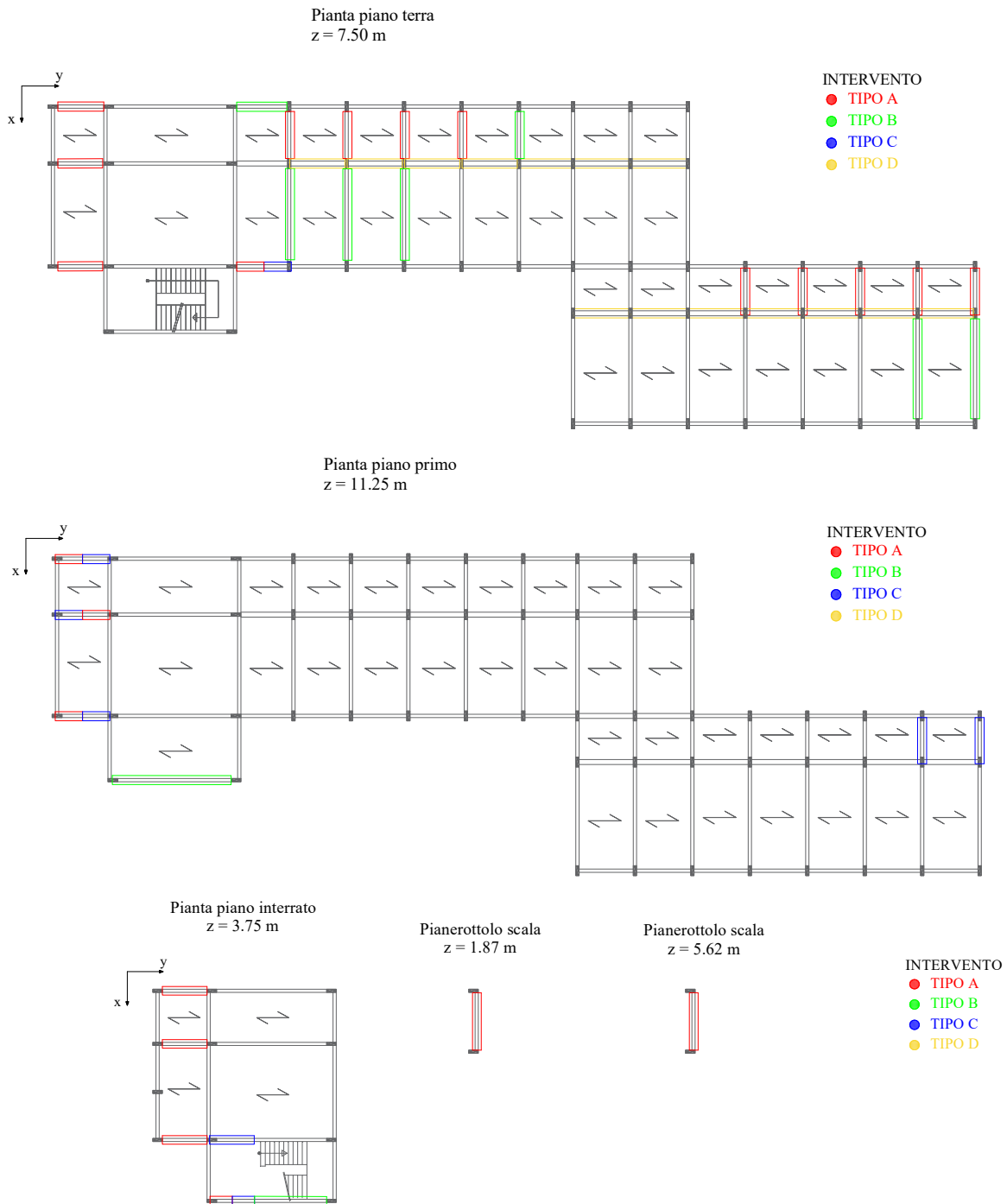
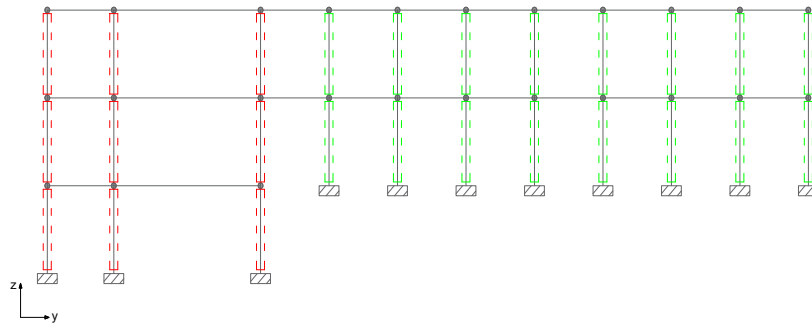
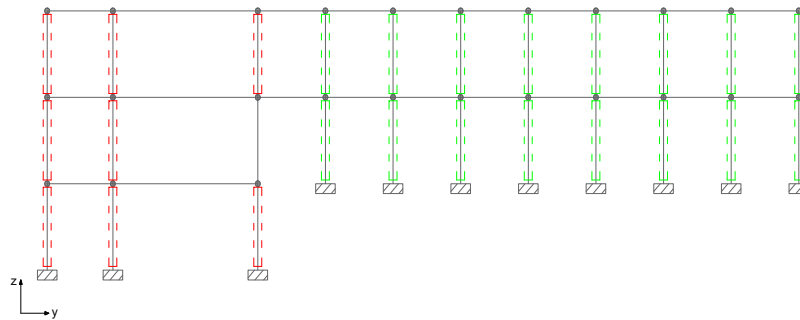


Figura 4-27- Interventi di rinforzo travi

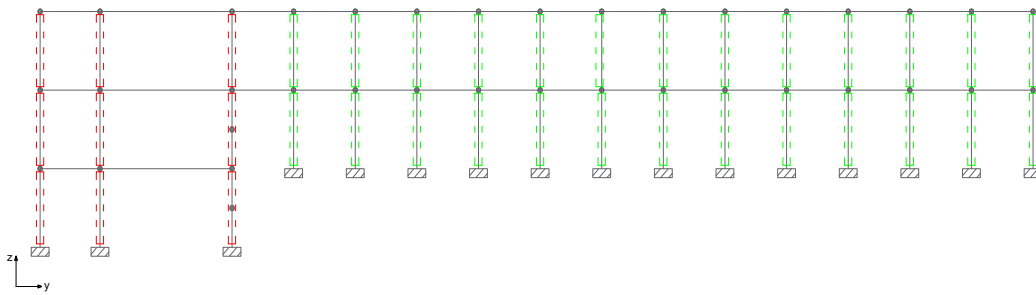
Telaio 1



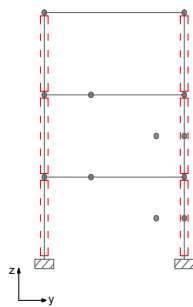
Telaio 2



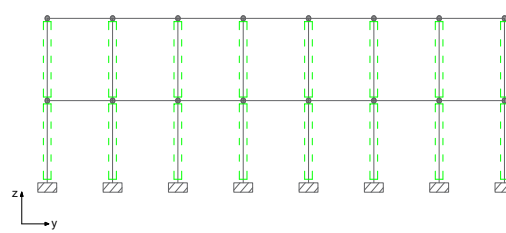
Telaio 3



Telaio 4



Telaio 5



Telaio 6

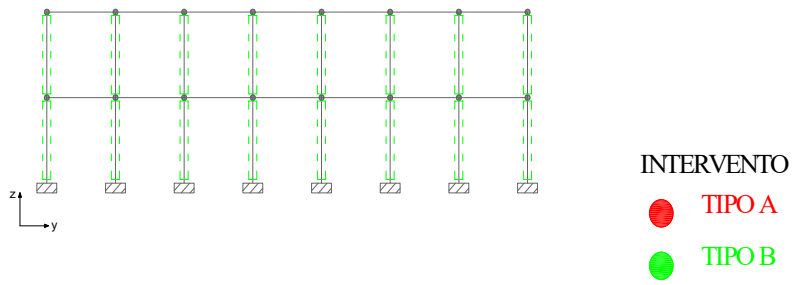
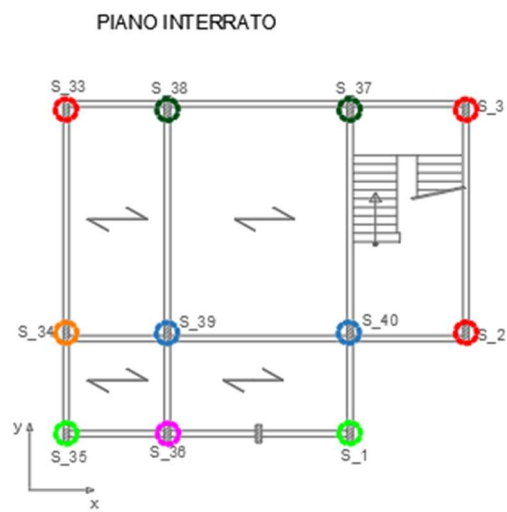
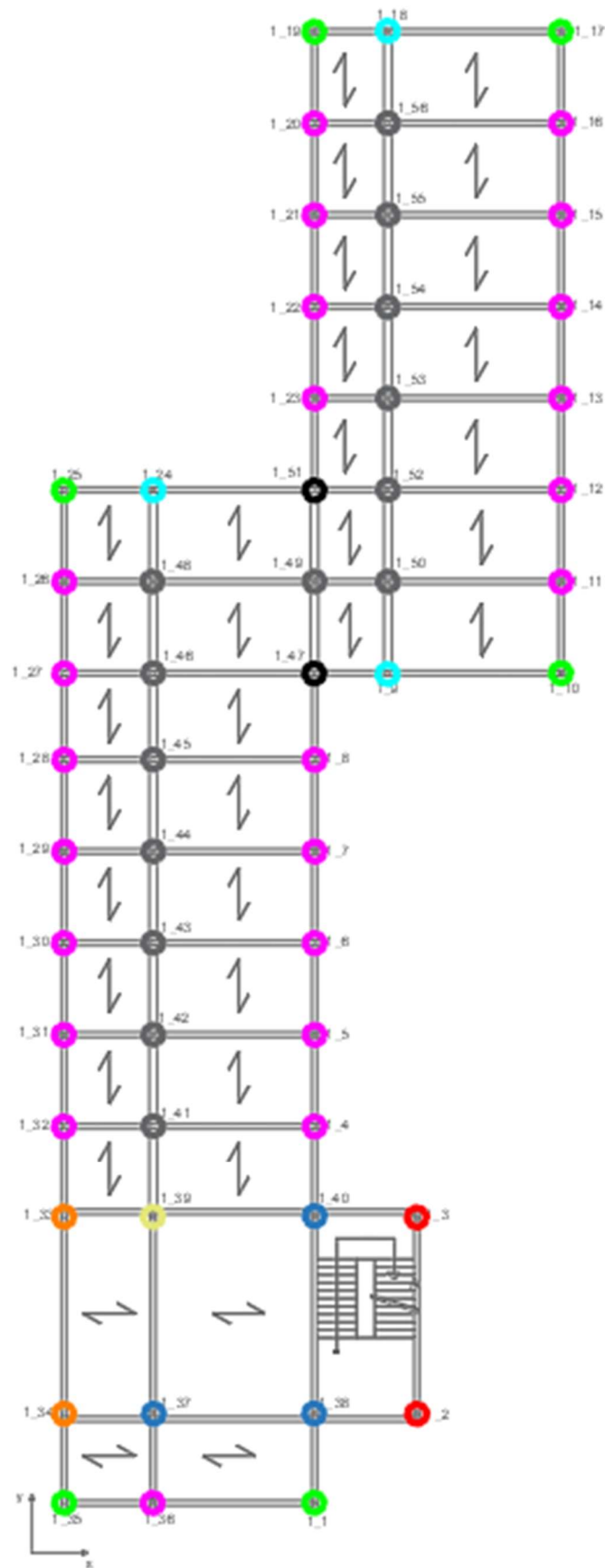


Figura 4-28- Interventi di rinforzo pilastri.



PIANOTERRA



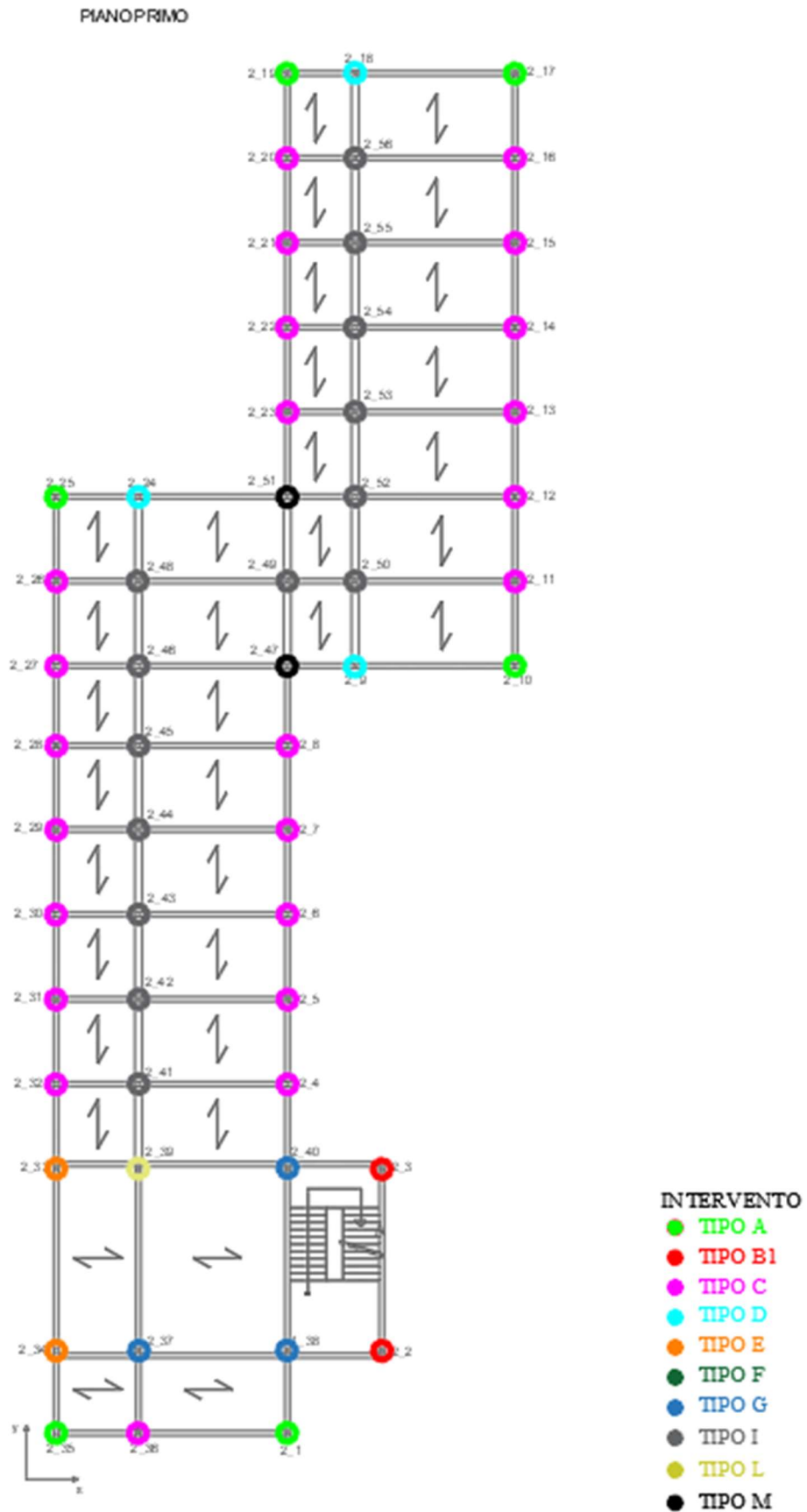


Figura 4-29-Interventi di rinforzo nodi.

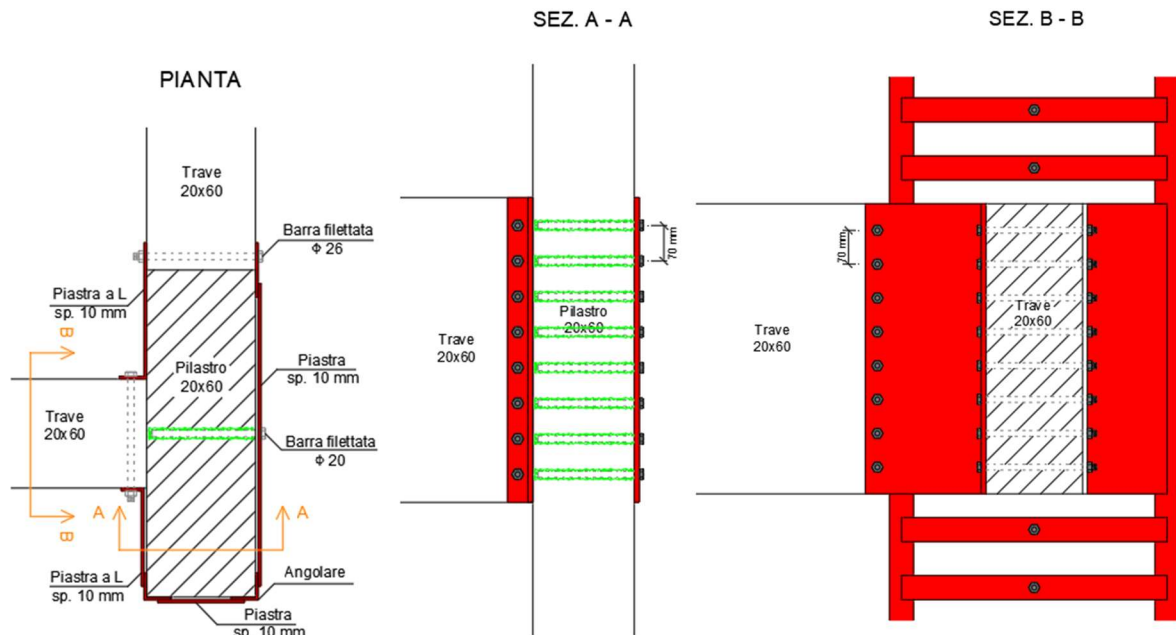


Figura 4-32– Rinforzo nodo d'angolo.

Nell'ipotesi di procedere unicamente al rinforzo degli elementi perimetrali dell'edificio (travi e pilastri) e di tutti i nodi non confinati, al fine di ridurre l'invasività dell'intervento, si ottiene una riduzione del 36% degli elementi da rinforzare, ed il fattore di sicurezza minimo è di 0.37 (trave a taglio).

ADEGUAMENTO SISMICO		INTERVENTO SOLO SU PERIMETRO	
Travi	Pilastrì	Travi	Pilastrì
51 (46 flessione + 26 taglio)	Tutti (123 elementi)	22 (29 flessione + 15 taglio)	90

Tabella 4-4– Elementi da rinforzare

- PROGETTAZIONE INTERVENTI CON ANALISI STATICA NON LINEARE

Nel presente capitolo si riportano i risultati della valutazione della sicurezza sismica dell'edificio oggetto di studio mediante analisi statica non lineare. L'obiettivo di tale valutazione è quello di determinare l'influenza della tipologia di analisi sull'individuazione delle carenze che la struttura può presentare, e di conseguenza sulla progettazione degli interventi di rinforzo in acciaio necessari per l'adeguamento sismico della stessa.

L'analisi statica non lineare è stata condotta secondo le indicazioni delle NTC2008 e della Circolare 617/2019.

Le analisi di pushover sono state eseguite separatamente nelle due direzioni x e y in accordo con quanto illustrato in precedenza. Inoltre, tenendo conto che il verso di applicazione delle forze deve essere positivo e negativo e che l'eccentricità accidentale da considerare raddoppia i casi di analisi, vengono eseguite in totale 16 analisi di pushover.

Nella seguente tabella si riporta il confronto tra capacità e domanda in termini di spostamento ultimo è riportato nella tabella seguente.

	d* _c	d* _d	FS	verifica
	cm	cm		
X+ e+ Distr.1.3	4.85	5.86	83%	NO
X+ e- Distr.1.3	5.35	6.27	85%	NO
X- e+ Distr.1.3	4.84	6.31	77%	NO
X- e- Distr.1.3	5.41	6.56	83%	NO
X+ e+ Distr.2.a	4.26	5.26	81%	NO
X+ e- Distr.2.a	4.27	5.47	78%	NO
X- e+ Distr.2.a	4.31	5.55	78%	NO
X- e- Distr.2.a	4.41	5.81	76%	NO
Y+ e+ Distr.1.2	4.41	7.50	59%	NO
Y+ e- Distr.1.2	4.41	7.49	59%	NO
Y- e+ Distr.1.2	4.03	7.54	53%	NO
Y- e- Distr.1.2	4.12	7.61	54%	NO
Y+ e+ Distr.2.a	3.58	6.81	52%	NO
Y+ e- Distr.2.a	3.47	6.75	51%	NO
Y- e+ Distr.2.a	2.99	6.71	45%	NO
Y- e- Distr.2.a	2.96	6.68	44%	NO

Tabella 4-5– Rapporto tra spostamento di capacità e spostamento di domanda

Per individuare le carenze nei singoli elementi che determinano l'insufficienza della struttura nei confronti del terremoto di progetto è stato valutato il rapporto capacità/domanda in termini di rotazione plastica per tutte le cerniere che risultano attivate in corrispondenza del terremoto di progetto, cioè considerando le cerniere indefinitamente plastiche e proseguendo il calcolo non lineare fino al raggiungimento dello spostamento ultimo di domanda per tutte le 16 combinazioni di carico. Nella condizione finale si rileva che tutti i pilastri sono plasticizzati alla testa e al piede mentre solo alcune travi presentano l'attivazione delle cerniere plastiche.

Nel caso dell'analisi non lineare il progetto dell'intervento è basato sull'incremento di duttilità fino al raggiungimento dello spostamento ultimo richiesto, in modo duale a quanto effettuato in termini di incremento di resistenza nel caso dell'analisi lineare.

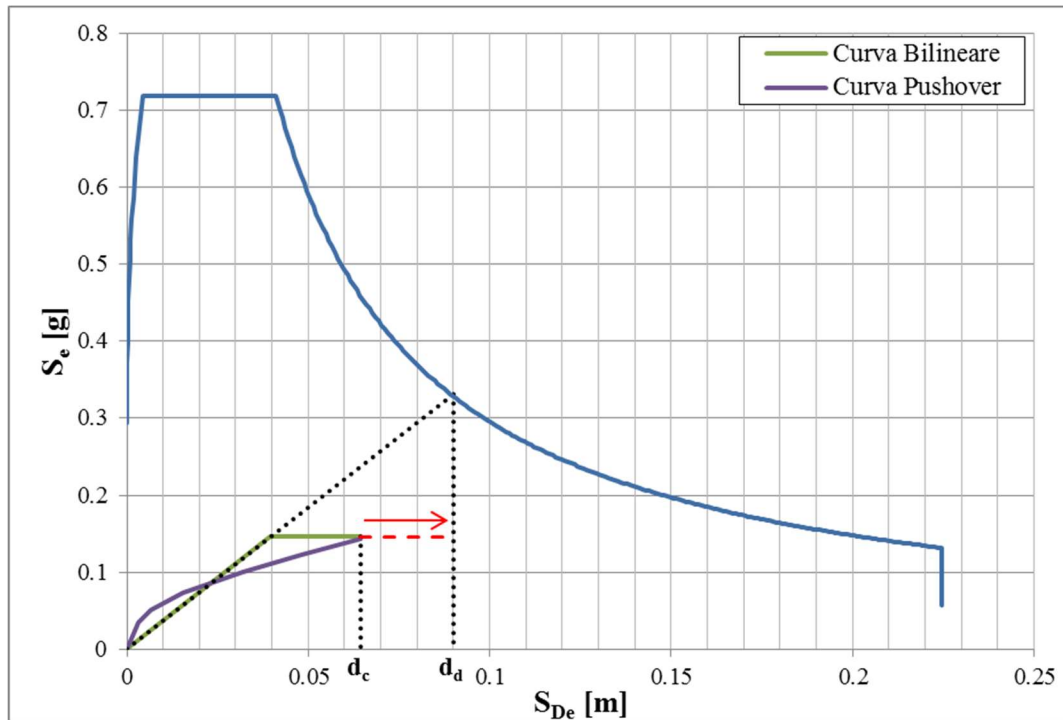


Figura 4-33– Incremento della capacità della struttura.

L'incremento di duttilità globale viene ottenuto mediante l'incremento di duttilità locale (capacità di rotazione plastica) dei singoli elementi che hanno fornito un rapporto $\theta_{pl,C}/\theta_{pl,D}$ minore dell'unità; inoltre si verifica la capacità in termini di resistenza a taglio di tutti gli elementi nella condizione ultima provvedendo ai rinforzi locali.

La duttilità delle zone critiche dei pilastri elasticizzati si incrementa mediante il confinamento con un sistema di angolari e calastrelli in acciaio, ottenendo un adeguato incremento della deformazione ultima del calcestruzzo e di conseguenza della curvatura ultima della sezione, che a sua volta incrementa la capacità rotazionale della sezione.

Per uniformare la geometria degli interventi sono state individuate 3 classi di interventi in grado di incrementare la deformazione ultima del calcestruzzo rispettivamente del 114%,186%,214%.

La deformazione ultima del calcestruzzo in seguito all'intervento di rinforzo è stata calcolata con la seguente formula:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.5 \frac{0.5\alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}}$$

Di seguito è riportata una tabella con le indicazioni della geometria del rinforzo ed i valori di deformazione ultima del calcestruzzo ed incremento di curvatura ultima.

$\theta_{pl,C}/\theta_{pl,D}$	s_j	t_j	b_j	ε_{ccu}	$\Delta\chi_u$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
<0.35	150	6	50	0.011	1.90
0.35-0.65	150	5	50	0.010	1.90
0.65-0.95	200	5	50	0.007	1.50

Tabella 4-6– Parametri intervento di rinforzo

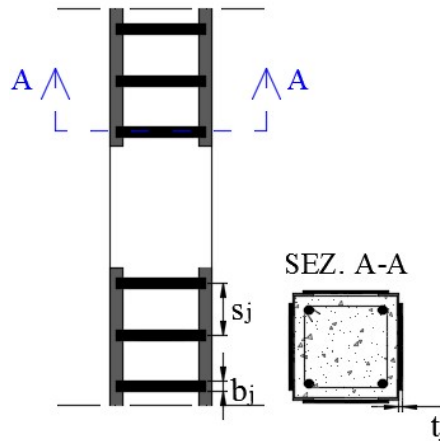


Figura 4-34– Configurazione rinforzo

Dopo avere adeguato la duttilità della struttura si introducono tutti gli interventi necessari ad evitare la crisi fragile degli elementi. Dalle verifiche a taglio risulta necessario rinforzare 17 travi mentre i pilastri risultano tutti verificati. L'intervento di rinforzo a taglio viene realizzato in modo analogo a quanto già illustrato in precedenza, cioè con angolari e piatti disposti sull'intera lunghezza della trave. Infine, sono state considerate anche le verifiche dei nodi che essendo state impostate valutando le sollecitazioni in base alla capacità delle travi che vi convergono anche nel caso dell'analisi dinamica lineare, risultano le stesse già illustrate in precedenza, pertanto si devono considerare gli stessi interventi.

Anche per l'analisi statica non lineare è stata considerata l'ipotesi di rinforzare i soli pilastri perimetrali, le travi a taglio ed i nodi non confinati, questi ultimi per evitare rotture fragili e sfruttare la duttilità della struttura. Si ottiene una riduzione del 26% degli elementi da rinforzare.

Intervenendo solo sugli elementi perimetrali il risultato appare efficiente soprattutto in direzione y.

STATO DI FATTO		INTERVENTO SOLO SU PERIMETRO	
$(d^*/d^*d)_{MIN}$	ζ_{MIN}	$(d^*/d^*d)_{MIN}$	ζ_{MIN}
44 %	50 %	65 %	70%

Tabella 4-7– Parametri capacità della struttura

ADEGUAMENTO SISMICO	INTERVENTO SOLO SU PERIMETRO
----------------------------	-------------------------------------

Travi	Pilastr	Nodi	Travi	Pilastr	Nodi
17 (taglio)	70 (flessione)	Tutti (123 elementi)	17 (taglio)	47 (flessione)	Tutti (123 elementi)

Tabella 4-8– Elementi da rinforzare (adeguamento vs rinforzo perimetro)

• CONFRONTO TRA ANALISI DINAMICA LINEARE E STATICA NON LINEARE

Al termine dell’elaborazione dei risultati delle due analisi (analisi dinamica lineare e analisi statica non lineare) e del progetto degli interventi di rinforzo per l’adeguamento sismico della struttura, è stato effettuato un confronto in termini di quantitativo di acciaio necessario per il rinforzo degli elementi (travi, pilastri e nodi) e di superficie degli elementi strutturali interessata dall’intervento. Queste quantità sono rappresentative in termini comparativi dei costi degli interventi.

Elemento	ANALISI DINAMICA LINEARE		ANALISI STATICA NON LINEARE	
	Volume di acciaio [m³]	Superficie di intervento[m²]	Volume di acciaio [m³]	Superficie di intervento[m²]
Travi	0.41	72.7	0.17	54.7
Pilastr	1.51	738.1	0.31	114.2
Nodi	1.16	87.3	1.16	87.3
	3.08	898.1	1.64	256.2

Tabella 4-9– Confronto in termini di volume di acciaio di rinforzo e di superficie di intervento

Si osserva che l’analisi non lineare consente di ridurre il volume di acciaio del 50% e la superficie di intervento del 72%, perché lo sfruttamento della duttilità della struttura può essere valutato con maggiore dettaglio rispetto all’uso di un fattore di struttura nel calcolo non lineare.

Di seguito si riporta un confronto tra il numero di elementi da rinforzare per adeguare la struttura, in seguito ai risultati delle due analisi.

ANALISI DINAMICA LINEARE			ANALISI STATICA NON LINEARE		
Travi	Pilastr	Nodi	Travi	Pilastr	Nodi
51 (46 flessione + 26 taglio)	Tutti (123 elementi)	Tutti (123 elementi)	17 (taglio)	70 (flessione)	Tutti (123 elementi)
N° _{tot} = 297 elementi			N° _{tot} = 210 elementi		

Tabella 4-10 – Confronto numero elementi da rinforzare

Nell’ipotesi di procedere unicamente al rinforzo degli elementi perimetrali dell’edificio (travi e pilastri) e di tutti i nodi non confinati, al fine di ridurre l’invasività dell’intervento, si ottengono i

risultati riportati nella seguente tabella, che confermano anche in questo caso una maggiore efficienza dell'analisi non lineare.

STATO DI FATTO ζ_{MIN}		INTERVENTO SOLO SU PERIMETRO ζ_{MIN}	
Analisi lineare	Analisi non lineare	Analisi lineare	Analisi non lineare
25 %	50 %	37%	70%

Tabella 4-11– Parametri capacità della struttura

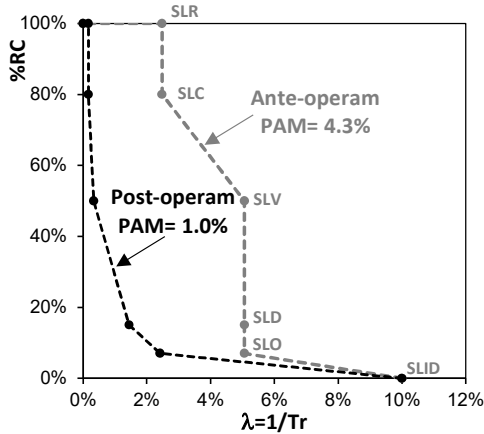
In conclusione, l'analisi del caso studio ha evidenziato l'importanza di approfondire la conoscenza della struttura per sviluppare un modello non lineare affidabile e condurre un'analisi non lineare che consente, non solo di avere un quadro più chiaro delle modalità di crisi, ma di progettare un intervento efficace e più economico.

4.1.3.1 CLASSE DI RISCHIO

In analogia con quanto riportato al 4.1.2.1 Il calcolo della classe di rischio sismico, è stato effettuato attraverso due metodologie: *metodo semplificato* e *metodo convenzionale*.

Il metodo semplificato permette di incrementare la classe di rischio sismico da D ad E.

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



(SLV)

$$\lambda_{SLV} = 0.35\%$$

$$\%CR = 50\%$$

(SLD)

$$\lambda_{SLD} = 1.45\%$$

$$\%CR = 15\%$$

(SLC)

$$\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV} = 0.16\%$$

$$\%CR = 80\%$$

(SLO)

$$\lambda_{SLO} = 1.67 * \lambda_{SLD} = 2.42\%$$

$$\%CR = 7\%$$

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}

PAM: B
IS-V: B

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}

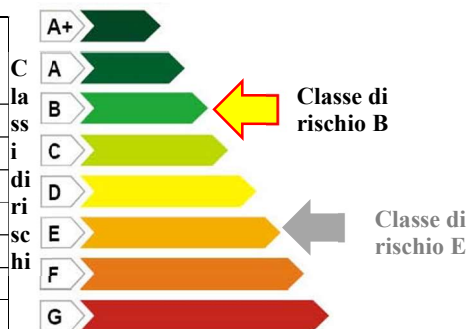


Figura 4-35: Classe di rischio con metodo convenzionale.

4.1.3.2 INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Tali interventi sono analoghi a quelli descritti nel par. 4.1.2.2.

4.1.3.3 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Al fine di quantificare i costi di intervento connessi all'implementazione degli interventi locali esterni ed interni è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con il prezzario regionale della Regione Abruzzo 2018 [12]. 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, dei pilastri e delle travi perimetrali mediante placcaggio con profili metallici disposti secondo gli schemi descritti in precedenza; 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 4-12 Tabella 4-12: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento locale esterno ed interno con acciaio. 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 4-12: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento locale esterno ed interno con acciaio.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
					€	[m ²]
	OPERE CIVILI					
Livello II - acciaio	Opere strutturali	198,392	1,470	4,700	134.96	42.21
	Opere di demolizione e ripristino finiture	202,491			137.75	43.08
	Parziale strutturale	400,883			272.71	85.29
	Opere di efficientamento energetico	289,000			196.62	61.50
	TOTALE INTERVENTI	689,883			469.33	146.79
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)					
	Oneri comuni ai vari livelli di progettazione	48,274	1,470	4,700	32.84	10.27

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 8.4.2 e 8.4.3 delle NTC 2018.

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 l'intero edificio.

4.2.1 INTERVENTI GLOBALI CON CONTROVENTI INTERNI AI TELAI IN C.A.

Nel caso studio in esame, per quanto riguarda l'aspetto strutturale, sono proposti interventi con controventi dissipativi combinati con gli interventi di rinforzo locale con materiali compositi visti nei precedenti paragrafi con il duplice scopo di migliorare la risposta sismica strutturale (riduzione della domanda sismica) e proteggere le tamponature dal danneggiamento (in seguito a un maggiore irrigidimento della struttura), ottenendo così una migliore risposta sismica della struttura anche per terremoti di bassa intensità (più frequenti) con conseguente diminuzione significativa delle perdite annue attese. Tutto ciò comporta, come detto, una maggiore invasività con conseguente estensione delle tempistiche di realizzazione dell'intervento. L'inserimento dei controventi ha comportato in alcuni casi, come descritto nel seguito, ringrossi dei pilastri e delle fondazioni con conseguente incremento anche dei costi di intervento.

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 un impianto di climatizzazione. Si procede ora, ad analizzare nel dettaglio i singoli interventi.

- ANALISI DELLO STATO DI FATTO

Prima di descrivere gli interventi che progettati per ottenere il miglioramento sismico, è bene ripercorrere l'analisi dello stato di fatto della struttura. In primo luogo si esaminano i modi di vibrare propri della struttura: il secondo modo di vibrare (Figura 4-36) e di tipo torsionale ed il terzo modo di vibrare ha una massa partecipante non molto elevata. L'inserimento dei controventi dissipativi è determinante per la regolarizzazione della risposta dinamica modale della struttura.

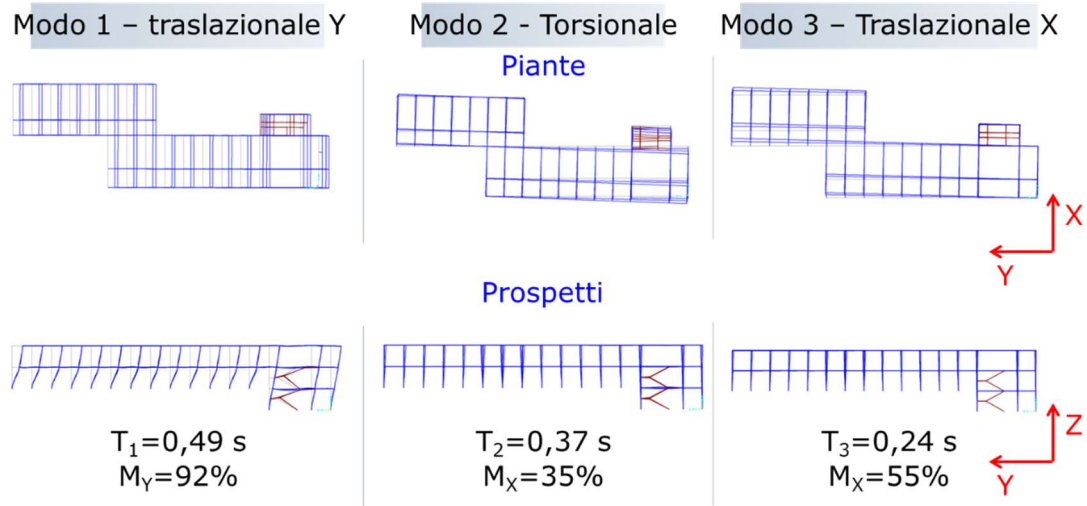


Figura 4-36: Modi di vibrare principali.

Nella Figura 4-37 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 con traliccio ad inclinazione variabile prevista nelle NTC2018 per gli edifici nuovi.

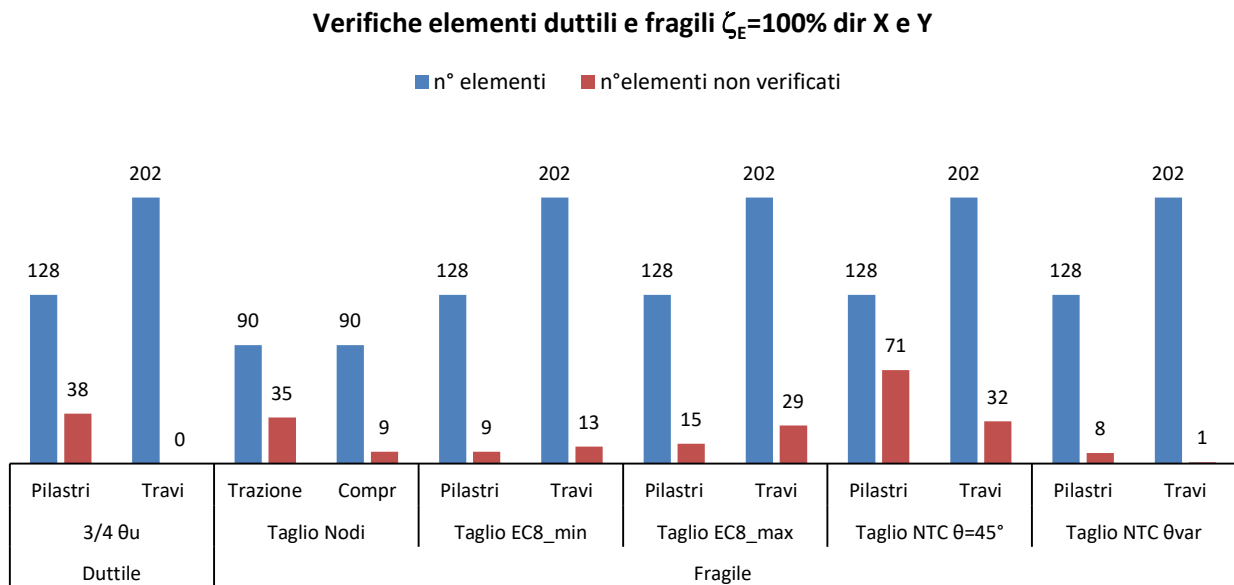


Figura 4-37: Elementi non verificati allo stato di fatto.

- **OBIETTIVI DELL'INTERVENTO**

L'intervento mira a ottenere i seguenti risultati:

- Regularizzare la forma modale in direzione X;

- Ridurre il grado di danneggiamento delle tamponature anche per SLV
- Ridurre le sollecitazioni sugli elementi strutturali per ottenere $\zeta_E > 60\%$ (con gli interventi locali visti nei precedenti paragrafi si è riusciti a raggiungere un miglioramento dell'indice di sicurezza al massimo pari al 60% della domanda sismica).
- CONTROVENTI DISSIPATIVI

Come già accennato in precedenza, si è scelto di intervenire progettando l'inserimento di controventi dissipativi in acciaio all'interno della struttura. In particolare, sono stati scelti dei controventi a instabilità impedita, come si può vedere in Figura 4-38.

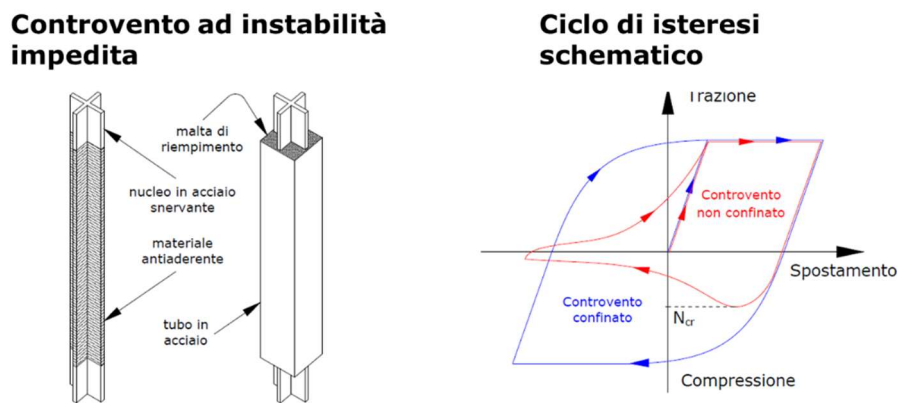


Figura 4-38: *Controventi utilizzati e relativo ciclo di isteresi.*

- FASI PROGETTUALI

Le fasi necessarie all'intervento di introduzione dei controventi dissipativi sono le seguenti:

1. Regolarizzazione della forma modale in direzione X;
2. Dimensionamento della zona dissipativa del controvento (BRAD) imponendo lo snervamento del dispositivo per un'azione assiale intermedia tra quella allo SLD e quella allo SLV (si vuole imporre che la dissipazione cominci dopo il superamento dello SLD e abbastanza prima dello SLV per, rispettivamente, contenere le deformazioni laterali e ridurre le sollecitazioni rispetto all'edificio *as built*);
3. Analisi della struttura controventata mediante pushover, analisi dello stato delle cerniere plastiche assiali dei controventi, calibrazione del sistema BRACE-BRAD lasciando invariata la rigidità equivalente (la rigidità equivalente è un parametro unico che tiene conto delle rigidità in serie della zona dissipativa e della zona non dissipativa del controvento; è calcolata in modo da rispondere all'esigenza richiamata nel punto precedente);

4. Calcolo della domanda di spostamento del sistema controventato sfruttando lo smorzamento viscoso equivalente (riduzione della domanda sismica a seguito dell'aumento dello smorzamento viscoso equivalente), verifica dei meccanismi duttili e fragili della struttura equivalente;
5. Rinforzo degli elementi in c.a. direttamente connessi ai controventi (FRP, ringrossi, etc.), rinforzo degli elementi in c.a. non verificati per meccanismi fragili o duttili della struttura esistente.

- RINFORZI CON CONTROVENTI

Si è deciso, per quanto visto in precedenza, di progettare l'inserimento di controventi dissipativi sia in direzione X che in direzione Y. E' fondamentale inserirli in ambedue le direzioni, affinché si consegua l'obiettivo di proteggere le tamponature dal danneggiamento. In Figura 4-39 e Figura 4-40 si riportano gli schemi di controvento utilizzati.

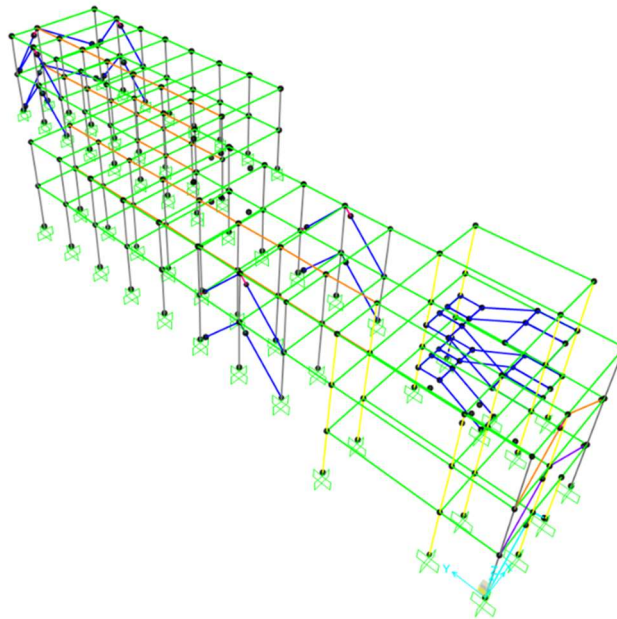


Figura 4-39: *Modello strutturale controventato.*

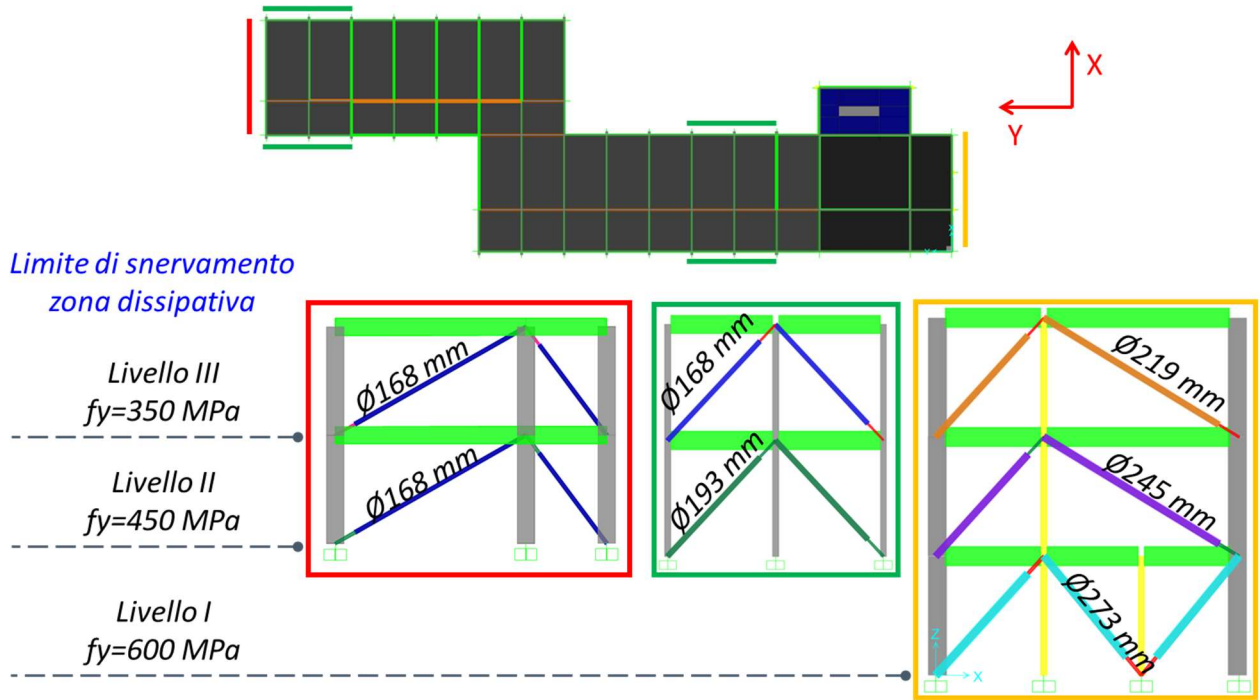


Figura 4-40: Schemi di controvento utilizzati.

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 $\zeta_E \geq 100\%$.

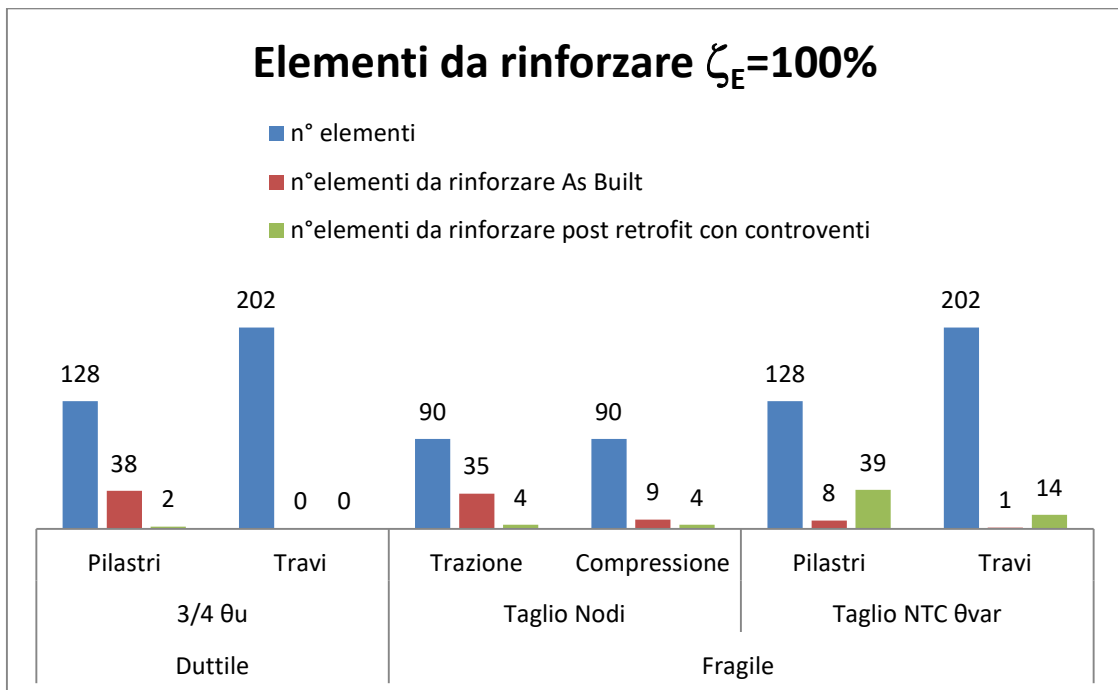


Figura 4-41: Confronto tra elementi da rinforzare pre e post-intervento.

Come si può notare, si è pervenuti ad una significativa riduzione del numero di crisi duttili e delle crisi riguardanti i nodi (soprattutto in trazione); 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 anche i ringrossi di travi e pilastri, e le fasciature delle travi mediante tessuto uniassiale in CFRP, così come riportato in Figura 4-42. Le modalità di applicazione del composito in CFRP sono quelle già esposte nel paragrafo precedente per quanto riguarda i pilastri. Per le travi, invece, è applicata una fasciatura ad "U" in composito uniassiale CFRP (grammatura 600 g/m²) per una lunghezza necessaria ad ottenere un valore del taglio resistente maggiore di quello agente.

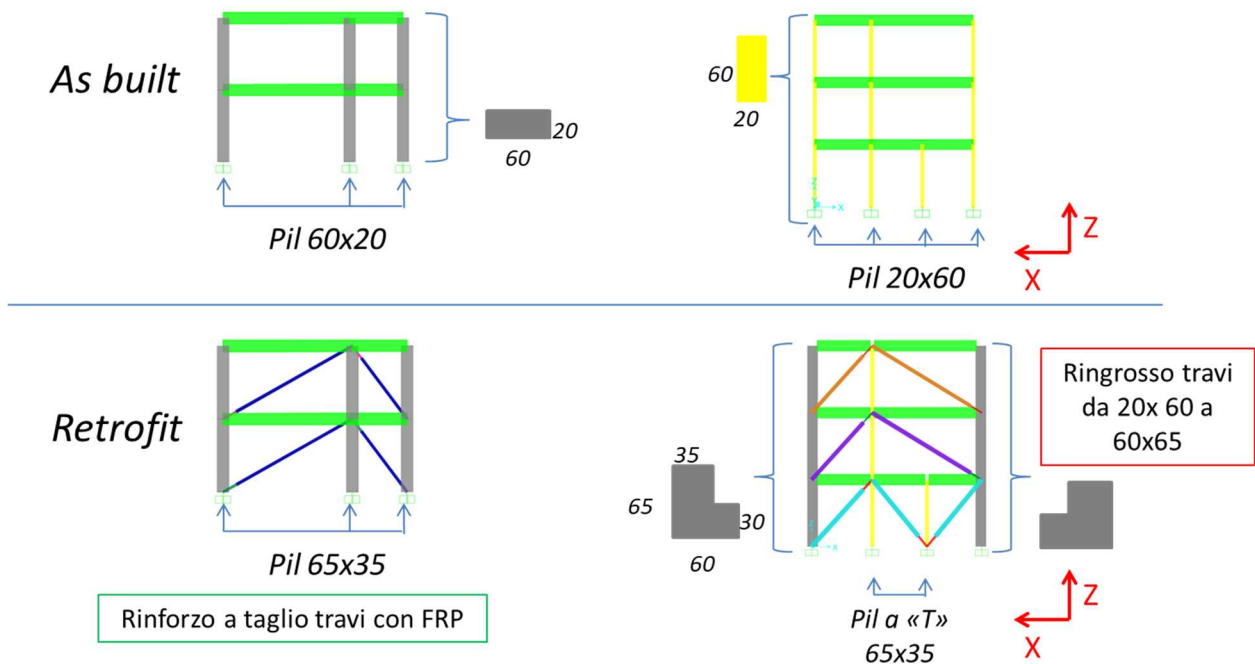


Figura 4-42: Ringrossi di travi e pilastri adiacenti ai controventi e fasciatura di travi con FRP.

- RINGROSSI DELLE FONDAZIONI

I ringrossi delle fondazioni hanno riguardato i pilastri interessati dall'inserimento dei controventi; essi sono riportati in Figura 4-43. Sono state adottate due tipologie di ringrossi:

- ringrosso delle fondazioni con inserimento di quattro micropali $\phi 200$ mm di lunghezza 6 m;
- ringrosso delle fondazioni con inserimento di due micropali $\phi 200$ mm di lunghezza 6 m.

L'inserimento dei controventi in una struttura comporta un incremento delle sollecitazioni taglianti e assiali negli elementi del telaio in cui si inseriscono i controventi. Ciò si ripercuote sulle fondazioni che risultano essere maggiormente sollecitate a compressione ed a trazione; per tale ultimo aspetto è necessario inserire pali di fondazione con adeguata resistenza a trazione del complesso palo-terreno.

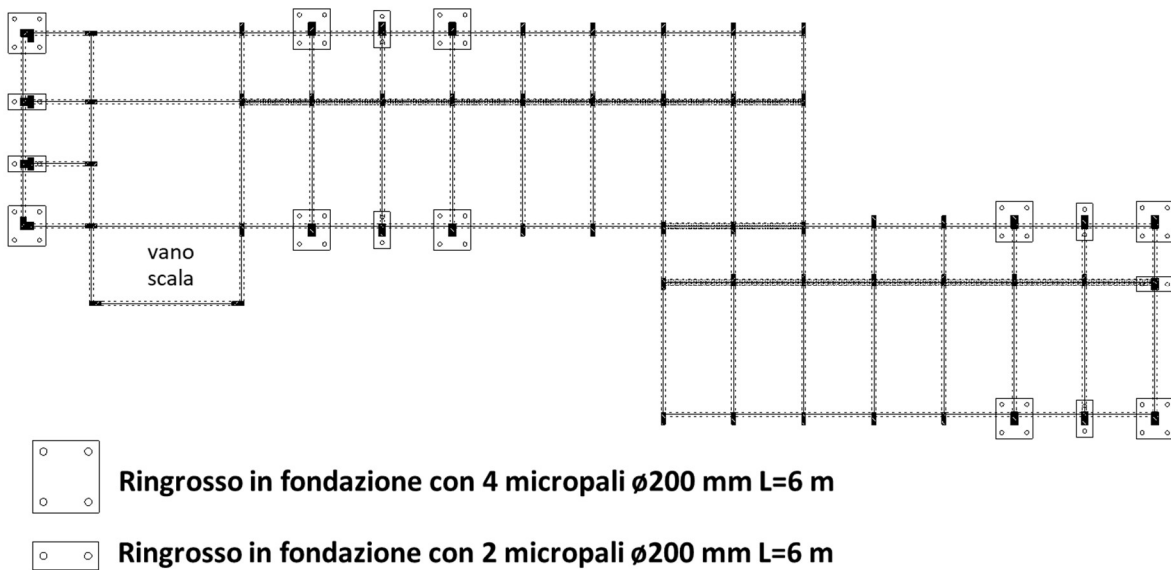


Figura 4-43: Ringrossi fondazioni e inserimento micropali.

- RISULTATI OTTENUTI DALL'INTERVENTO DI RINFORZO

Di seguito, in Figura 4-44 e Figura 4-45 si mostrano i risultati ottenuti a seguito degli interventi di rinforzo effettuati, in termini di analisi modale e spettro ADRS e numero di elementi su cui intervenire. Sono stati regolarizzati i modi di vibrare con aumento della massa partecipante per la direzione X

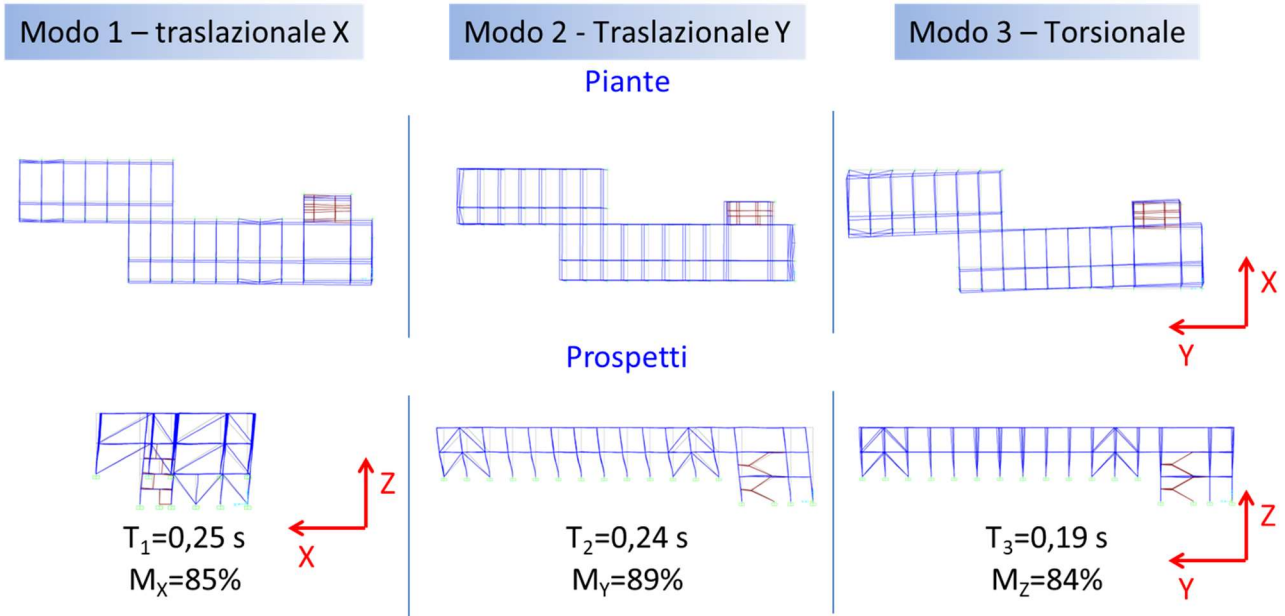


Figura 4-44: Forme modali post-intervento.

Confronto tra PushOver As-Built e Retrofit

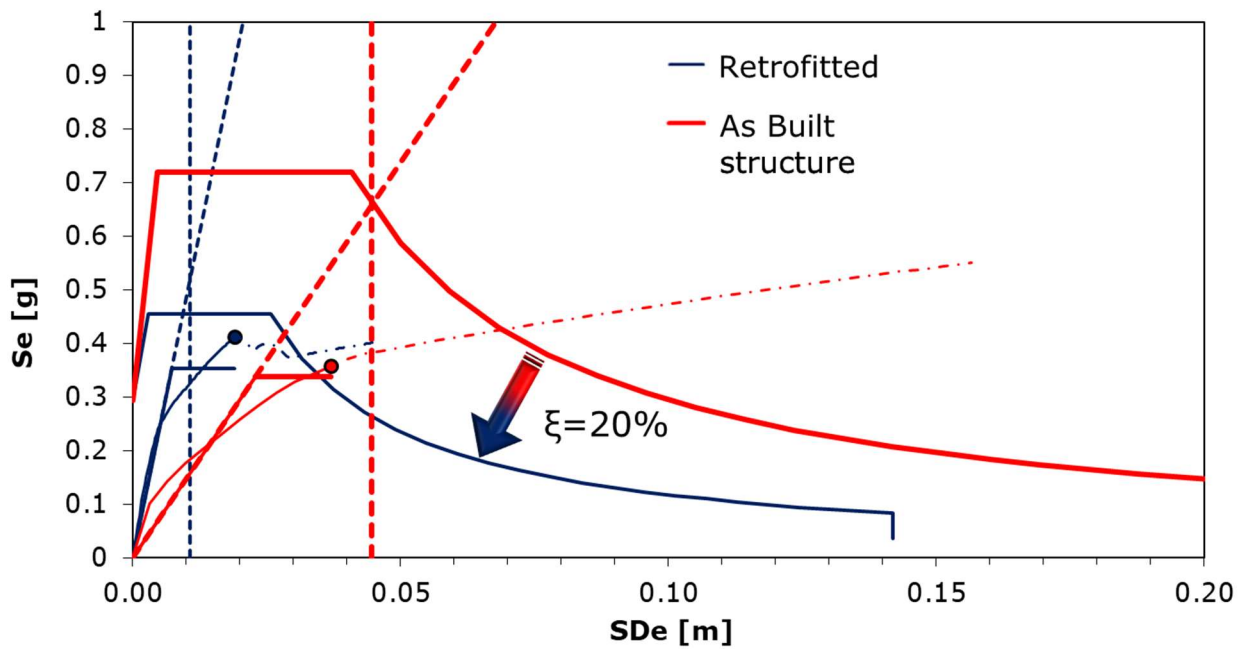


Figura 4-45: Confronto tra pre e post-intervento.

- NODI

Le modalità di esecuzione degli interventi sui nodi, in Figura 4-46 Figura 4-47 Figura 4-48, sono quelle riportate nelle linee guida ReLUIS 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.

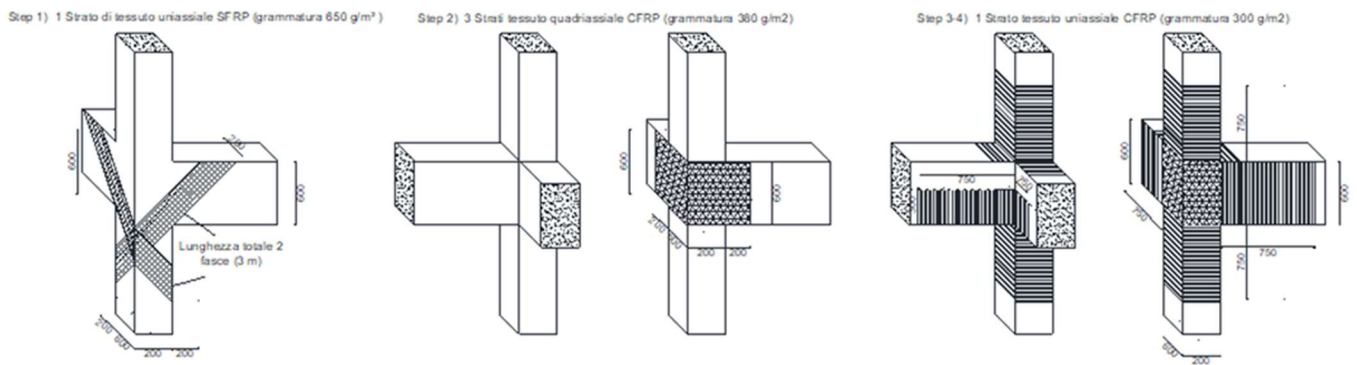


Figura 4-46: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi d'angolo.

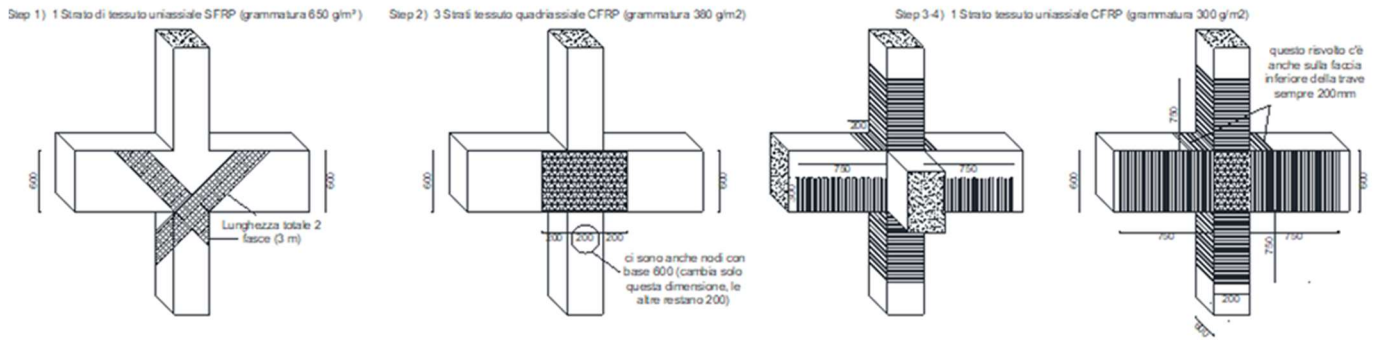


Figura 4-47: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi a croce.

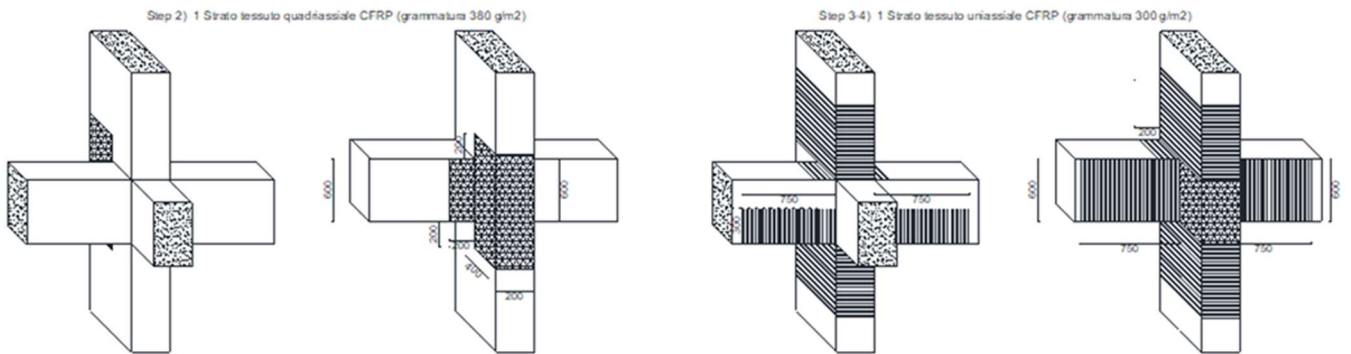


Figura 4-48: Intervento di rinforzo a taglio sui nodi confinati da pilastro sporgente.

- TAMPONATURE

Per quanto riguarda le tamponature perimetrali, come si può notare in Figura 4-49, 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.

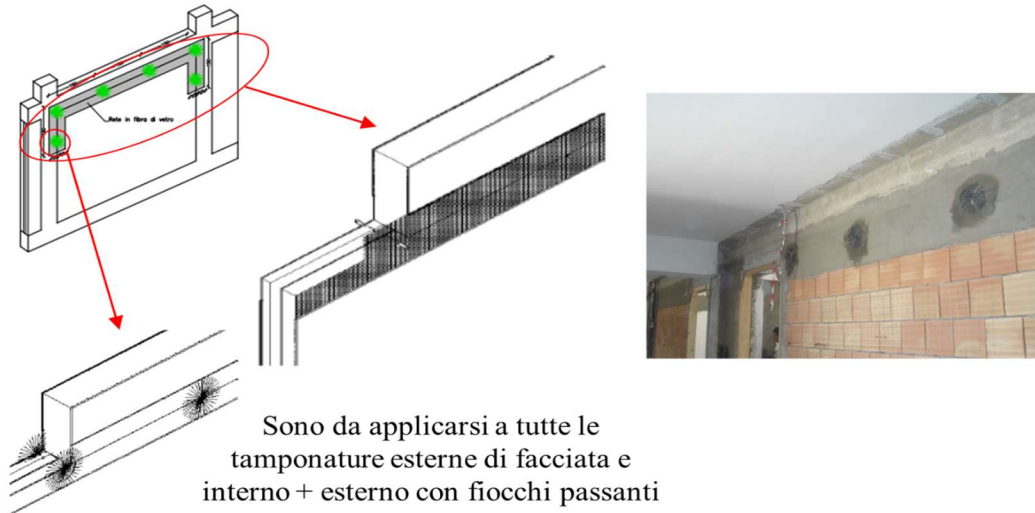


Figura 4-49: Sistema antiribaltamento tamponature.

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 4-50.

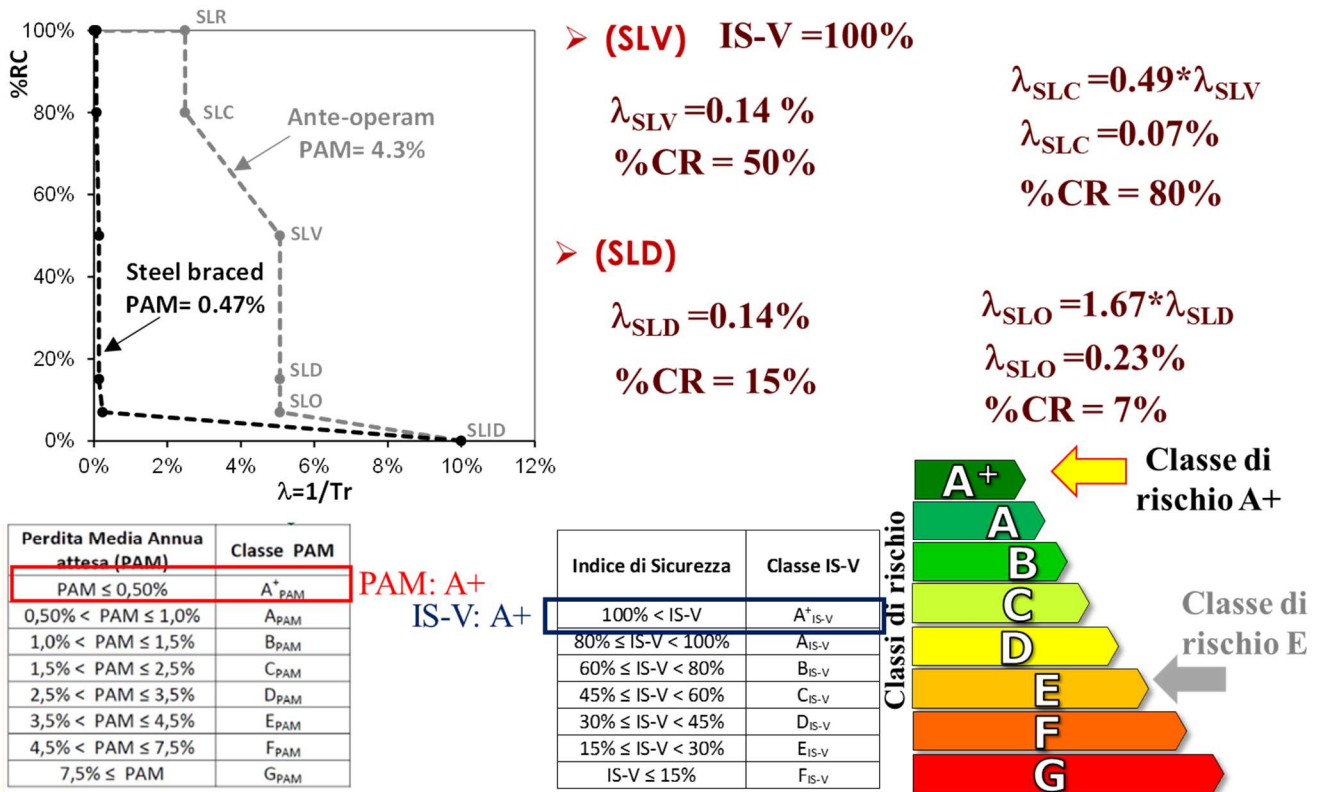


Figura 4-50: Classe di rischio sismico.

4.2.1.2 INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Tali interventi sono da intendersi in aggiunta a quelli proposti precedentemente:

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 una 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 60 kW;*



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



Con tali interventi si passa dalla classe energetica *F* a *C*; se si effettuano interventi sugli impianti, si arriva ad una classe energetica *A3*.

4.2.1.3 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Al fine di quantificare i costi di intervento connessi all'implementazione degli interventi globali è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con il prezzario regionale della Regione Abruzzo 2018 [12]. 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 di alcuni pilastri e 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. Di seguito si riporta in Tabella 4-13 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 4-13: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento globale.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
				[m ²]	[m ³]	€/m ²
	OPERE CIVILI	[€]	[m ²]	[m ³]	€/m ²	€/m ³
Livello III (IS-V=60%, PAM=0.47%) +5 classi Sismiche +7 Classi Energetiche	Opere strutturali (controventi 280.000€)	392,000	1,470	4,700	266.77	83.40
	Opere di demolizione e ripristino finiture	47,000			31.97	10.00
	Parziale strutturale	439,000			298.64	93.40
	Opere di efficientamento energetico	513,500			349.32	109.3
	TOTALE INTERVENTI	977,500			664.97	207.98
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)					
	Oneri comuni ai vari livelli di progettazione	50,000	1,470	4,700	34.01	10.64

4.2.2 INTERVENTI GLOBALI CON TELAI ESTERNI IN ACCIAIO CONTROVENTATI

Al fine di conseguire il miglioramento sismico della struttura in esame, e quindi incrementare l'indice ζ_E fino al valore 0,6, si propone un intervento di rinforzo globale consistente nell'introduzione di telai in acciaio controventati affiancati esternamente alla struttura esistente e collegati ad essa in corrispondenza delle travi (Figura 4-51). In particolare, i controventi dei telai in acciaio orditi in direzione Y sono collegati in serie con dispositivi BRAD, mentre, in direzione X, al fine di ridurre la deformabilità torsionale della struttura e migliorarne il comportamento sotto azioni sismiche, si è scelto di adottare controventi rigidi.

Per la dissipazione di energia sismica si sono considerate due diverse tipologie di BRAD prodotti dalla ditta Fip Industriale: per le campate dei telai al piano terra si sono utilizzati dissipatori BRAD 34/30-b, mentre al primo piano si sono utilizzati dissipatori BRAD 14/30-b.

La funzione dei controventi in acciaio, sia rigidi che con dispositivi dissipativi, è quella di assorbire buona parte delle forze d'inerzia indotte dal sisma, in rapporto alla loro elevata rigidità alle azioni orizzontali, riducendo la deformabilità della struttura e, quindi, la domanda di duttilità e di resistenza agli elementi strutturali esistenti. Tuttavia, l'irrigidimento prodotto dai telai in acciaio determina una riduzione dei periodi di vibrare della struttura, con conseguente incremento dell'intensità delle azioni sismiche.

L'impiego di telai controventati esterni presenta un duplice vantaggio rispetto all'inserimento di controventi nelle maglie strutturali dell'edificio esistente. Il primo è dato dalla bassa invasività dell'intervento, in quanto non si devono demolire tamponamenti o tramezzi e si riducono le interferenze con lo svolgimento delle attività scolastiche durante i lavori di montaggio delle strutture di rinforzo.

Il secondo vantaggio è che le forze agenti negli elementi diagonali di controvento sono equilibrate dagli sforzi assiali negli elementi verticali e orizzontali dei telai in acciaio, e non vengono trasferite forze concentrate ai nodi della struttura esistente, che aggraverebbero lo stato di sollecitazione originario.

Per conferire adeguata rigidità ai telai s'impiegano profili HEB280 per travi e pilastri, e, per i controventi diagonali profili tubolari di diametro 355 mm e spessore 6,3 mm in direzione X, e diametro 219 mm e spessore 5,9 mm in direzione Y. L'acciaio delle membrature è di classe S275.

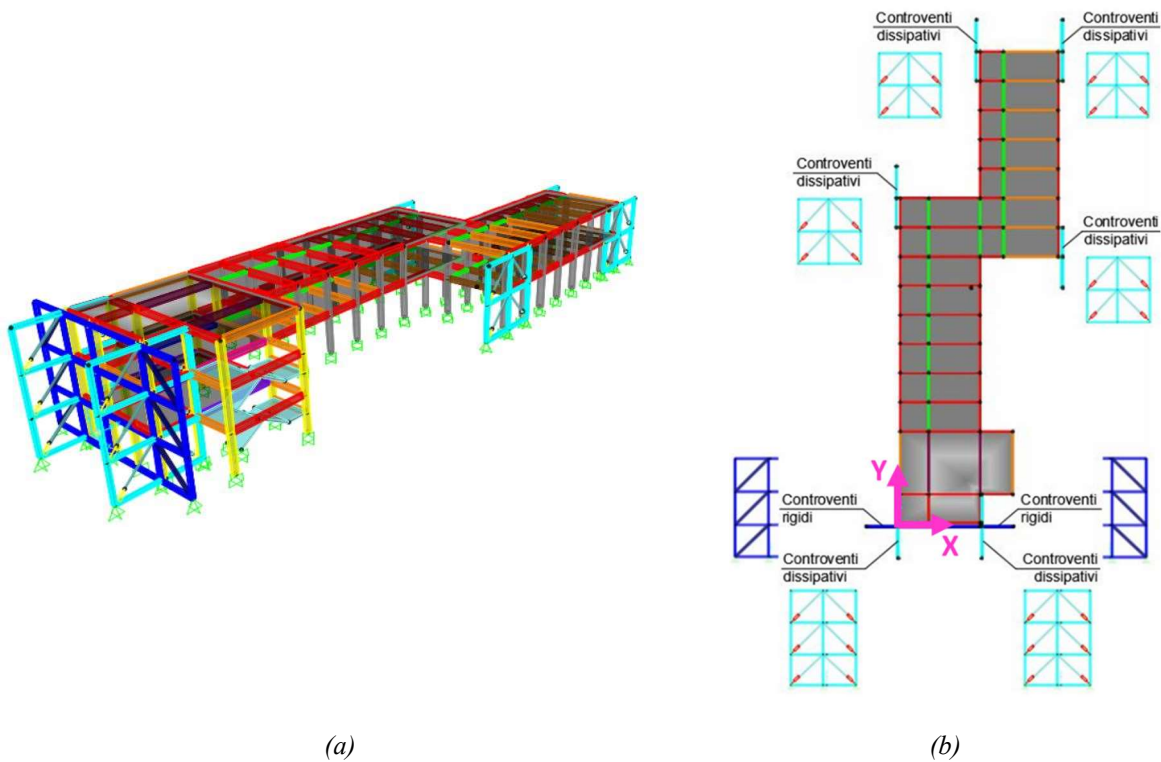


Figura 4-51: Proposta di intervento globale: (a) vista 3D e (b) disposizione in pianta dei telai controventati.

- MODELLAZIONE DEI CONTROVENTI

La connessione tra i telai esterni e la struttura esistente è modellata mediante elementi *Link* a comportamento lineare, con rigidezza nulla a flessione e taglio per inflessioni sul piano verticale, di modo che i carichi verticali non siano trasferiti ai telai in acciaio, e rigidezze molto elevate in corrispondenza dei restanti gradi di libertà. I link connettono puntualmente i telai esterni alla struttura in c.a. in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.

I BRAD sono stati modellati con elementi *Link* a comportamento elasto-plastico bilineare. Di seguito si riportano i valori di pendenza, forza massima e spostamento massimo che caratterizzano i due rami del diagramma forza-spostamento di ciascuna tipologia di dispositivo utilizzata (Figura 4-52).

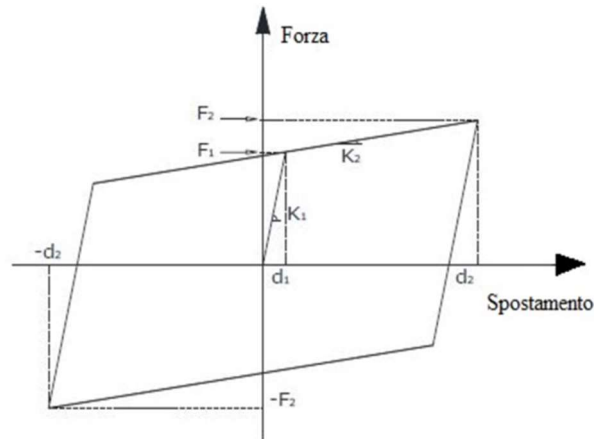


Figura 4-52 - Diagramma forza-spostamento semplificato di un dispositivo BRAD.

- DISSIPATORI BRAD 34/30 – b
Ramo elastico: $k_1 = 194.000 \text{ kN/m}$; $F_1 = 301 \text{ kN}$; $d_1 = 1,56 \text{ mm}$;
Ramo plastico: $k_2 = 1.488 \text{ kN/m}$; $F_2 = 321 \text{ kN}$; $d_2 = 15 \text{ mm}$.
- DISSIPATORI BRAD 14/30 – b
Ramo elastico: $k_1 = 79.000 \text{ kN/m}$; $F_1 = 119 \text{ kN}$; $d_1 = 1,5 \text{ mm}$;
Ramo plastico: $k_2 = 814 \text{ kN/m}$; $F_2 = 130 \text{ kN}$; $d_2 = 15 \text{ mm}$.

Per poter eseguire l'analisi modale della struttura rinforzata risulta, quindi, fondamentale determinare le proprietà elastiche lineari equivalenti dei dissipatori. In particolare, nel caso in esame, essendo lo scopo dell'analisi pushover quello di valutare la capacità deformativa della struttura all'SLV, le proprietà lineari equivalenti sono state determinate dalle analisi dinamiche lineari con spettro di risposta all'SLV.

Le proprietà equivalenti sopra citate sono costituite dalla rigidezza equivalente k_e e dal coefficiente di smorzamento viscoso c_e . Poiché per ciascun dispositivo k_e e c_e dipendono dagli spostamenti, tali parametri sono stati calcolati con un procedimento iterativo, in cui i valori di primo tentativo sono stati determinati con riferimento alla capacità massima dei dispositivi e ai modi di vibrare della struttura non rinforzata.

- ANALISI DELLA STRUTTURA RINFORZATA

Nella Tabella 4-14 si riportano i risultati ottenuti dall'analisi modale della struttura rinforzata.

Tabella 4-14 - Modi di vibrare della struttura rinforzata.

MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA RINFORZATA							
<i>Modo</i>	<i>Periodo [s]</i>	<i>UX [%]</i>	<i>UY [%]</i>	<i>RZ [%]</i>	<i>SumUX [%]</i>	<i>SumUY [%]</i>	<i>SumRZ [%]</i>
1	0,377	0,0	92,3	0,4	0,0	92,3	0,4
2	0,304	84,9	0,1	4,8	85,0	92,4	5,1
3	0,284	5,7	0,3	85,5	90,7	92,7	90,7

Confrontando i periodi dei modi di vibrare della struttura rinforzata (Tabella 4-14) con quelli della struttura as-built (Figura 2-5) si osserva che il sistema di rinforzo proposto produce un irrigidimento significativo della struttura.

Inoltre, l'intervento di rinforzo proposto risulta particolarmente efficace nella regolarizzazione del comportamento dinamico della struttura. Infatti, si osserva un disaccoppiamento tra il modo traslazionale principale in X (2° modo) e il modo principale di tipo torsionale (3° modo). Tale disaccoppiamento è dovuto all'introduzione del telaio sul prospetto dell'edificio parallelo alla direzione X più distante dal centro di rigidezza della struttura as-built e più vicino al centro di massa. Oltre al disaccoppiamento dei modi 2 e 3, l'effetto del suddetto telaio è quello di conferire alla struttura una maggiore rigidezza torsionale, come si riscontra dal confronto tra il periodo del modo principale in direzione X, pari a 0,304 s, e il periodo del modo principale torsionale, pari a 0,284 s. Per quanto riguarda la direzione Y, dal confronto tra la Tabella 4-5 e la Figura 2-5 si rileva che la massa partecipante del primo modo rimane pressoché invariata.

Nella Figura 4-53 si riportano le configurazioni deformate della struttura rinforzata per i primi tre modi di vibrare.

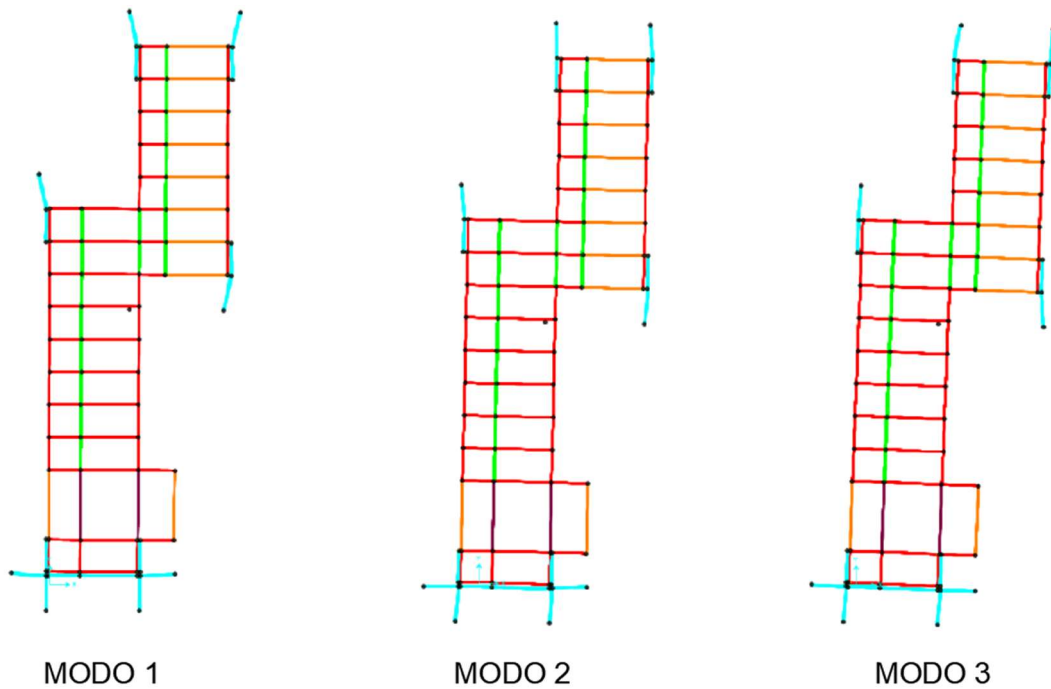


Figura 4-53 - Vista in pianta dei primi tre modi di vibrare della struttura rinforzata.

Per valutare l'efficacia della proposta di intervento è stata effettuata un'analisi statica non lineare della struttura rinforzata.

Sia per le analisi in direzione X che per quelle in direzione Y si sono adottate, per il Gruppo 1, la distribuzione proporzionale alle forze di piano ottenute dall'analisi dinamica lineare con spettro di risposta all'SLV, e, per il Gruppo 2, la distribuzione proporzionale alle masse sismiche di piano.

Al fine di confrontare la capacità deformativa della struttura originaria con quella rinforzata, si sono ricavate le curve di capacità troncate in corrispondenza dello step di carico che per primo determina l'attingimento della capacità deformativa ultima in una cerniera plastica con comportamento duttile. Nella Figura 4-54 si riportano le otto curve pushover ottenute dalle distribuzioni di forze orizzontali nella direzione X.

A seguito dell'intervento, per la curva caratterizzata dalla minor capacità, il taglio alla base è di oltre 8.000 kN e lo spostamento del punto di controllo è di circa 6 cm.

Riguardo, invece, al comportamento della struttura in direzione Y, nella Figura 4.55 si riportano le otto curve ricavate dalle distribuzioni di forze parallele a tale direzione.

A seguito dell'intervento, per la curva caratterizzata dalla minor capacità, il taglio alla base è di oltre 6.000 kN e lo spostamento del punto di controllo è di circa 2,4 cm.

A fronte di un notevole incremento del taglio alla base, si è ottenuta una riduzione dello spostamento massimo del punto di controllo, conseguente all'irrigidimento della struttura prodotto dai diversi controventi in direzione Y.

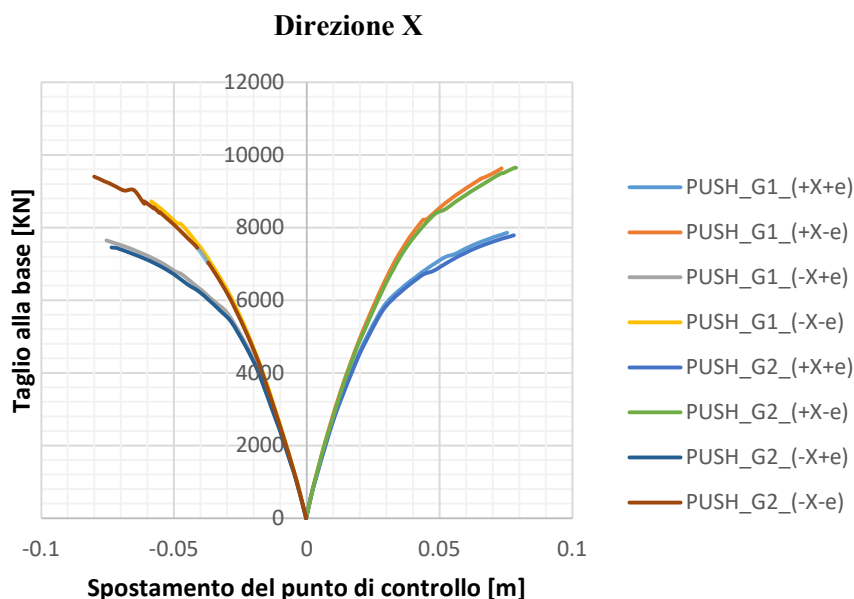


Figura 4-54 - Curve di capacità della struttura rinforzata corrispondenti alle distribuzioni di forze parallele alla direzione X.

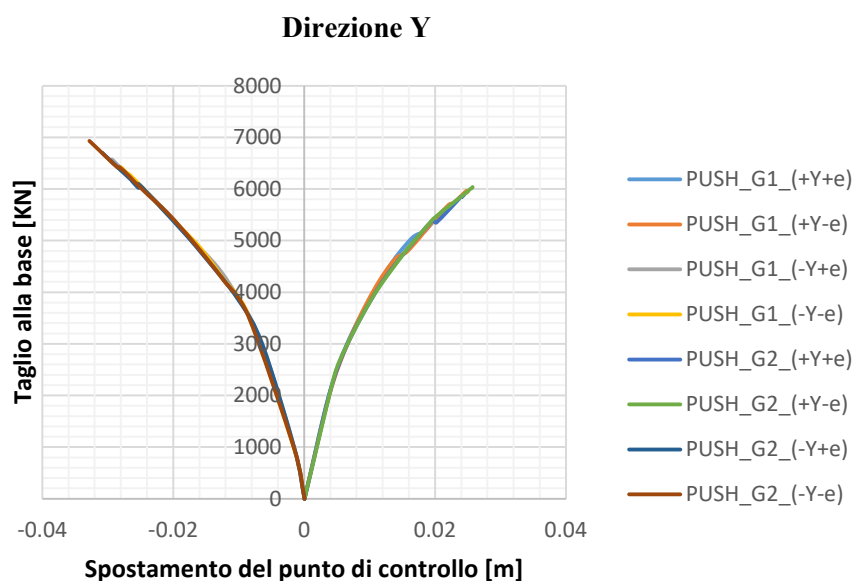


Figura 4.55 - Curve di capacità della struttura rinforzata corrispondenti alle distribuzioni di forze parallele alla direzione Y.

Per ciascuna delle otto curve di capacità ottenute per la direzione X considerando i soli meccanismi duttili, nella Tabella 4-15 si riportano gli indici di sicurezza ζ_E ricavati con il METODO A.

Dalla Tabella 4-15 si osserva che il disaccoppiamento del modo traslazionale in X da quello torsionale induce, per ciascuna delle curve in direzione X, un incremento notevole della capacità della struttura.

Si evidenzia anche che, per tutte le otto curve, il valore di ζ_E risulta superiore a 1.

Tabella 4-15 - Valori di ζ_E ottenuti in direzione X per la struttura rinforzata.

Analisi	$\zeta_{E, RETROFIT}$
PUSH_G1_(+X+e)	2,04
PUSH_G1_(+X-e)	2,09
PUSH_G1_(-X+e)	1,97
PUSH_G1_(-X-e)	1,87
PUSH_G2_(+X+e)	2,07
PUSH_G2_(+X-e)	2,15
PUSH_G2_(-X+e)	1,91
PUSH_G2_(-X-e)	2,11

Analogamente a quanto operato per la direzione X, nella Tabella 4-16 si riportano, per ciascuna delle otto curve di capacità in direzione Y ottenute considerando i soli meccanismi duttili, gli indici di sicurezza ζ_E . Da tale tabella, si osserva che, anche in questo caso, l'intervento di rinforzo induce un incremento rilevante della capacità strutturale.

Tabella 4-16 - Valori di ζ_E ottenuti dalle analisi in direzione Y per la struttura rinforzata.

Analisi	$\zeta_{E, RETROFIT}$
PUSH_G1_(+Y+e)	0,91
PUSH_G1_(+Y-e)	0,95
PUSH_G1_(-Y+e)	1,07
PUSH_G1_(-Y-e)	1,00
PUSH_G2_(+Y+e)	0,91
PUSH_G2_(+Y-e)	0,95
PUSH_G2_(-Y+e)	1,09
PUSH_G2_(-Y-e)	1,13

- VERIFICHE DEI MECCANISMI FRAGILI NEGLI ELEMENTI IN C.A.

Le verifiche sono eseguite con riferimento alle sollecitazioni ricavate per $\zeta_E = 0,6$.

Essendo i pilastri soggetti a forze di taglio in entrambe le direzioni, può accadere che, a causa degli effetti torsionali, le due componenti di taglio siano dello stesso ordine di grandezza. In questi casi effettuare le verifiche a taglio retto risulterebbe poco cautelativo.

Per tener conto del taglio agente in direzione X e Y si è utilizzato il dominio di interazione ellittico proposto da Hansapinyo e Mekawa [15]. L'espressione di tale dominio è la seguente:

$$\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,y}}\right)^2 = 1 \quad (8)$$

dove $V_{Ed,x}$ e $V_{Ed,y}$ sono le forze di taglio agenti in direzione X e Y, mentre $V_{Rd,x}$ e $V_{Rd,y}$ sono le resistenze a taglio retto nelle rispettive direzioni.

Il taglio resistente è stato determinato con l'espressione riferita agli elementi dotati di specifica armatura in condizioni non sismiche, in quanto, anche per i pilastri, la domanda in duttilità per il livello di azione sismica considerata si mantiene bassa.

Dalle verifiche effettuate si è ricavato che, al fine di conseguire il miglioramento sismico dell'edificio, oltre all'intervento di rinforzo globale è necessario eseguire anche interventi di rinforzo locali. L'istogramma nella Figura 4-56 rappresenta il numero di pilastri, travi e nodi su cui risulta necessario eseguire interventi di rinforzo locale.

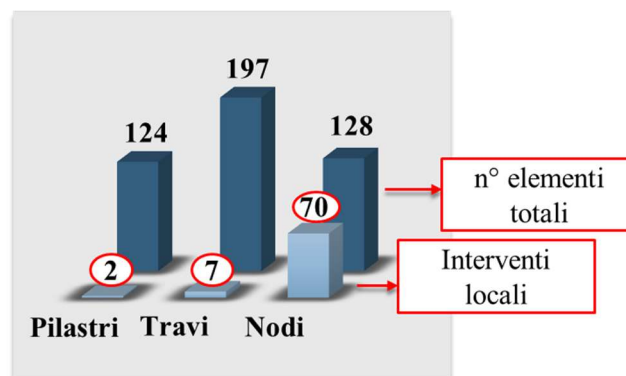


Figura 4-56 – Numero di interventi di rinforzo locale su pilastri, travi e nodi.

- VERIFICHE DEI TELAI ESTERNI IN ACCIAIO

Per garantire che la dissipazione di energia sismica nei telai in acciaio avvenga esclusivamente per isteresi nei BRAD, escludendo ovviamente i contributi trascurabili dovuti allo smorzamento dei telai e alle deformazioni elastiche, è necessario che i telai in acciaio si mantengano in campo elastico per l'intera durata del sisma.

A tal fine si sono eseguite sugli elementi in acciaio le verifiche previste dalle NTC 2018 [1] per strutture non dissipative.

Per le aste diagonali, sollecitate a sforzo assiale, sono state effettuate verifiche di stabilità per carico assiale di punta, mentre, per le travi e i pilastri sono state effettuate verifiche a presso- o tensoflessione retta e verifiche a taglio. Infine, per i pilastri si sono effettuate verifiche di stabilità a pressoflessione.

- INTERVENTI LOCALI

L'introduzione dei telai esterni in acciaio si è dimostrata particolarmente efficace nel ridurre la domanda di duttilità agli elementi strutturali esistenti. Infatti, l'irrigidimento della struttura e la presenza di controventi sismoresistenti hanno determinato una riduzione della rotazione massima delle cerniere plastiche, portandola a livelli compatibili con la capacità deformativa ultima delle stesse. Tuttavia, l'introduzione dei telai esterni in acciaio non è sufficiente a eliminare, per il livello di domanda sismica prefissata, i meccanismi di collasso fragile.

Nella scelta delle tecniche d'intervento per il rinforzo della struttura si è cercato di prediligere il più possibile interventi a basso impatto e di rapida esecuzione, al fine di limitare le interferenze con il regolare svolgimento delle attività didattiche all'interno dell'edificio.

In particolare, si è considerato il metodo CAM per il rinforzo di travi, pilastri e nodi. Per il metodo CAM si è fatto riferimento a quanto riportato in [16].

Per i nastri si è considerato l'utilizzo di un acciaio inox C1000 UNI-EN 10088-4, caratterizzato da una resistenza caratteristica a snervamento ≥ 700 MPa e da una resistenza caratteristica a rottura ≥ 1000 MPa.

- Travi

Al fine di evitare il danneggiamento dei pavimenti e dei solai, i nastri vengono avvolti attorno alla porzione di trave emergente rispetto all'intradosso dei solai, realizzando i fori per il passaggio dei nastri sulle superfici laterali delle travi, a ridosso dei solai.

Per la posa in opera dei nastri è necessario demolire, ove presente, il tamponamento sottostante per una fascia di altezza pari a circa 15 cm.

Per la ripartizione delle sollecitazioni trasmesse dai nastri si utilizzeranno angolari metallici all'intradosso della trave e piastre imbutite per i fori superiori.

Poiché le fasciature non avvolgono l'intera sezione, si trascura cautelativamente il confinamento dovuto ai nastri.

Un esempio dell'intervento proposto è visibile in Figura 4-57.



Figura 4-57 - Rinforzo a taglio delle travi con sistema CAM.

Nella Tabella 4-17 si riportano le caratteristiche principali dell'intervento di rinforzo delle travi.

Tabella 4-17 - Caratteristiche dell'intervento con metodo CAM per il rinforzo a taglio delle travi.

Trave	S_{fasce}	h_{fasce}	t_f	n° fasce	A_s	ρ_s	b_{trave}	d	R	f_{c,d}	ΔV_{Rsd}
[Text]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[kN]
T-1068	300	19	0,9	1	17,1	0,001	200	300	30	9,2	21,5
T-1073	300	19	0,9	1	17,1	0,001	200	300	30	9,2	21,5
T-1078	300	19	0,9	1	17,1	0,001	200	300	30	9,2	21,5
T-1083	300	19	0,9	1	17,1	0,001	200	300	30	9,2	21,5
T-1088	300	19	0,9	1	17,1	0,001	200	300	30	9,2	21,5
T-S012	200	19	0,9	5	85,5	0,006	200	300	30	9,2	122,0
T-S014	180	19	0,9	5	85,5	0,006	200	300	30	9,2	135,5

- Pilastr

Nella Tabella 4.18 si riportano le caratteristiche principali dell'intervento di rinforzo dei pilastr.

Tabella 4.18 - Caratteristiche dell'intervento con metodo CAM per il rinforzo a taglio dei pilastr.

Frame	S_{fasce}	h_{fasce}	t_f	n° fasce	A_s	ρ_s	b	h	α_n	α_s	f_{c,d}	ΔV2_{Rsd}	ΔV3_{Rsd}
[Text]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[kN]	[kN]
P-S056_1	150	19	0,9	5	85,5	0,008	200	600	0,136	0,599	10,0	79,2	162,6
P-S056_2	150	19	0,9	5	85,5	0,008	200	600	0,136	0,599	10,0	79,2	162,6
P-S057_1	150	19	0,9	5	85,5	0,008	200	600	0,136	0,599	10,0	81,1	162,6
P-S057_2	150	19	0,9	5	85,5	0,008	200	600	0,136	0,599	10,0	81,1	162,6

- Nodi

Per entrambi i meccanismi di collasso del nodo, a trazione o a compressione, si considera l'impiego

del metodo CAM.

L'avvolgimento del nodo con nastri in acciaio pretesi risulta particolarmente efficace nei confronti della rottura del nodo per trazione, in quanto i nastri, analogamente alle staffe, esercitano una pressione laterale sulle facce verticali del nodo. Tale pressione apporta un duplice beneficio alla verifica a trazione diagonale, in quanto da un lato confina il nucleo di calcestruzzo, incrementandone la resistenza a compressione, e, dall'altro, riduce la tensione massima di trazione.

Al fine di redistribuire gli sforzi di trasmessi dalle legature metalliche, si considera l'impiego di angolari a forma di L in corrispondenza degli spigoli esterni dei pilastri perimetrali e l'impiego di piastre imbutite negli spigoli interni all'edificio.

In Figura 4-58 è visibile una rappresentazione dell'intervento su un nodo esterno.

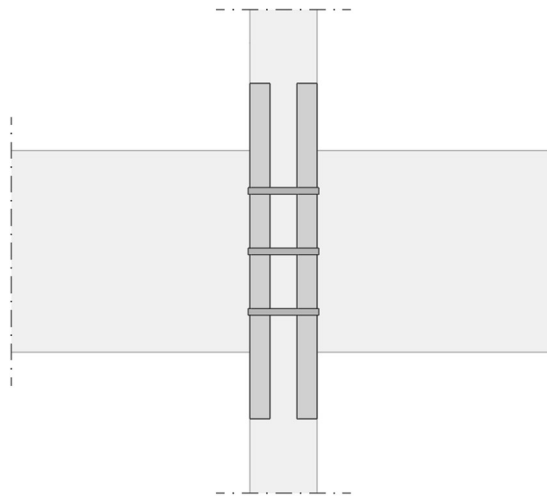


Figura 4-58 - Rappresentazione delle cerchiature orizzontali in corrispondenza di un nodo esterno.

Nel nodo con la maggior carenza di resistenza a trazione, è necessario realizzare cerchiature con passo 130 mm, ciascuna costituita da 4 nastri sovrapposti.

Riguardo, invece, al meccanismo di rottura a compressione, nel nodo più sollecitato risulta necessario realizzare cerchiature con passo 90 mm, ciascuna costituita da 5 nastri.

- FONDAZIONI DEI TELAI IN ACCIAIO

L'inserimento dei telai in acciaio richiede la realizzazione di nuove fondazioni, affiancate a quelle esistenti. In particolare, le forze di taglio e gli sforzi assiali nei pilastri dei telai in acciaio risultano elevati. Emerge dunque la difficoltà di realizzare delle fondazioni capaci di trasferire al terreno le elevate sollecitazioni dei telai aggiuntivi, collaboranti con le fondazioni esistenti.

Non essendo nota la geometria delle fondazioni esistenti, in rapporto alle caratteristiche delle strutture in elevazione si ritiene ragionevole ipotizzare che esse siano costituite da travi rovesce in direzione X, collegate da cordoli in direzione Y. Nella Figura 4-59 si riporta una rappresentazione qualitativa della geometria ipotizzata per le fondazioni esistenti.

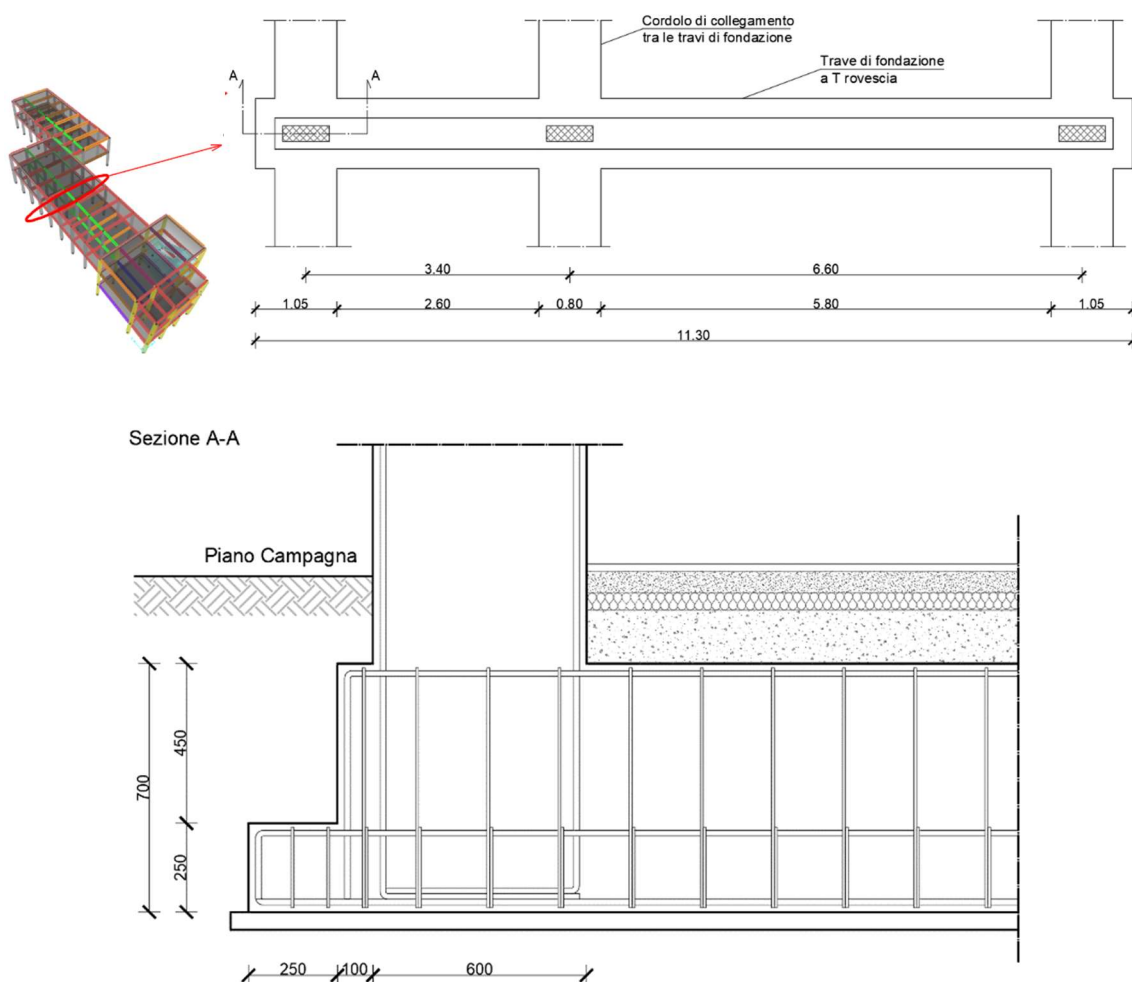


Figura 4-59 - Geometria ipotizzata per le fondazione esistenti.

La soluzione proposta consiste nel ringrossare la fondazione esistente in corrispondenza di ciascun elemento verticale del telaio in acciaio (Figura 4-60 e Figura 4-61).

La scarsa capacità portante del terreno emersa dalle indagini geologiche, unitamente alle elevate sollecitazioni di compressione e di trazione riscontrate negli elementi verticali del telaio, richiede l'introduzione di micropali di fondazione. In particolare, risulta necessario inserire, in corrispondenza di ciascun pilastro in acciaio, 2 micropali di diametro 200 mm e lunghezza 6 m.

Il collegamento delle nuove fondazioni a quelle esistenti è ottenuto mediante barre di diametro 12 mm inghisate nelle fondazioni esistenti per una lunghezza di circa 30 cm. Tale collegamento è

rappresentato nella Figura 4-48.

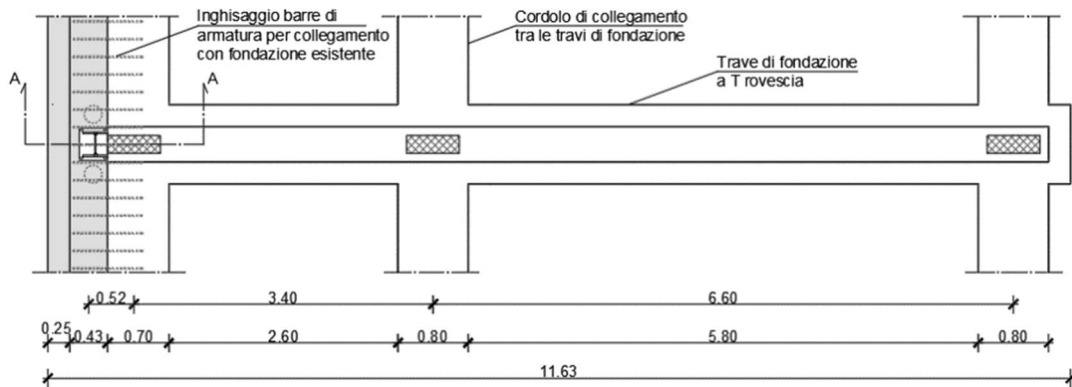


Figura 4-60 - Rappresentazione in pianta dell'intervento di rinforzo delle fondazioni.

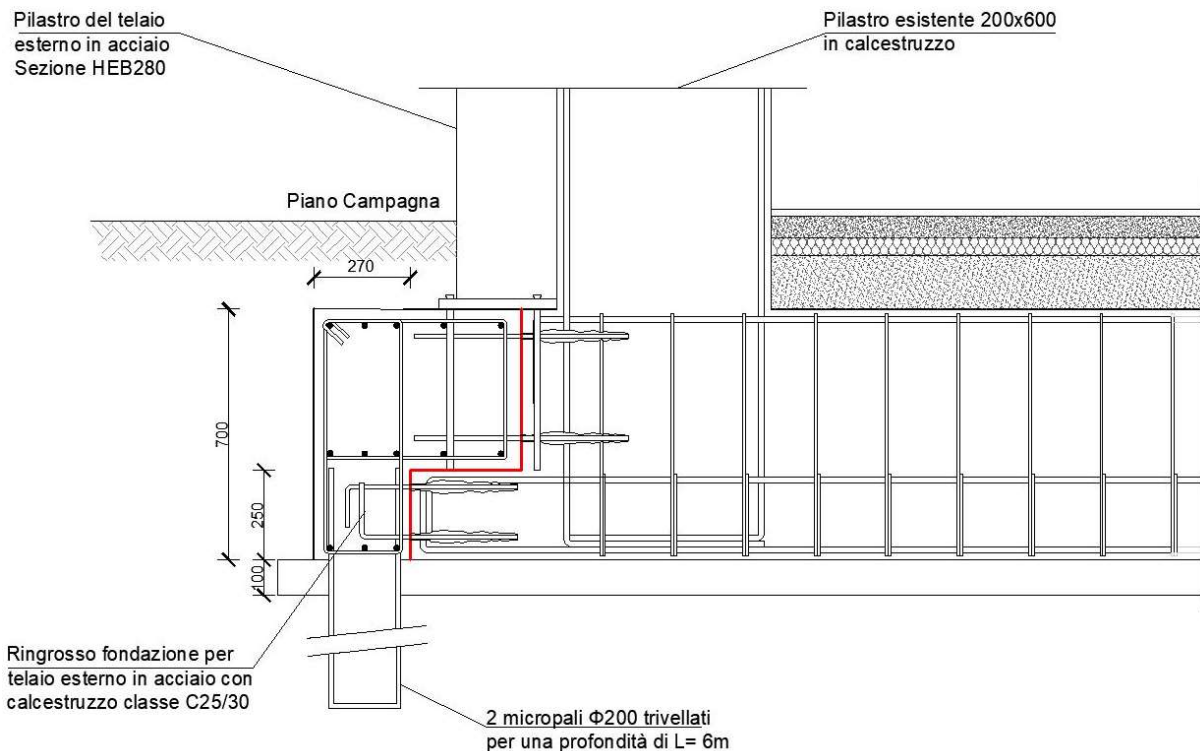


Figura 4-61 - Collegamento delle nuove fondazioni a quelle esistenti.

- CONNESSIONE DEI TELAI IN ACCIAIO ALLE TRAVI ESISTENTI

Per la connessione dei controventi in acciaio alla struttura esistente si è pensato a un collegamento delle travi in acciaio alle travi perimetrali dell'edificio. Tale collegamento è realizzato mediante profili in acciaio di lunghezza pari a quella delle travi dei telai di controvento. Tali profili sono connessi alle travi esistenti mediante barre di ancoraggio per carichi dinamici ad alte prestazioni, di

diametro 16 mm, tipo Hilti HIT-Z-D TP o similare, come mostrato in Figura 4-62 e Figura 4-63.

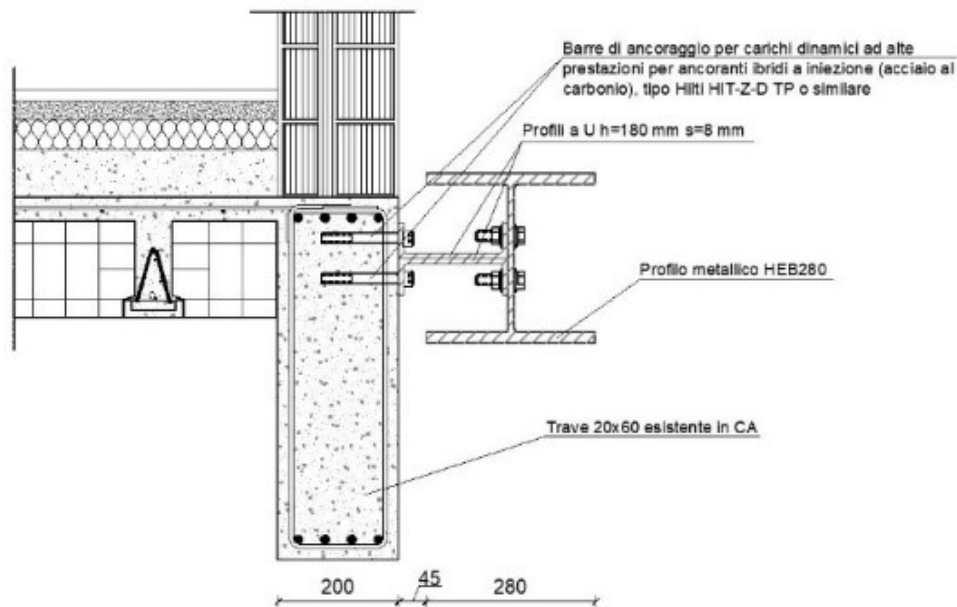


Figura 4-62 - Collegamento dei profili HEB280 alle travi in c.a. sul prospetto ovest (direzione X).

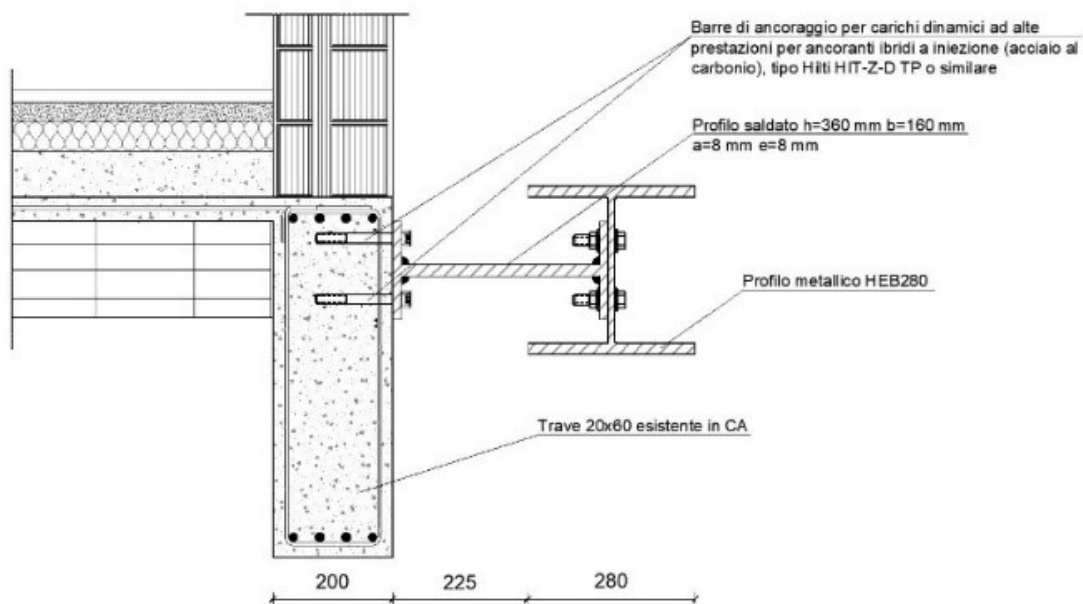


Figura 4-63 - Collegamento dei profili HEB280 alle travi in c.a. sui prospetti in direzione Y.

Nel progetto delle connessioni si è tenuto conto che sui prospetti nord e sud dell'edificio i pilastri sono sporgenti, diversamente dal prospetto ovest. Si sono, quindi, individuati due diversi tipi di connessione.

Per il telaio affiancato sul prospetto ovest il collegamento è realizzato mediante 2 profili a U

accoppiati, connessi alle travi dei controventi esterni mediante bullonatura (Figura 4-62).

Sui prospetti nord e sud, invece, ove i pilastri sporgono dalle facciate, la trave in acciaio deve essere più distante dall'edificio esistente e quindi il collegamento è realizzato mediante un profilo a I saldato, connesso alle travi dei controventi mediante bullonatura (Figura 4-63).

I profili HEB280 sono collegati ai profili a U accoppiati e ai profili a I saldati mediante bulloni M12 di classe 8.8. I bulloni sono disposti su due file orizzontali parallele con passo 40 cm. In Figura 4-64 è riportata la vista laterale sul lato esterno di un profilo HEB280, ove si vede che i bulloni di ciascuna fila non sono allineati sulla verticale con quelli della fila adiacente.

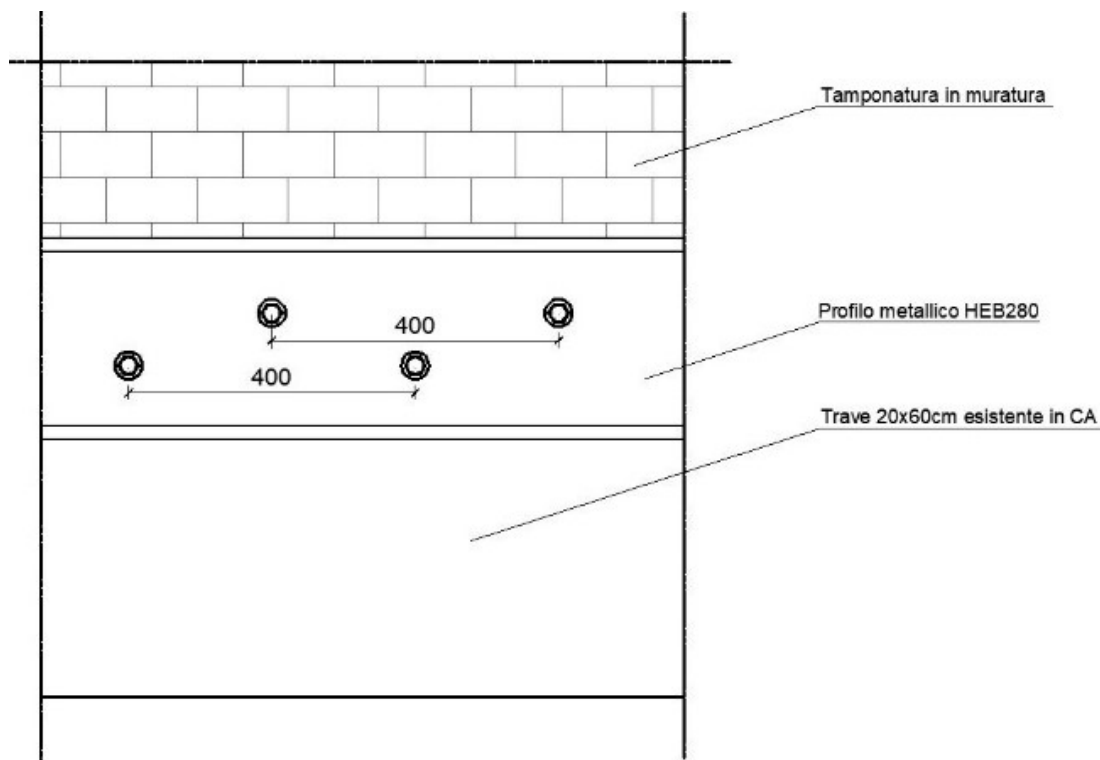


Figura 4-64 - Vista laterale del profilo HEB280 connesso alla trave esistente in c.a.

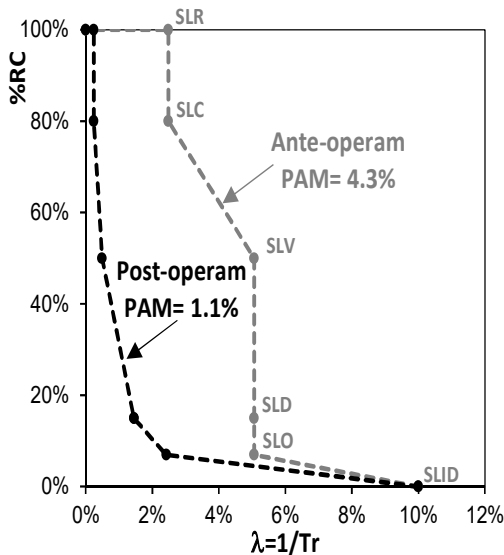
Anche le barre di ancoraggio sono disposte con passo 40 cm su due file orizzontali parallele. Le barre di ciascuna fila sono sfalsate rispetto a quelle dell'altra fila, in modo da evitare che le tensioni trasmesse al calcestruzzo da una barra si sommino a quelle trasmesse dalle barre più prossime della fila adiacente.

Per la verifica a rifollamento del calcestruzzo si è fatto riferimento al meccanismo di collasso dei connettori a taglio considerato nel par. 4.3.4.3.1.2 di [2].

Per la verifica a trazione dei profili HEA280 si è considerata come area resistente l'area dell'anima depurata dai fori prolungata fino all'estradosso e all'intradosso del profilo.

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 B.



(SLV)

$$\lambda_{SLV} = 0.49 \%$$

$$\%CR = 50\%$$

(SLC)

$$\lambda_{SLC} = 0.49 * \lambda_{SLV} = 0.24\%$$

$$\%CR = 80\%$$

(SLD)

$$\lambda_{SLD} = 1.45\%$$

$$\%CR = 15\%$$

(SLO)

$$\lambda_{SLO} = 1.67 * \lambda_{SLD} = 2.42\%$$

$$\%CR = 7\%$$

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}

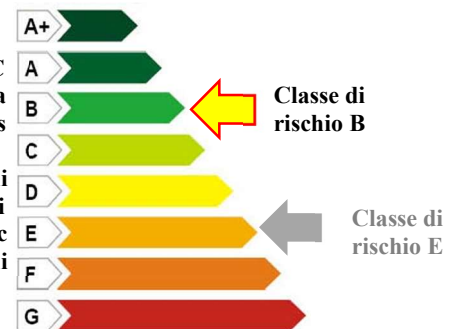


Figura 4-65: Classe di rischio con metodo convenzionale.

4.2.2.2 INTERVENTI DI EFFICIENZA ENERGETICA

Tali interventi sono analoghi a quelli descritti nel par. 4.2.1.2.

4.2.2.3 RIEPILOGO INTERVENTI E COSTI

Il computo è stato redatto in modo analogo a quanto operato nel par. 4.2.2.3 ed è riassunto nella Tabella 4-19.

Tabella 4-19: Riepilogo dei costi per l'implementazione dell'intervento globale.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo	Superficie calpestabile	Volumetria		
					[€]	[m ²]
	OPERE CIVILI					
Livello III (IS-V=60%, PAM=1.1%) +5 classi Sismiche +7 Classi Energetiche	Opere strutturali (di cui controver. € 247.500)	462,400	1,470	4,700	314.55	98.38
	Opere di demolizione e ripristino finiture	20,300			13.84	4.33
	Parziale strutturale	482,700			328.39	102.71
	Opere di efficientamento energetico	513,500			349.32	109.3
	TOTALE INTERVENTI	996,200			677.69	211.96
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)					
	Oneri comuni ai vari livelli di progettazione	48,000	1,470	4,700	32.84	10.27

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 - FRP (IS-V=60%, PAM=1.1%) +3 classi Sismiche +2 Classi Energ	Opere strutturali	104,000	1,470	4,700	70.75	22.13
	Opere di demolizione e ripristino finiture	21,500			14.63	4.57
	Parziale strutturale	125,500			85.37	26.70
	Opere di efficientamento energetico	255,000			173.47	54.26
	TOTALE INTERVENTI	380,500			258.84	80.96
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	27,500			18.71	5.85
Livello II - FRP (IS-V=60%, PAM=1.1%) +3 classi Sismiche +4 Classi Energetiche	Opere strutturali	240,500	1,470	4,700	163.61	51.17
	Opere di demolizione e ripristino finiture	125,000			85.03	26.60
	Parziale strutturale	365,500			248.64	77.77
	Opere di efficientamento energetico	289,000			196.60	61.49
	TOTALE INTERVENTI	654,500			445.24	139.26
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	39,500			26.87	8.40
Livello II - Acciaio (IS-V=70%, PAM=1.0%) +3 classi Sismiche +4 Classi Energetiche	Opere strutturali	198,392	1,470	4,700	134.96	42.21
	Opere di demolizione e ripristino finiture	202,491			137.75	43.08
	Parziale strutturale	400,883			272.71	85.29
	Opere di efficientamento energetico	289,000			196.62	61.50
	TOTALE INTERVENTI	689,916			469.33	146.79
	ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	48,274			32.84	10.27

Livello III-Controventi interni (IS-V=60%, PAM=0.47%) +5 classi Sismiche +7 Classi Energetiche	Opere strutturali (di cui controventi 280.000€)	392,000	1,470	4,700	266.77	83.40
	Opere di demolizione e ripristino finiture	47,000			31.97	10.00
	Parziale strutturale	439,000			298.64	93.40
	Opere di efficientamento energetico	513,500			349.32	109.3
	TOTALE INTERVENTI	977,500			664.97	207.98
ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	50,000			34.01	10.64	
Livello III-Controventi esterni (IS-V=60%, PAM=1.1%) +5 classi Sismiche +7 Classi Energetiche	Opere strutturali (di cui controventi € 247.500)	462,400	1,470	4,700	314.55	98.38
	Opere di demolizione e ripristino finiture	20,300			13.84	4.33
	Parziale strutturale	482,700			328.39	102.71
	Opere di efficientamento energetico	513,500			349.32	109.3
	TOTALE INTERVENTI	996,200			677.69	211.96
ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)	48,000			32.84	10.27	

5.1 ANALISI DEI TEMPI DI ESECUZIONE DELLE LAVORAZIONI

Nel seguente paragrafo si analizzano 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. È 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 che non dipende dalle squadre di lavoratori impiegate in cantiere, tantomeno dai tempi di lavorazione del cantiere, che nel frattempo va avanti. Stessa cosa dicasi delle opere impiantistiche. Fatta questa premessa, di seguito si riporta la tabella relativa all'analisi dei tempi di esecuzione dei lavori.

Tabella 5-2: Analisi dei tempi di esecuzione degli interventi.

Livello di Progettazione	Descrizione	Giorni lavorativi		
		OPERE CIVILI	1 squadra	2 squadre
Livello I - FRP	Opere strutturali	58.33	29.17	19.44
	Opere di efficientamento energetico	72.11	60.38	56.47
	Sicurezza e cantiere	12.78	12.78	12.78
	TOTALE INTERVENTI	5 mesi	3.5 mesi	3 mesi
Livello II - FRP	Opere strutturali	169.88	84.94	56.63
	Opere di efficientamento energetico	84.96	69.39	64.20
	Sicurezza e cantiere	18.36	18.36	18.36
	TOTALE INTERVENTI	9 mesi	6 mesi	5 mesi
Livello II - Acciaio	Opere strutturali	247.80	123.90	82.60
	Opere di efficientamento energetico	130.79	68.72	44.71
	Sicurezza e cantiere	22.44	22.44	22.44
	TOTALE INTERVENTI	13,5 mesi	7,5 mesi	5 mesi
Livello III – Controventi interni	Opere strutturali	204.05	102.02	68.02
	Opere di efficientamento energetico	156.94	102.13	94.30
	Sicurezza e cantiere	23.24	23.24	23.24
	TOTALE INTERVENTI	13 mesi	8 mesi	6 mesi
Livello III – Controventi esterni	Opere strutturali	224.38	112.19	74.79
	Opere di efficientamento energetico	204.30	134.35	78.83
	Sicurezza e cantiere	22.44	22.44	22.44
	TOTALE INTERVENTI	15 mesi	9 mesi	6 mesi

Bibliografia

- [1] Ministero delle Infrastrutture, Ministro dell'interno, and Capo del dipartimento della protezione civile, "NTC 2018-Decreto Ministeriale 17/1/2018 - norme tecniche per le

- costruzioni,” p. 367, 2018.
- [2] NTC-Circolare, *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l' applicazione delle “ Norme tecniche per le costruzioni ” di cui al D . M . 14 gennaio 2008.* 2008.
- [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 effectu,” 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] Hansapinyo C., Maekawa K., Chaisomphob T., “Behaviour of reinforced concrete beams subjected to bi-axial shear”, *J. Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE*, Vol.58, No.725, pp.321-331, febbraio 2003.

- [16] Marnetto R, Vari A. “LINEE GUIDA – CUCITURE ATTIVE MANUFATTI IN C.A. - Procedura generale per la progettazione di interventi di rinforzo su strutture in ca con il sistema di cucitura attiva C.A.M.”, Rev. 8.