



## Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024

### **WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati**

#### APPLICAZIONE DI INTERVENTI CONDOTTI DALL'ESTERNO AD UN CASO STUDIO - EDIFICIO RESIDENZIALE IN CALCESTRUZZO ARMATO

U.R: UNIBG, prof. Alessandra Marini

Gruppo di lavoro: S. Labò, C. Passoni, J. Zanni, M. Milesi, A. Belleri, A. Marini, P. Riva,  
G. Brumana

*Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate, Università degli Studi di Bergamo*

U.R: UNIBS, prof. Marco Preti

Gruppo di lavoro: M. Preti, V. Bolis, A. Paderno, S. Pelucco

*Dipartimento di Ingegneria Civile Ambiente Territorio Architettura e Matematica, Università degli  
Studi di Brescia*

# SOMMARIO

1. Introduzione.....	3
2. Descrizione dell'edificio di riferimento .....	6
Geometria dell'edificio di riferimento .....	6
Sistema strutturale e proprietà dei materiali .....	7
Modellazione ad elementi finiti dell'edificio esistente .....	9
Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente .....	13
Valutazione delle prestazioni energetiche dell'edificio esistente .....	17
3. Parte I - Strategie di intervento integrate tramite esoscheletri (UniBg) .....	19
SOLUZIONE 1 .....	24
SOLUZIONE 2 .....	33
SOLUZIONE 3 .....	44
SOLUZIONE 4 .....	55
SOLUZIONE 5 .....	64
Confronto tra le differenti soluzioni strutturali.....	73
Valutazione della sicurezza sismica per gli interventi iso-performance .....	79
4. Parte II - Strategie di intervento integrate (Unibs) .....	82
Introduzione.....	82
Descrizione dell'intervento di rinforzo .....	83
Risultati dell'intervento di rinforzo .....	88
Valutazione economica dell'intervento di rinforzo strutturale .....	89
5. Considerazioni conclusive.....	90
6. Bibliografia.....	92
Appendice A1 ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ) .....	94
Appendice A2 ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ) .....	96

## Premessa

Questo report documenta la ricerca condotta dalle Unità di Ricerca dell'Università degli Studi di Bergamo e dell'Università degli Studi di Brescia relativamente al Progetto ReLUIS-DPC 2019–2021-WP5 “Interventi di rapida esecuzione di basso impatto e integrati”.

La ricerca è finalizzata a proporre e valutare soluzioni alternative per la riqualificazione integrata di edifici esistenti, condotta dall'esterno, nel rispetto dei principi Life Cycle Thinking (quali ad esempio facilità di montaggio e smontaggio, perdite ridotte e riparabilità, riciclabilità e riuso). Tali aspetti sono critici nel determinare la fattibilità di un intervento e nella transizione verso un approccio più sostenibile alla ristrutturazione del patrimonio edilizio esistente.

### 1. Introduzione

Il recupero degli edifici esistenti rappresenta una priorità nel panorama europeo, dove si stima che gli edifici odierni rappresentino l'85% del patrimonio edilizio del 2050 [1]. Tali edifici presentano oggi molteplici carenze di tipo architettonico, energetico, strutturale e funzionale. La maggior parte di essi ha esaurito la loro vita utile nominale (50 anni) e necessita urgentemente di interventi di riabilitazione. L'approccio tradizionale al recupero delle strutture esistenti consiste solitamente in un approccio non coordinato e settoriale, che porta a soluzioni di dubbia efficacia: con un solo recupero energetico ed architettonico si rischia il danneggiamento, o addirittura il crollo, delle strutture in caso di sisma, come mostrato negli ultimi eventi sismici italiani; allo stesso modo, un solo recupero strutturale non abbinato ad un intervento energetico rappresenta un'occasione sprecata in una società che vede tra i suoi obiettivi primari la riduzione delle emissioni di carbonio [2].



Figura 1 – Effetti di un approccio non coordinato e settoriale alla riqualificazione.

Nell'ambito del *Progetto ReLUIS-DPC 2019–2021-WP5*, questo studio è finalizzato a proporre degli esempi di soluzioni di recupero integrato per gli edifici in muratura del secondo dopoguerra che combinino i benefici degli interventi antisismici ed energetici e che permettano di sfruttare al massimo i benefici derivanti da un cantiere condiviso, quali la gestione del cantiere e dei noleggi dell'attrezzatura da cantiere, il costo delle finiture, ecc.

Al fine di proporre soluzioni che fossero di rapida esecuzione e ‘a basso impatto’ sulla vita degli abitanti, tutte le soluzioni proposte sono state concepite per essere applicate dall'esterno, senza necessitare della rilocazione degli abitanti. Nel report sono state quindi proposte degli interventi ad esoscheletro realizzati con materiali differenti e con due diverse concezioni strutturali: a setti o a guscio. Nel primo caso, elementi sismo resistenti discreti, o setti, sono stati disposti lungo il perimetro dell'edificio; nel secondo caso, si è sfruttata l'estensione della facciata per applicare un sistema resistente diffuso, o guscio, lungo tutto lo sviluppo della facciata. Il fatto di considerare sistemi a guscio rispetto a sistemi a pareti comporta una riduzione dello spessore degli elementi aggiuntivi e del sistema di fondazione, poiché viene sfruttata l'estensione del guscio per ridurre l'entità dei flussi di sforzi ai piani e in fondazione. In questo caso, dei pali aggiuntivi in corrispondenza dei soli spigoli dell'edificio sono solitamente richiesti [2].

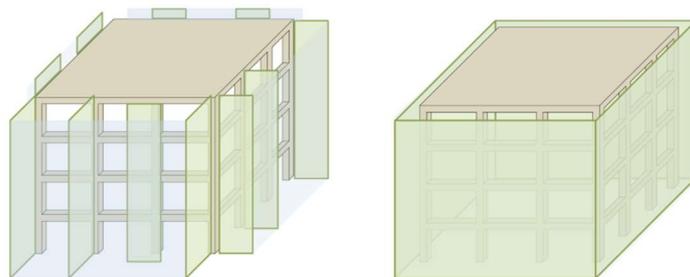


Figura 2 – Esoscheletri a pareti e a guscio

Per quanto riguarda invece gli impatti ambientali ed economici delle soluzioni, in questo report si è voluto mettere in evidenza l'efficacia di una progettazione basata sui principi del Life Cycle Thinking (LCT), cioè di principi progettuali che, se applicati in fase di concezione iniziale delle soluzioni di rinforzo, permettano di ridurre gli impatti dell'edificio lungo tutta la sua vita utile, a partire dall'approvvigionamento del materiale, alla costruzione, fino alla fase di utilizzo e fine vita [3, 4].

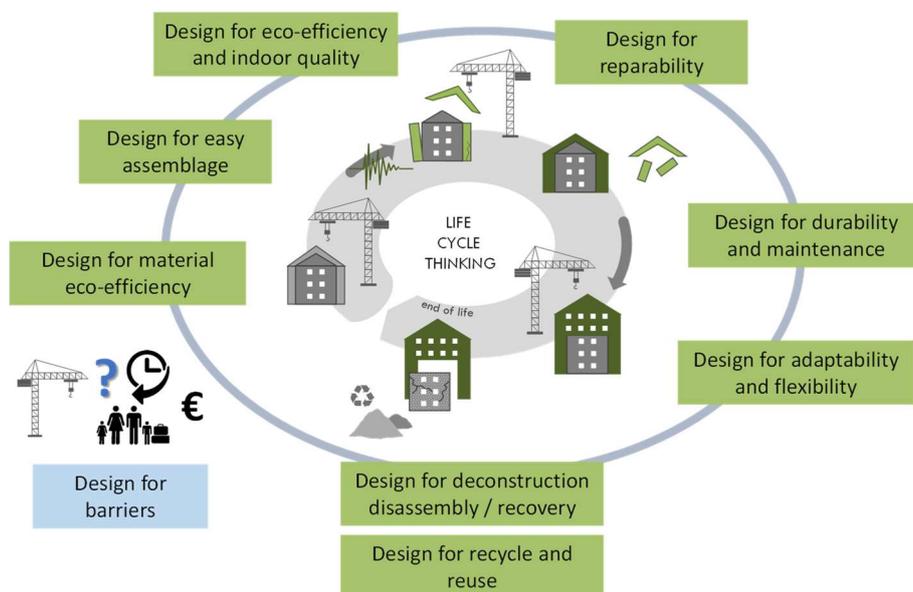


Figura 3 – Approccio Life Cycle Thinking per la progettazione di interventi di recupero sostenibili ed a basso impatto.

Alcuni di questi principi consistono nell'utilizzare materiali eco-efficienti, ad esempio rinnovabili, riciclati o riutilizzati; nel considerare soluzioni facilmente montabili e smontabili che permettano una decostruzione controllata a fine vita con il riutilizzo degli elementi applicati, ad esempio impiegando soluzioni a secco, prefabbricate, con elementi e connessioni standardizzate; e nel prevedere sistemi con ridotta manutenzione e che siano facilmente adattabili nel corso della vita dell'edificio. Per quanto riguarda i danni da terremoto o altre calamità naturali è possibile prevedere già in fase di progettazione dei sistemi in grado di limitare i danni agli elementi strutturali e non strutturali. Questo tipicamente è possibile considerando due possibili strategie: 1- progettare elementi strutturali che siano in grado di concentrare il danno e siano facilmente riparabili o sostituibili a valle di un terremoto, ricorrendo ad esempio a connessioni dissipative collocate tra i nuovi elementi sismo resistenti e l'edificio esistente; 2- considerare target prestazionali molto stringenti per la struttura che permettano agli edifici di rimanere in campo elastico anche per sollecitazioni sismiche di grande entità (es. all'SLV o all'SLC). Per valutare l'efficacia dell'applicazione di un approccio LCT, sono state proposte diverse soluzioni sia tradizionali sia ispirate ai principi del LCT, e se ne è effettuata una valutazione comparativa sia in termini economici che di impatti ambientali. È stata inoltre introdotta una

procedura semplificata per il calcolo degli impatti ambientali degli interventi strutturali basata sulle Etichette ambientali di prodotto (EPD – Environmental Product Declaration) [5].

Nella prima parte del report, redatta dall'Università degli Studi di Bergamo, vengono proposte 5 differenti soluzioni di intervento integrato energetico e strutturale. **Tutte le soluzioni sono concepite per essere realizzate dall'esterno, evitando così la rilocalizzazione degli abitanti. Per un confronto efficace delle diverse tecniche, tutte le soluzioni sono applicate allo stesso edificio caso studio in c.a. del dopoguerra e sono progettate per avere le stesse prestazioni strutturali ed energetiche (*iso-performance*) considerando due livelli prestazionali strutturali (Stato limite di danno e Stato limite di salvaguardia della vita).** L'unica eccezione è fatta per la soluzione 1 che è caratterizzata da diverse prestazioni strutturali a causa di particolari esigenze architettoniche). Nella seconda parte del report, redatta dall'Università degli Studi di Brescia, è stata invece proposta per lo stesso edificio una soluzione a setti, previa disconnessione dei tamponamenti perimetrali per mezzo di tagli perimetrali e rinforzo locale dei pilastri corti del piano cantinato.

Dal confronto fra le tecniche di retrofit alternative, il report si prefigge di rappresentare un utile riferimento per affiancare i professionisti nella transizione verso un processo di ristrutturazione che favorisca sicurezza, sostenibilità e resilienza. A tal fine, come compendio del presente report, sono state allegate delle schede che mettono in rilievo le principali criticità strutturali della tipologia edilizia considerata e forniscono informazioni pratiche e riferimenti bibliografici per la modellazione analitica e numerica di tali criticità e per la loro risoluzione (**Allegato 1**).

## 2. Descrizione dell'edificio di riferimento

Il caso studio in oggetto è un edificio residenziale con struttura a telaio in c.a. costruito negli anni '60 in provincia di Brescia, sulla costa Ovest del lago di Garda, una zona del nord Italia ad elevato rischio sismico. Le caratteristiche principali e i dettagli strutturali dell'edificio esistente sono stati ricavati dai documenti di costruzione originali, per gentile concessione di ALER Brescia-Cremona-Mantova. Alcune immagini e i disegni originali di alcuni componenti significativi sono riportati in (**Appendice A1**). Le viste prospettiche dell'edificio esistente sono mostrate in Figura 4.

Dal punto di vista sismico, la struttura si trova in una zona sismica di media intensità ( $a_g=0.159$  g). Sulla base dei risultati della relazione geologica, vengono considerate la categoria di sottosuolo "C" e la categoria topografica "T1" [6].

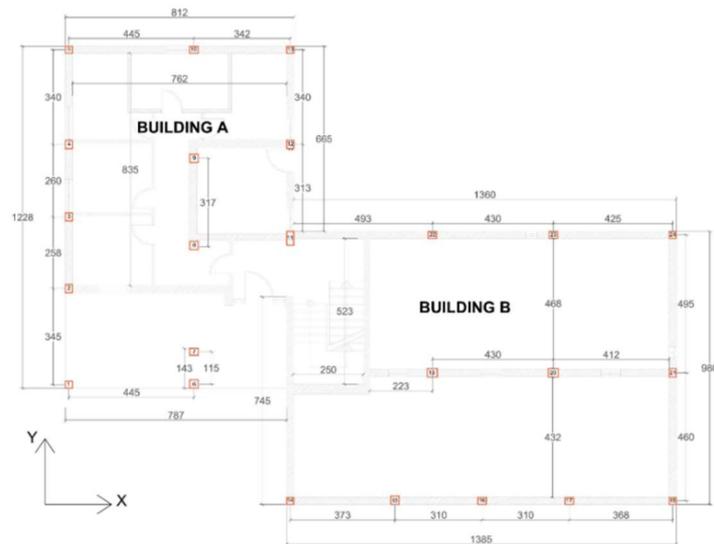
In accordo con l'attuale normativa (NTC 2018), dato l'uso residenziale dell'edificio, si considerano una vita utile nominale ( $V_N$ ) di 50 anni e una classe d'uso II; di conseguenza, per la definizione dello spettro di risposta si considera un periodo di riferimento ( $V_R$ ) pari a 50 anni [6]. La PGA (accelerazione massima su suolo di riferimento) prevista a SLV è pari a 0.233g.



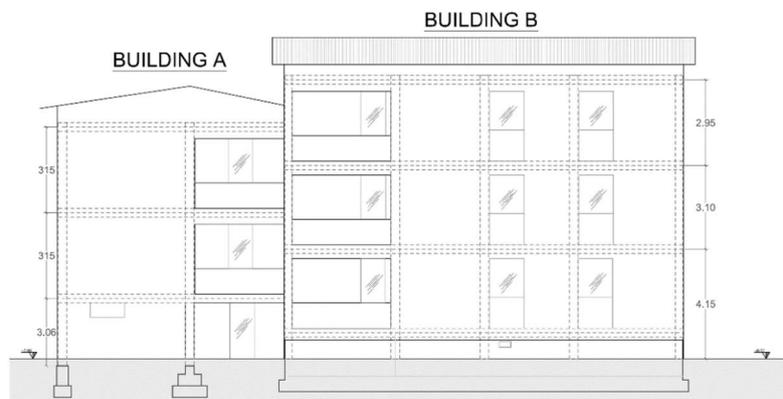
Figura 4 – a) Ortofoto con identificazione dell'edificio (©GoogleMaps), b) viste prospettiche dell'edificio (©GoogleMaps).

### Geometria dell'edificio di riferimento

La struttura presenta una pianta ad L costituita da due unità strutturali con impalcati disposti a quote sfalsate (A e B), collegate da un vano scala centrale. Il corpo A si sviluppa su 3 piani con un'altezza in gronda di 8.20 m, di cui il piano terra, porticato su un lato, adibito a cantine e i due piani superiori ospitanti un appartamento ciascuno, è inoltre presente un sottotetto non accessibile. Il corpo B si sviluppa su 3 piani, ospitanti un appartamento ciascuno, con un'altezza in gronda di 9.25 m e un sottotetto non accessibile. Tra il primo impalcato ed il piano campagna è presente un vespaio di circa 90 cm. Considerate le geometrie appena descritte e riportate in Figura 5, emergono delle significative irregolarità in pianta ed in elevazione per l'edificio.



a)



b)

Figura 5 - a) Pianta dell'edificio esistente; b) Prospetto dell'edificio esistente. © ALER Brescia-Cremona-Mantova

### Sistema strutturale e proprietà dei materiali

La struttura portante è realizzata con telai monodirezionali in c.a. ed è stata progettata per soli carichi verticali. I pilastri presentano dimensioni molto contenute (25-30 cm), le travi di bordo e di spina sono ribassate rispetto al solaio e presentano geometrie molto variabili. Le fondazioni sono costituite da travi rovesce lungo il perimetro e plinti collegati per i pilastri centrali, il vespaio dell'edificio B è costituito da pareti in calcestruzzo di 25 cm di spessore. I solai sono costituiti da un sistema unidirezionale in latero-cemento con cappa di 3 cm, per un'altezza totale di 19 cm. Le pareti del vano scala sono in muratura (mattoni pieni con giunti di malta poco regolari) con spessore di 25 cm e poggiano su travi di fondazione in c.a. Per quanto riguarda gli elementi non strutturali, i pannelli di tamponamento sono costituiti da due paramenti di blocchi forati, con intercapedine interna di 7 cm e tre strati di intonaco (uno all'esterno, uno all'interno e uno all'interfaccia tra i blocchi esterni e la cavità).

Dal punto di vista energetico l'edificio è sprovvisto di isolamento termico e sia le chiusure opache che quelle trasparenti offrono scarse prestazioni in termini di conduttività e trasmittanza, oltre che la presenza di numerosi ponti termici. Gli appartamenti dispongono di sistemi di riscaldamento autonomi con caldaie a metano e radiatori.

Sulla base delle prove condotte in situ, della documentazione di riferimento e della prassi costruttiva dell'epoca, le strutture in c.a. (travi, cordoli, pilastri) si ipotizzano realizzate in calcestruzzo C20/25 armato con acciaio Feb32k ( $f_{ym}=315$  MPa,  $f_{tk}=490$  MPa).

Data la discreta conoscenza di geometrie, materiali e dettagli strutturali, nell'analisi della struttura in esame è possibile assumere un Livello di conoscenza LC2, cui è associato un fattore di confidenza (FC) pari a 1.20 da adottare per la modellazione e le verifiche degli elementi strutturali [6].

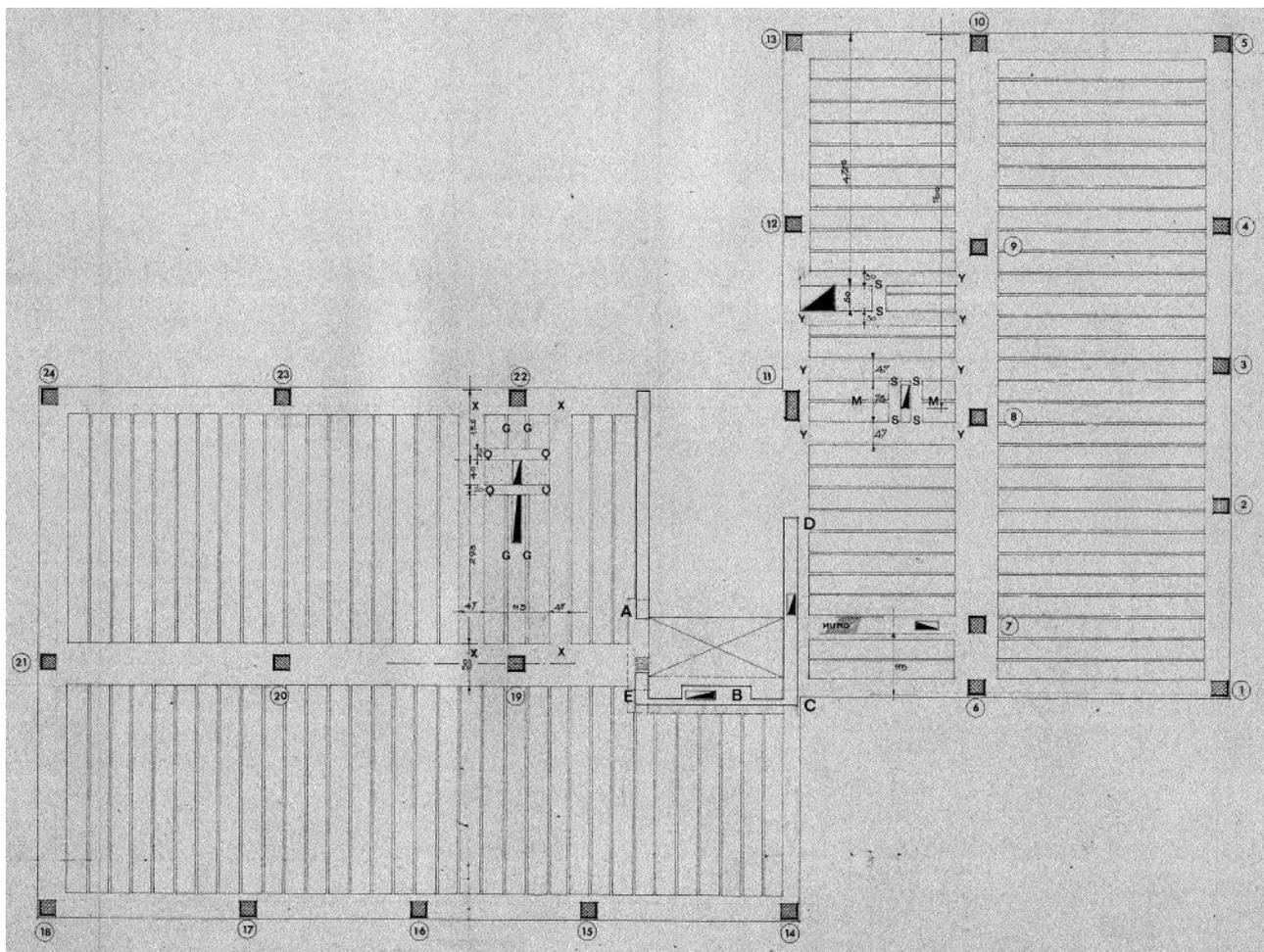


Figura 6-Organizzazione strutturale dell'impalcato al piano tipo © ALER

## Modellazione ad elementi finiti dell'edificio esistente

Il modello agli elementi finiti è stato sviluppato con il software MidasGen [7] (Figura 8), sulla base delle indicazioni sintetizzate in Figura 7; le schede citate in Figura 7 fanno riferimento all'**Allegato 1** al presente report.

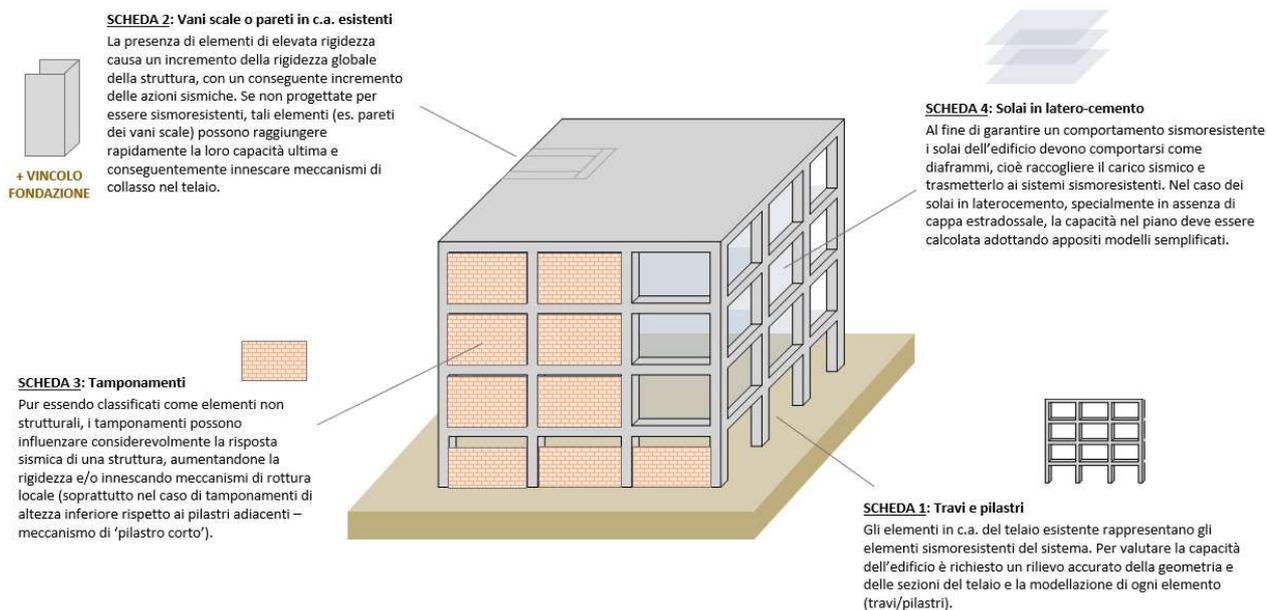


Figura 7 - Inquadramento delle schede realizzate per la modellazione del caso studio nello stato di fatto. Le schede fanno riferimento all'**Allegato 1** al presente report.

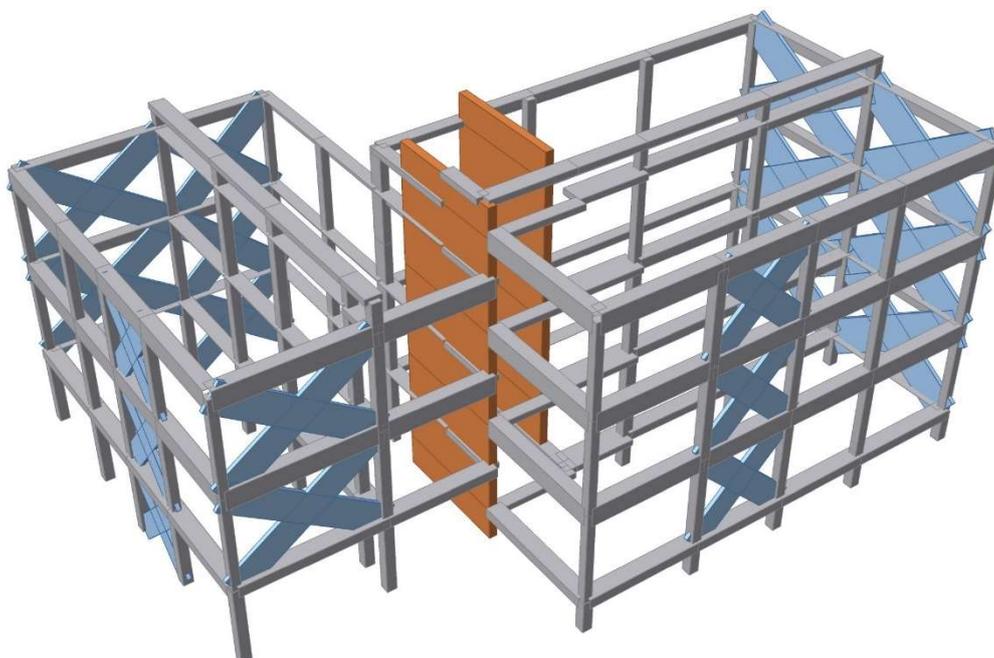


Figura 8 - Modello ad elementi finiti dell'edificio esistente.

Travi e pilastri vengono modellati con elementi tipo *Beam*. Il vano scale, costituito da due pareti in muratura parallele a sostegno delle rampe in c.a., viene modellato con elementi *Beam*, i tamponamenti sono modellati con elementi *Truss* secondo la trattazione a puntone equivalente.

Il comportamento non-lineare degli elementi strutturali e non-strutturali è modellato mediante cerniere a plasticità concentrata. Più precisamente, la resistenza e la capacità di deformazione di travi e pilastri sono modellate secondo la formulazione suggerita dall'Eurocodice 8 [8] in accordo con le indicazioni fornite alla **Scheda 1 dell'Allegato 1** (Figura 9 a, b). Si riporta a titolo esemplificativo il caso della trave di spina del primo impalcato del Corpo B. Si tratta di una trave a T con dimensioni (55x50) cm e spessore  $t_w$  pari a 30cm e  $t_f$  pari a 19 cm; armata con 2 $\phi$ 8 e 9 $\phi$ 14 al lato superiore e 3 $\phi$ 14 al lato inferiore, nonché con staffe  $\phi$ 8 passo 20cm.

	F/FY	D/DY
-E	-0,2	-8
-D	-0,2	-1,01
-C	-1	-1,01
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1	1,01
D	0,2	1,01
E	0,2	8

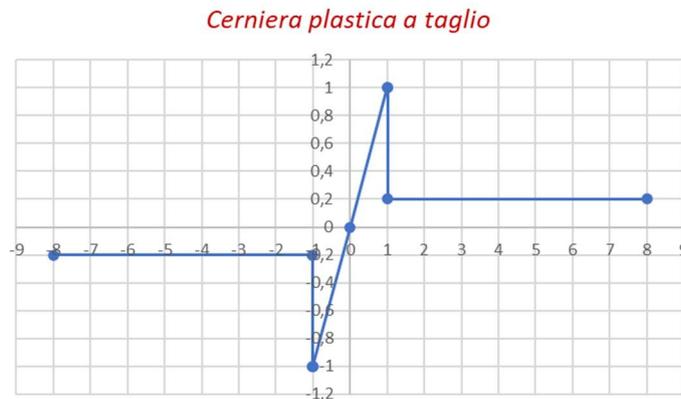
  

Yield Strength (FY)	
(+)	(-)
123,90	123,90

kN

Yield Strain (DY)	
(+)	(-)
1,20E-04	1,20E-04



	M/MY	D/DY
-E	-0,2	-12
-D	-0,2	-9
-C	-1,001	-9
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1,001	9
D	0,2	9
E	0,2	12

Yield Strength (MY)	
(+)	(-)
88,158	237,718

kNm

Yield Rotation (DY)	
(+)	(-)
0,005975	0,005841

rad

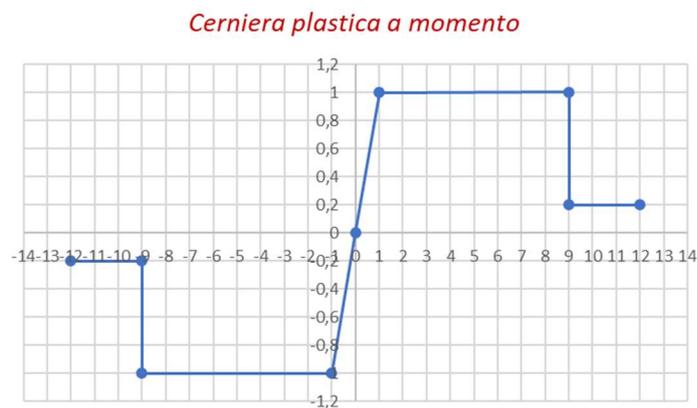


Figura 9 - a) Cerniera plastica a taglio per le travi, b) Cerniera plastica a flessione per le travi.

Il comportamento non lineare del vano scale è descritto mediante cerniere a plasticità concentrata di tipo FEMA secondo l'andamento previsto nella Figura 10 in accordo con quanto indicato nella **Scheda 2 dell'Allegato 1**. In particolare, si presuppone che a taglio vi sia un comportamento elasto-fragile e a flessione un comportamento elasto-plastico. I valori dei punti significativi dei legami sono stati autocalcolati sulla base della geometria del vano scale (0.25x4.00x11.10) m. Per quanto riguarda il momento, è stata tenuta in considerazione l'interazione con l'azione assiale. Si riportano a titolo esemplificativo i legami considerati in Figura 10.

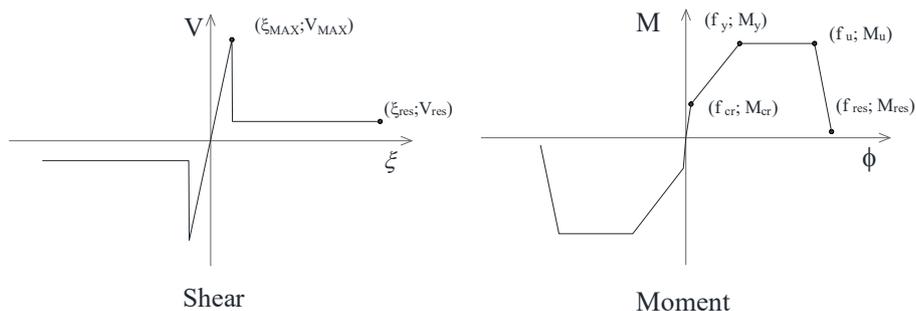


Figura 10 - a) Cerniera plastica tipo FEMA per la descrizione del comportamento del vano scale (a) a taglio (comportamento elasto-fragile); (b) a flessione (comportamento elasto-plastico) (da [9]).

Per quanto riguarda i vincoli, i pilastri sono considerati incastrati alla base, mentre le pareti del vano scale, considerata la geometria delle fondazioni esistenti non in grado di garantire un vincolo di incastro perfetto, sono vincolate alla base con una molla rotazionale di rigidezza  $k_\theta$  calibrata per considerare la cedevolezza del sistema di fondazione esistente. Le proprietà della molla rotazionale sono determinate valutando il momento massimo della fondazione al suolo e la sua rigidezza. La rigidezza della fondazione è quindi posta pari a:

$$K_\theta = k_t \frac{L_f^3 b_f}{12} = 320000 \text{ kNm/[rad]}$$

dove  $L_f$  e  $b_f$  sono rispettivamente la lunghezza e le dimensioni della fondazione, mentre  $k_t$  è una costante che dipende dal tipo di terreno. In questo caso  $k_t$  è posta pari a  $0,1 \text{ N/mm}^3$ , per maggiori dettagli si rimanda al report Reluis [10].

Il basamento in c.a. dell'edificio B (Figura 5b), è stato modellato con pilastri elastici con fattore di amplificazione della rigidezza flessionale pari a 100 per simulare la rigidezza offerta dalla muratura in calcestruzzo.

I tamponamenti in muratura sono modellati con due puntoni diagonali compressi convergenti nei nodi trave-pilastro [11], attraverso elementi *Truss*, sulla base delle indicazioni riportate nella **Scheda 3 dell'Allegato 1** al presente report. Il comportamento non lineare dei tamponamenti è descritto mediante cerniere a plasticità concentrata con comportamento bilineare. In Figura 11 si riporta il caso di un tamponamento di dimensioni  $460 \times 310 \text{ cm}$ , situato nella parte ad est dell'edificio B.

	Q/QY	Drift ratio
-E	-0,35	-0,0186
-D	-0,35	-0,0186
-C	-1	-0,0052
-B	-0,7	-0,0025
A	0	0

Infill Properties		
Qy	337,23	kN
Hm	3	m
Modulus of elasticity	1,60E+06	kN/m <sup>2</sup>

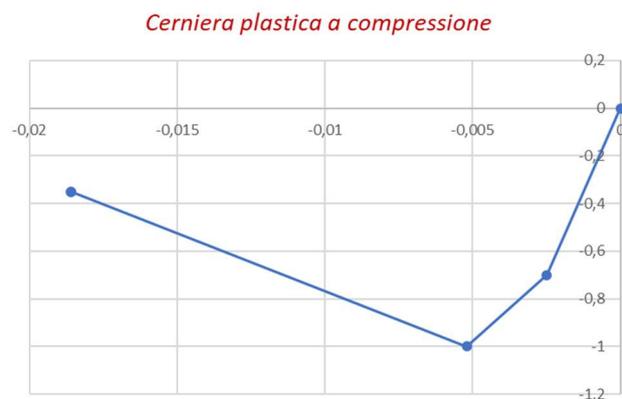


Figura 11-Cerniera plastica a compressione per i tamponamenti, secondo la trattazione di Decanini (1993).

Per quanto riguarda i solai dell'edificio, si considera che gli impalcati siano in grado di esercitare un'efficace azione a diaframma grazie allo sviluppo di un meccanismo ad arco nel piano, fino al raggiungimento della loro capacità massima. È stata condotta una valutazione della resistenza degli impalcati nel piano in accordo al modello proposto nella **Scheda 4 dell'Allegato 1**.

Ricordando che i solai sono sfalsati tra l'edificio A e l'edificio B nel caso studio in esame, si considera l'attivazione di meccanismi resistenti indipendenti per i due edifici, come mostrato in Figura 12 con riferimento al sisma agente in direzione Y.

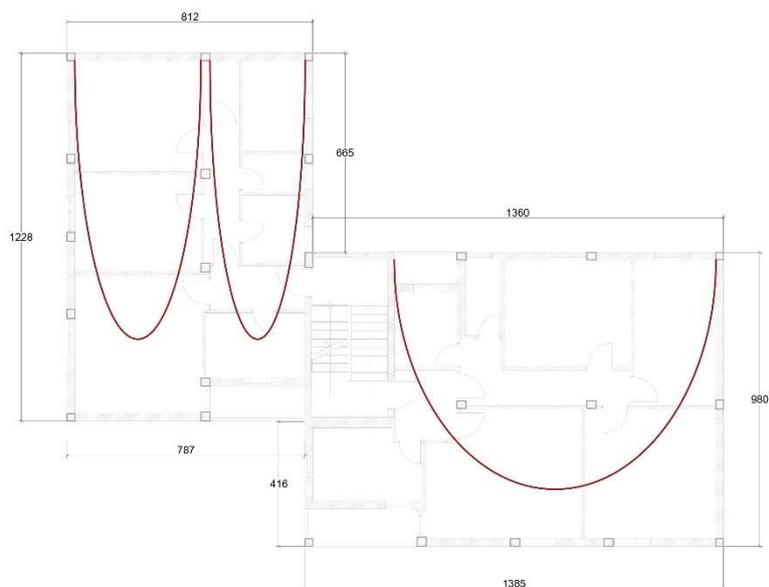


Figura 12 - Rappresentazione degli archi resistenti nel piano per la direzione Y (pre-intervento) nei due differenti edifici A e B.

In particolare, sulla base della metodologia sviluppata in **Scheda 4 dell'Allegato 1**, la valutazione della capacità del solaio è stata condotta con riferimento ai dati sintetizzati in Tabella 1.

Tabella 1 - Valori utilizzati nella valutazione della resistenza nel piano del solaio associata alla formazione di un meccanismo arco-catena.

$f_{c,b\perp}$	<b>18</b>	<b>MPa</b>	$\tau_{ud}$	<b>1.72</b>	<b>MPa</b>
$t_{eq}$	<b>32</b>	<b>mm</b>	$\beta$	<b>1.3</b>	-
$b^*$	<b>800</b>	<b>mm</b>	$G_c$	<b>15000</b>	<b>MPa</b>
$A_b$	<b>25600</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$G_b$	<b>6800</b>	<b>MPa</b>
$E_{cappia}$	<b>23000</b>	<b>MPa</b>	$\tau_{cd}$	<b>2</b>	<b>MPa</b>
$E_b$	<b>15000</b>	<b>MPa</b>	$f_t$	<b>1.47</b>	<b>MPa</b>
$A_{cappia}$	<b>24000</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$\alpha_1$	<b>0.33</b>	-
$f_c$	<b>20</b>	<b>MPa</b>	$\alpha_2$	<b>1</b>	-
$A_{cord}$	<b>13600</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$E_{cord}$	<b>30000</b>	<b>MPa</b>
$A_s$	<b>314</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$E_s$	<b>210000</b>	<b>MPa</b>
$f_{yd}$	<b>391</b>	<b>MPa</b>	$t_c$	<b>30</b>	<b>mm</b>

L'analisi ha evidenziato come il meccanismo che si manifesta per primo sia il meccanismo, associato al raggiungimento della capacità a taglio in prossimità dell'imposta dell'arco, per gli archi dell'edificio A, mentre il meccanismo legato ad una rottura a trazione della catena per l'arco dell'edificio B. L'azione massima sopportabile al piano risulta pari a 84.7 kN/m.

Sulla base delle considerazioni fatte, gli impalcati sono stati considerati rigidi nel loro piano e modellati come diaframmi infinitamente rigidi con verifica ex post dell'azione di taglio massima.

## Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente

Si precisa che attraverso uno studio preliminare è stata valutata la sensibilità della risposta numerica alle scelte di modellazione, al contributo degli elementi non strutturali e alla variazione delle proprietà meccaniche dei materiali. A valle delle analisi è stato appurato che la capacità finale dell'edificio ed il meccanismo di collasso non variano significativamente in funzione dei parametri meccanici assegnati ai materiali ma variano significativamente in funzione del contributo offerto dagli elementi secondari quali tamponamenti ed in funzione delle scelte di modellazione legate alle pareti del vano scale. Di conseguenza le scelte di modellazione proposte nel seguente report si basano sui risultati più significativi ottenuti dalle analisi numeriche di sensibilità [10].

La risposta strutturale e l'analisi di vulnerabilità dell'edificio esistente vengono valutate mediante analisi statiche non lineari utilizzando il metodo N2 [12, 6]. La curva di capacità bilinearizzata e le domande di spostamento ( $S_{dSLV}$  e  $S_{dSLC}$ ) sono confrontate con gli spettri accelerazione-spostamento (ADRS) relativi al terremoto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV con periodo di ritorno pari a 475 anni) e allo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC con periodo di ritorno pari a 2475 anni) in Figura 13.

Secondo la normativa vigente (NTC 2018), la capacità dell'edificio esistente allo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC) si ottiene in corrispondenza dello spostamento laterale associato al raggiungimento della capacità di rotazione ultima di un elemento portante o all'inizio di un meccanismo di collasso (es. meccanismo di piano debole). La capacità dell'edificio a SLV è considerata raggiunta invece a  $\frac{3}{4}$  del valore ricavato per SLC. Questi punti prestazionali sono indicati con cerchi colorati nella Figura 13 (cerchio rosso per SLV e cerchio nero per SLC).

Considerando che:

- l'edificio esistente è caratterizzato da irregolarità in pianta ed in elevazione dovute alla presenza di due unità strutturali adiacenti;
- i due corpi di fabbrica presentano impalcati sfalsati e sono collegati tra loro solo in corrispondenza del vano scale;

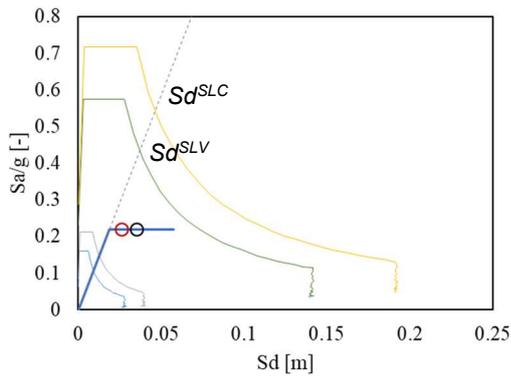
Le analisi statiche non lineari per la valutazione della vulnerabilità sono effettuate considerando sia l'intero edificio che le due unità strutturali separate.

In tutti i casi considerati, la struttura esistente non soddisfa la domanda di spostamento associata sia a SLV che a SLC e richiede un intervento di retrofit. Nella Figura 13 sono rappresentati lo spettro ADRS e le analisi di vulnerabilità condotte. Per maggiore chiarezza vengono riportati nel grafico solo i risultati delle analisi di vulnerabilità effettuate con la distribuzione delle forze di inerzia maggiormente gravosa sugli edifici separati, cioè la distribuzione uniforme proporzionale alle masse nelle 2 direzioni principali (X e Y, [6]).

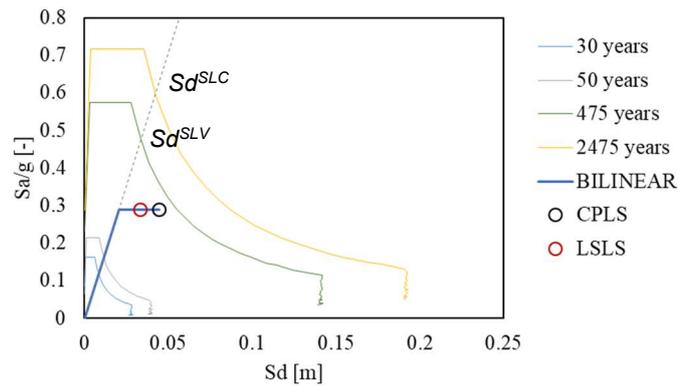
Nello spettro ADRS sono riportati i periodi di ritorno degli stati limite considerati (di seguito denominati 'SLO'=30 anni, 'SLD'=50 anni, 'SLV'=475 anni; 'SLC'=2475 anni, come definito dalle [6]).

### Edificio A

Distribuzione uniforme - Dir. X

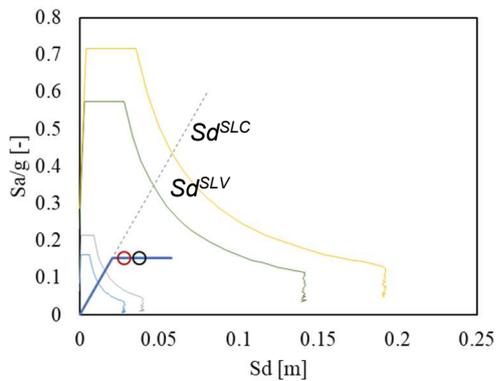


Distribuzione uniforme - Dir. Y

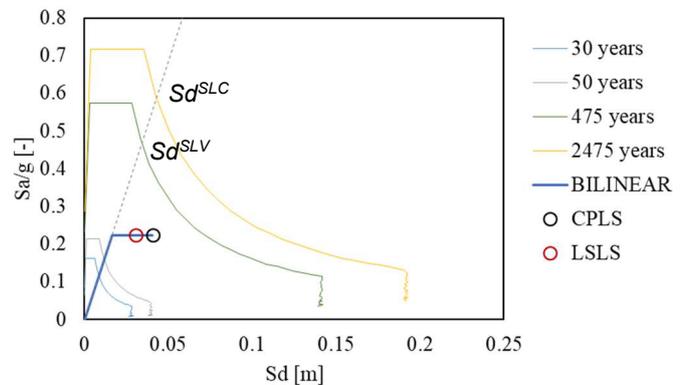


### Edificio B

Distribuzione uniforme - Dir. X

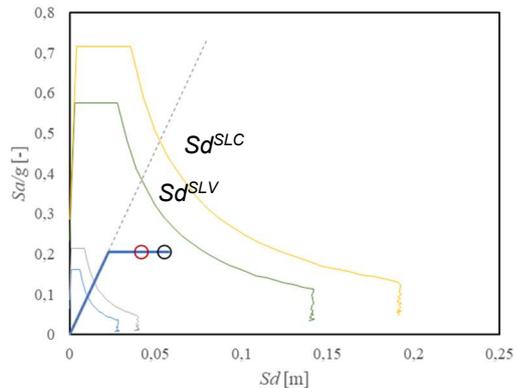


Distribuzione uniforme - Dir. Y



### Edificio A+B

Distribuzione uniforme - Dir. X



- Distribuzione uniforme - Dir. Y

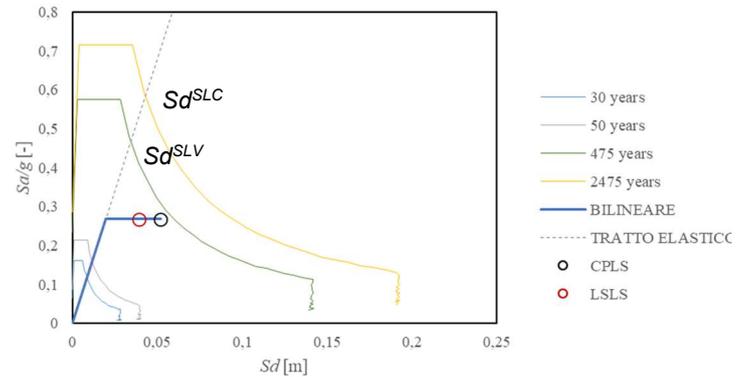


Figura 13 - Spettri ADRS e analisi di vulnerabilità dei 2 edifici separati (A e B), dell'edificio globale (A+B).

Per la rappresentazione dei punti critici delle curve pushover dell'edificio esistente, che evidenziano lo stato delle cerniere plastiche, si rimanda al report Reluis [10].

Si riporta infine la classificazione sismica, in accordo con il DM n.58 del 28/02/2017 – “Linee guida per la classificazione del rischio sismico nelle costruzioni”, con riferimento alla curva più sfavorevole tra quelle riportate, ovvero quella relativa all'edificio B per la direzione X.

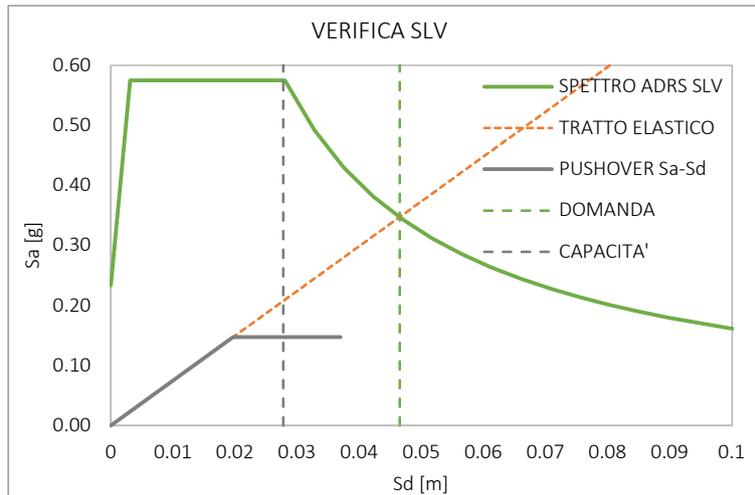


Figura 14-Rappresentazione grafica della verifica a SLV per l'edificio pre-intervento in direzione X

Stato Limite	$d_{max}^*$ [m]	$d_{SL}^*$ [m]	$d_{max}^*/d_{SL}^*$
SLV	0.0465	0.0278	1.68
SLD	0.0158	0.0197	0.80

Stato Limite	$S_e(T^*)$ [g]	$F^*/m^*$ [g]	$q^*$
SLV	0.347	0.147	2.36

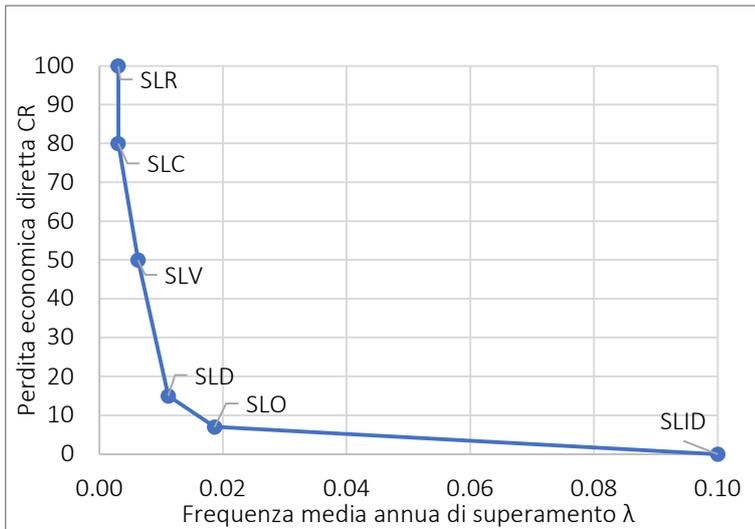
A SLV la verifica sarebbe soddisfatta per un sisma avente tempo di ritorno pari a 142 anni e  $a_g=0.097$  g.

- indice di sicurezza a SLV:  $\zeta_E = \frac{a_{g,SLV}}{a_{g(T_R, P_{VFR}=1\%)} S} = \frac{0.138 \text{ g}}{0.233 \text{ g}} = 0.59$
- indice di sicurezza a SLD:  $\zeta_E = \frac{a_{g,SLD}}{a_{g(T_R, P_{VFR}=63\%)} S} = \frac{0.107 \text{ g}}{0.086 \text{ g}} = 1.25$

Assumendo il minore tra gli indici ricavati, ovvero quello per l'SLV, è possibile associare all'edificio nelle condizioni pre-intervento la classe di rischio sismico secondo la classificazione IS-V, ovvero la classe **C**.

IS-V	Classe IS-V
100%<IS-V	A+
100%<IS-V<80%	A
80%<IS-V<60%	B
60%<IS-V<45%	<b>C</b>
45%<IS-V<30%	D
30%<IS-V<15%	E
IS-V<15%	F

Si procede infine a calcolare l'indice associato alle perdite annue medie (PAM), dato dall'area sottesa dalla curva che mette in relazione le perdite economiche dirette (rapportate al costo di ricostruzione) e la frequenza media annua di superamento ( $\lambda$ ).



SL	CR [%]	$\lambda$	PAM
SLR	100	0.0034	0.34
SLC	80	0.0034	0.34
SLV	50	0.0070	0.58
SLD	15	0.0107	0.69
SLO	7	0.0178	0.77
SLID	0	0.1	<b>1.06</b>

Figura 15-Curva delle perdite economiche dirette rapportate alla frequenza media annua di superamento. Nella tabella di destra sono riportati i valori utilizzati per la costruzione della curva

L'indice PAM calcolato è pari a **1.06**, cui corrisponde la classe di rischio **B**.

PAM	Classe PAM
$PAM \leq 0.5\%$	A+
$0.5\% < PAM < 1\%$	A
$1\% < PAM < 1.5\%$	<b>B</b>
$1.5\% < PAM < 2.5\%$	C
$2.5\% < PAM < 3.5\%$	D
$3.5\% < PAM < 4.5\%$	E
$4.5\% < PAM < 7.5\%$	F
$7.5\% \leq PAM$	G

In conclusione, la classe di rischio per la struttura nelle condizioni pre-intervento sollecitata in direzione X, in accordo con le linee guida, corrisponde alla classe C.

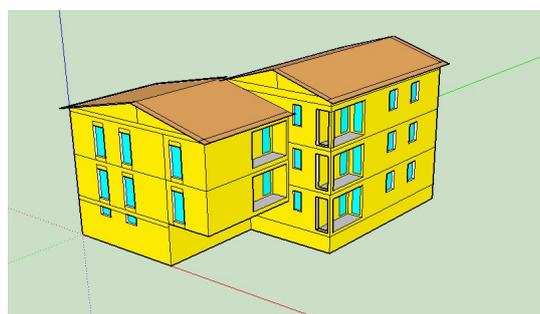
## Valutazione delle prestazioni energetiche dell'edificio esistente

(a cura di UniBG, Dott. Giovanni Brumana)

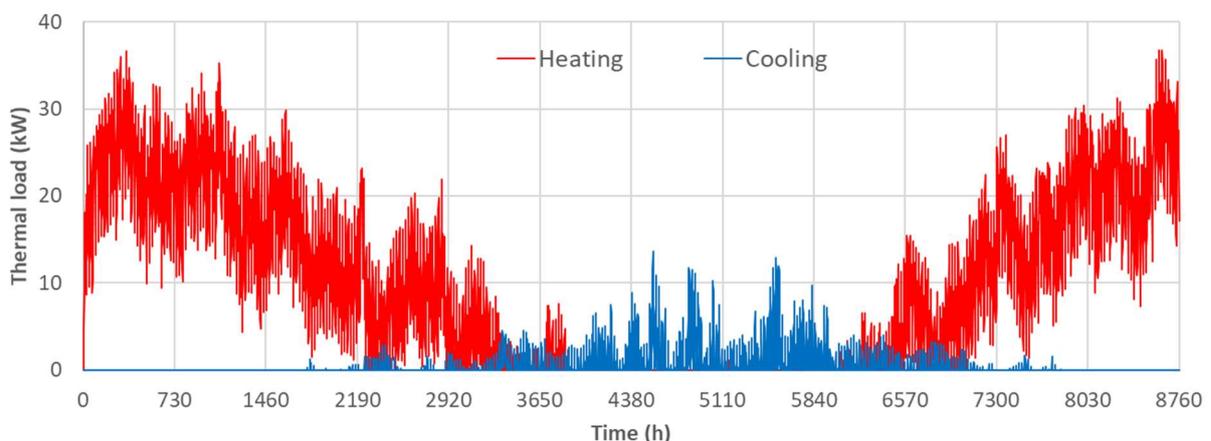
La procedura di diagnosi energetica richiede una valutazione dell'edificio nel suo complesso, tenuto conto di tutti i servizi energetici ed impianti in esso presenti. Il rilievo delle caratteristiche dell'edificio è stato effettuato con riferimento sia alle strutture disperdenti esterne sia ai sottosistemi impiantistici. Per quanto riguarda le strutture disperdenti, si sono considerate come stratigrafie dell'involucro esistente una parete con una trasmittanza  $U=0.928 \text{ W/m}^2\text{K}$  lungo i lati Nord-Sud, e un solaio in laterocemento come copertura, con una trasmittanza  $U=1.235 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Come ipotesi per il calcolo è stato inoltre considerato:

- Heating set point: 18-21 deg. C;
- Cooling set point: 26 deg. C + 50% RH;
- Appliances: 5-15 W/m<sup>2</sup>;
- Utente medio «poco dispendioso»;
- Apporti termici ipotizzati.
- Impianti di potenza illimitata (per valutare i carichi)

L'analisi è stata eseguita utilizzando il programma di simulazione dinamica Trnsys. Il modello è riportato in Figura 16a e il risultato della simulazione dinamica è riportato in Figura 16b in termini di carico termico per il riscaldamento (in rosso) e per il raffreddamento (in blu). In particolare, per il riscaldamento è risultato un carico termico di picco pari a 37 kW e un carico termico annuale pari a 84000 kWh (150 kWh/m<sup>2</sup>a); per il raffreddamento è risultato un carico termico di picco pari a 14 kW e un carico termico annuale pari a 4100 kWh (7 kWh/m<sup>2</sup>a). Tali prestazioni corrispondono ad una **classe energetica E** dell'edificio nelle condizioni pre-intervento (classificazione post 2019).



a)



b)

Figura 16 – a) Modello Trnsys dell'edificio esistente e b) simulazione del comportamento dinamico dell'edificio in termini di Heating e Cooling Thermal Load (© Giovanni Brumana).

# ***PARTE I***

***Contributo UR: Università degli Studi di Bergamo (UNIBG)***

***Coordinatore: Alessandra Marini***

***Componenti: S. Labò, C. Passoni, J. Zanni, M. Milesi, A. Belleri, A. Marini,  
P. Riva***

### 3. Parte I - Strategie di intervento integrate tramite esoscheletri (UniBg)

In questa sezione vengono proposte cinque soluzioni di retrofit per la riqualificazione dell'edificio di riferimento. Le soluzioni di retrofit sono sia di tipo tradizionale (soluzione 1 e 4), sia sviluppate considerando i principi del Life Cycle Thinking (LCT), volti a ridurre gli impatti economici, ambientali e sociali lungo il ciclo di vita dell'edificio. Inoltre, trattandosi di soluzioni applicate dall'esterno dell'edificio senza rilocere gli abitanti, esse sono tutte volte a superare le principali barriere alla ristrutturazione [2, 3]. Si precisa che tutte le soluzioni analizzate sono volte allo sviluppo di un comportamento di insieme dell'edificio collegando rigidamente le unità strutturali A e B precedentemente individuate.

Le cinque soluzioni di retrofit adottate sono qui brevemente descritte:

- **Soluzione 1 – Esoscheletro composto da pareti sismo resistenti reticolari:** la soluzione di retrofit è stata progettata dall'Ing. Alessandro Poli (Di.Mo.Re. S.r.l., Brescia, Italia) e realizzata nel 2020. La soluzione implementa nuove pareti sismo resistenti installate in prossimità delle facciate dell'edificio. In particolare, vengono adottate pareti controventate in acciaio.
- **Soluzione 2 – Esoscheletro tipo diagrid:** viene applicato alla struttura un esoscheletro diagrid. Le diagrid sono strutture a guscio, composte essenzialmente da una struttura reticolare. Il termine *diagrid* deriva dalla fusione dei termini “diagonal” e “grid” e si riferisce a quei sistemi strutturali costituiti da moduli triangolari composti da elementi orizzontali e diagonali [13]. La progettazione di questo intervento si basa sull'applicazione del metodo di progettazione descritto in Labò et al. [14].
- **Soluzione 3 – Esoscheletro a guscio in legno:** viene adottato un nuovo guscio in legno che si estende su tutta la facciata, realizzato con pannelli XLAM e rinforzato con telai in acciaio in prossimità delle aperture. La tecnica è stata inizialmente sviluppata nell'ambito del Progetto di Ricerca Industriale “AdESA: una nuova soluzione per la riqualificazione energetica-strutturale-architettonica dell'edificio esistente”. La progettazione di questo intervento si basa sull'applicazione del metodo di predimensionamento descritto in [15].
- **Soluzione 4 – Esoscheletro composto da pareti sismo-resistenti in calcestruzzo armato:** viene adottata una soluzione tradizionale che implementa nuove pareti sismo-resistenti in c.a. realizzate in prossimità delle facciate dell'edificio.
- **Soluzione 5 – Esoscheletro composto da pareti sismo-resistenti composte da profili d'acciaio e pannello d'anima in lamiera:** viene adottata una soluzione che implementa nuove pareti sismo-resistenti controventate in acciaio installate in prossimità delle facciate dell'edificio.

Per quanto riguarda la modellazione dell'edificio post-intervento ed il predimensionamento degli esoscheletri, si è fatto riferimento alle indicazioni sintetizzate in Figura 17; le schede citate in Figura 17 fanno riferimento all'**Allegato 1** al presente report.

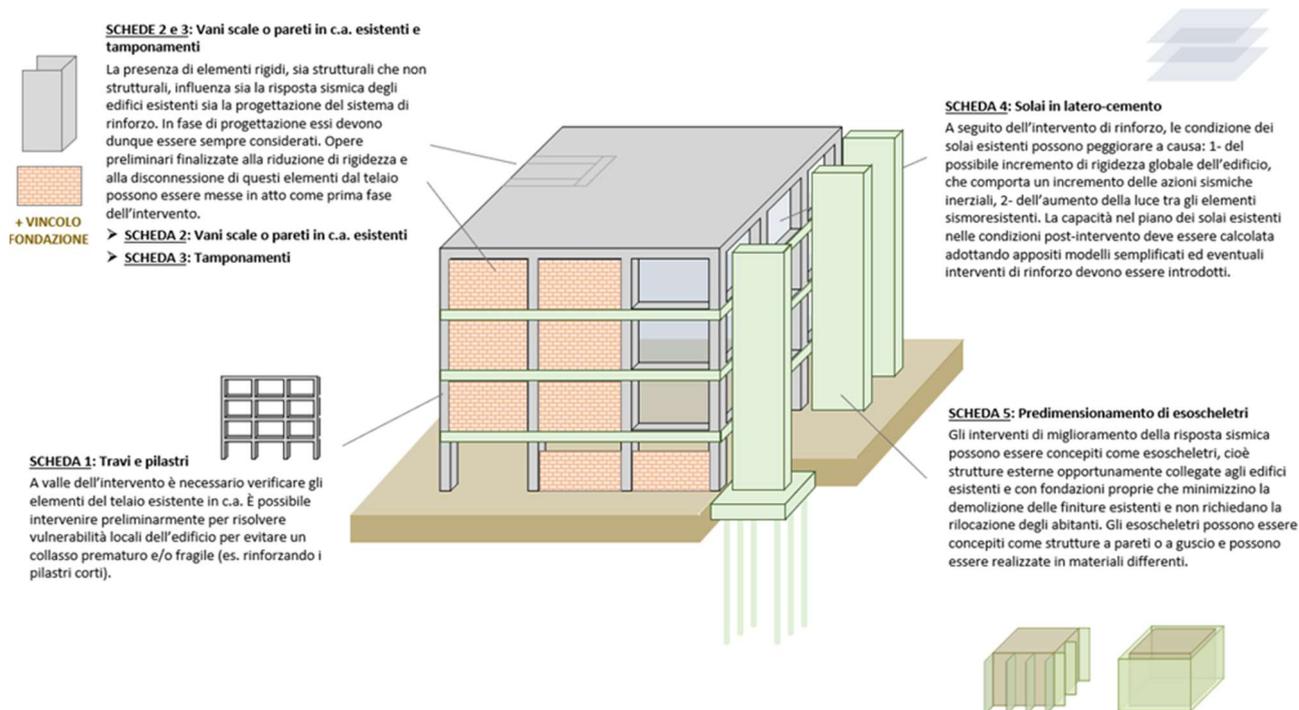


Figura 17 - Inquadramento delle schede realizzate per il predimensionamento dell'intervento e della modellazione del caso studio post intervento. Le schede fanno riferimento all'Allegato 1 al presente report.

Per la definizione della resistenza e rigidità del sistema di rinforzo strutturale (ad eccezione della Soluzione 1, progettata da Di.Mo.Re s.r.l. e vincolata a particolari esigenze architettoniche), si è adottato il metodo di predimensionamento illustrato nella **Scheda 4 dell'Allegato 1**, basato sugli spettri di progetto proposti in [16]. Attraverso l'impiego di tali spettri, che plottano la duttilità richiesta  $\mu = \frac{\delta_{MAX}}{\delta_{y,1}}$  (rapporto tra lo spostamento massimo di progetto ( $\delta_{MAX}$ ) e lo spostamento a snervamento dell'edificio esistente ( $\delta_{y,1} = \frac{F_{y,1}}{k_1}$ )), in funzione del rapporto di rigidità tra sistema di rinforzo e edificio esistente ( $\tilde{\lambda} = \frac{\tilde{k}}{k_1}$ ) per determinati  $\eta$ , si stabilisce la rigidità ( $\tilde{k}$ ) del sistema rinforzato (edificio esistente + esoscheletro) e, pertanto, del solo esoscheletro ( $k_2 = \tilde{k} - k_1$ ) (Figura 18).

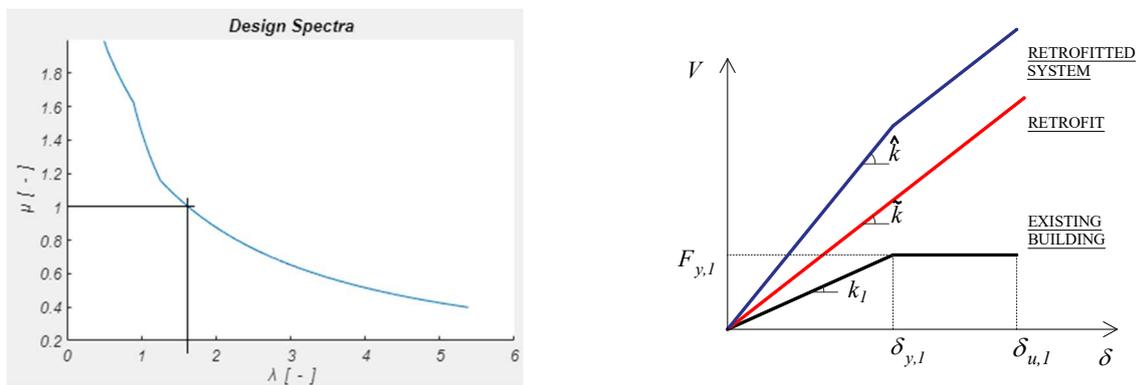


Figura 18 – Step 1: Applicazione degli spettri di predimensionamento per la direzione Y [16].

Si riportano in Tabella 2 i dati di input per il caso in oggetto ed in Tabella 3 i dati di output dell'approccio semplificato.

È fondamentale notare che i dati in Tabella 3 sono parametri che esprimono la rigidezza e la resistenza minima dell'esoscheletro a valle dello Step 2 (Step 2a+Step 2b), e sono comuni a tutte le soluzioni di rinforzo strutturale (tranne la soluzione 1, per le ragioni sopra esposte). Gli elementi costituenti i singoli interventi proposti per il caso studio sono stati dimensionati in funzione della tipologia di esoscheletro impiegato, ad esempio a setti o a guscio, in legno o in acciaio, ecc. (come spiegato allo Step 2b della **Scheda 5 dell'Allegato 1**). A valle di quest'ultimo step, le rigidezze ottenute sono risultate maggiori rispetto a quelle minime derivate dagli spettri; ciò significa che, in questo caso, il dimensionamento nei confronti delle azioni sollecitanti (Step 2b) ha portato a rigidezze superiori rispetto allo spettro (Step 2a) che aveva l'obiettivo di determinare la rigidezza minima per garantire il soddisfacimento di uno spostamento di progetto (equivalente ad un drift dello 0.3%). Per questo motivo in Tabella 3 sono riportati valori di rigidezza maggiori rispetto a quelli plottati nello spettro per la direzione Y.

Tabella 2 -Parametri del sistema SDOF per l'edificio allo stato di fatto [6].

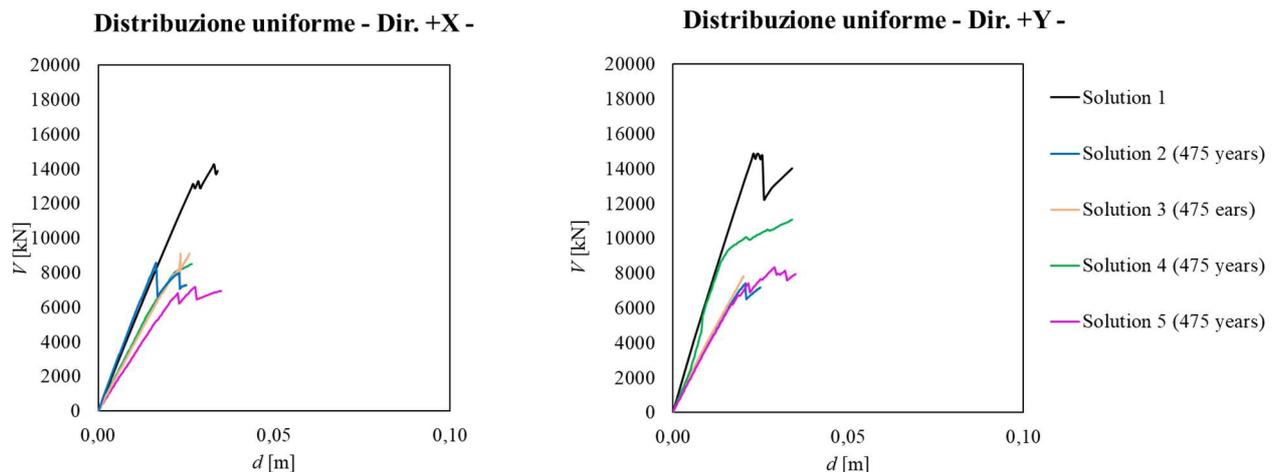
SDOF equivalente Stato di fatto (Step 0)				
	Masse +X		Masse +Y	
$m_1$	908	[kN/g]	908	[kN/g]
$k_1$	81597	[kN/m]	120875	[kN/m]
$F_{y1}$	1832	[kN]	2389	[kN]
$\delta_{y1}$	22.45	[mm]	19.77	[mm]
$\Gamma$	1	[-]	1	[-]
$\eta$	0.54	[-]	0.57	[-]

Tabella 3 -Parametri di output ottenuti dal metodo di predimensionamento proposto nella **scheda 5 dell'Allegato 1**.

Retrofit (Step 1 e Step 2)				
	Dir. +X		Dir. +Y	
$\tilde{k}$	448783	[kN/m]	362625	[kN/m]
	5.5 $k_1$	[-]	3.0 $k_1$	[-]
$k_2$	367186	[kN/m]	241750	[kN/m]
	5.5 $k_1$	[-]	2.0 $k_1$	[-]
$\tilde{V}$	5562	[kN]	5562	[kN]

I risultati di tale approccio sono stati poi verificati mediante un modello ad elementi finiti. Le curve pushover delle cinque soluzioni di intervento e le loro analisi di vulnerabilità sono riportate nella Figura 19, considerando il comportamento globale dell'edificio esistente (A+B).

È utile sottolineare come le soluzioni 2, 3, 4 e 5 siano state progettate per essere iso-prestazionali tra di loro e per verificare le sollecitazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, a differenza della soluzione progettata dall'Ing. Alessandro Poli Di.Mo.Re. Srl (Soluzione 1) che invece mantiene in campo elastico l'edificio riqualificato anche dopo un terremoto di forte intensità (periodo di ritorno 2475 anni).



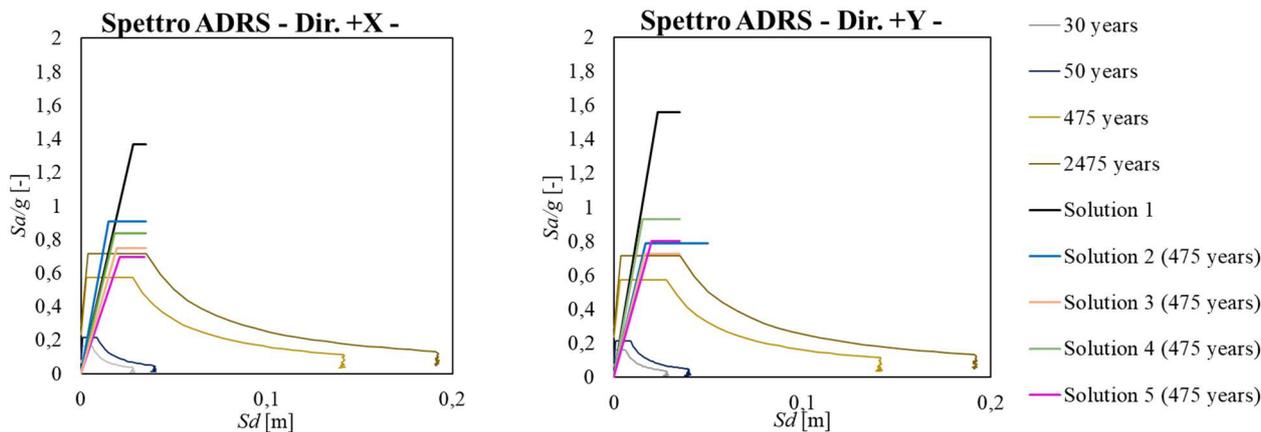


Figura 19 – a) Curve pushover e b) spettri ADRS dell'edificio riqualificato.

Tutte le soluzioni sono concepite come iso-prestazionali anche dal punto di vista dell'efficienza energetica. Per ogni soluzione analizzata vengono adottate le misure di miglioramento energetico implementate nell'intervento effettivamente realizzato, come descritto in seguito. Queste misure consentono di ridurre i consumi energetici dell'edificio ristrutturato, i suoi impatti ambientali e i costi durante la vita dell'edificio.

Sulla base di quanto presentato nella **Scheda 4 dell'Allegato 1**, l'assunzione del comportamento rigido dei solai è lecito solo se, a posteriori, viene condotta una verifica che l'effettiva sollecitazione massima nel solaio sia inferiore alla capacità nel piano.

A seguito dell'introduzione dell'esoscheletro, in accordo con [17], si assume che il meccanismo resistente arco-catena si imponga in corrispondenza delle pareti dell'esoscheletro. In tale scenario infatti, l'impalcato deve trasferire alle pareti sismoresistenti dell'esoscheletro le azioni di piano. In Figura 20, è illustrato il meccanismo resistente per la direzione +Y della sollecitazione sismica.

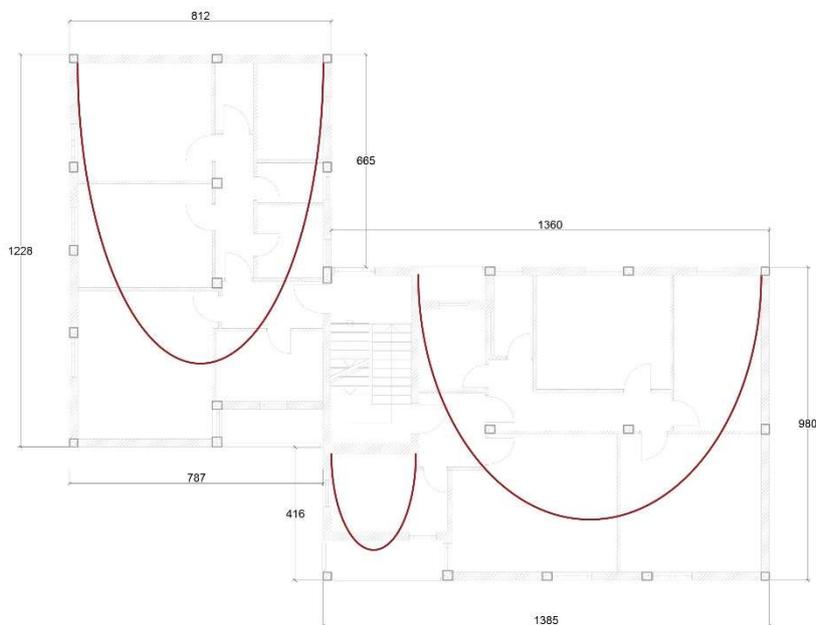


Figura 20 - Rappresentazione degli archi resistenti nel piano per la direzione Y (pre-intervento) nei due differenti edifici A e B.

Per la valutazione della capacità del solaio si sono utilizzati i valori indicati nella Tabella 4.

Tabella 4 - Valori utilizzati nella valutazione della resistenza nel piano del solaio associata alla formazione di un meccanismo arco-catena post-intervento.

$f_{c,b\perp}$	<b>18</b>	<b>MPa</b>	$\tau_{ud}$	<b>1.72</b>	<b>MPa</b>
$t_{eq}$	<b>32</b>	<b>mm</b>	$\beta$	<b>1.3</b>	-
$b^*$	<b>800</b>	<b>mm</b>	$G_c$	<b>15000</b>	<b>MPa</b>
$A_b$	<b>25600</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$G_b$	<b>6800</b>	<b>MPa</b>
$E_{cappia}$	<b>23000</b>	<b>MPa</b>	$\tau_{cd}$	<b>2</b>	<b>MPa</b>
$E_b$	<b>15000</b>	<b>MPa</b>	$f_t$	<b>1.47</b>	<b>MPa</b>
$A_{cappia}$	<b>24000</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$\alpha_1$	<b>0.33</b>	-
$f_c$	<b>20</b>	<b>MPa</b>	$\alpha_2$	<b>1</b>	-
$A_{cord}$	<b>136000</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$E_{cord}$	<b>30000</b>	<b>MPa</b>
$A_s$	<b>314</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	$E_s$	<b>210000</b>	<b>MPa</b>
$f_{yd}$	<b>391</b>	<b>MPa</b>	$A_{Fascia}$	<b>3750</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

L'analisi ha evidenziato come il meccanismo che si manifesta per primo sia, per tutti e tre gli archi resistenti, il meccanismo associato al raggiungimento della capacità a taglio in prossimità dell'imposta dell'arco. Si osserva inoltre la crisi a trazione della catena dell'arco. A tal fine si predispone l'inserimento di una fascia marcapiano 250x15mm di rinforzo. La sollecitazione massima che il piano riesce a sopportare è pari a 1715 kN.

Ipotizzando una distribuzione proporzionale alle masse della sollecitazione sismica, si ottiene una sollecitazione massima di piano pari a 1589 kN, inferiore alla capacità del diaframma. Per questo motivo la verifica è soddisfatta ed è lecito considerare gli impalcati come rigidi nel piano.

Si sottolinea come, in assenza di una fascia marcapiano, il meccanismo debole sarebbe stato associato alla rottura del cordolo debolmente armato (costituito dal cordolo in c.a. armato con 4Φ10) e la capacità del diaframma sarebbe stata inferiore alla domanda.

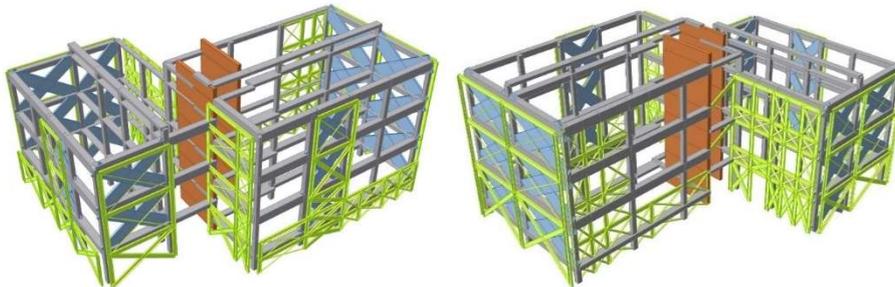
Di seguito viene descritta in dettaglio ogni soluzione strutturale e vengono analizzati i costi di ciascuna alternativa in termini di costi di costruzione e sul ciclo di vita (Life Cycle Costs), nonché gli impatti ambientali nelle fasi di produzione e fine vita. Per i costi di costruzione sono riportati preventivi a livello di progetto definitivo. Per quanto riguarda i Life Cycle Costs, vengono riportate considerazioni qualitative sulla manutenzione e la gestione delle fasi di fine vita di ciascuna soluzione.

## SOLUZIONE 1

### Descrizione della soluzione strutturale

La prima soluzione di intervento, progettata dall'Ing. Alessandro Poli (Di.Mo.Re. S.r.l., Brescia, Italy), consiste in:

- esoscheletro in acciaio assemblato all'esterno dell'edificio (Figura 21). Gli elementi orizzontali e verticali dell'esoscheletro sono collegati all'edificio esistente con spinotti  $\Phi 20/25 \div 35$ cm;
- ad ogni piano viene introdotta una fascia marcapiano in acciaio collegata alle travi perimetrali dell'impalcato; vengono inseriti nuovi tiranti all'intradosso del tetto e del solaio per migliorare la capacità del diaframma di piano. Per le fasce marcapiano, ove non sono presenti gli elementi orizzontali delle pareti controventate in acciaio (UPN260), sono realizzate mediante piastre in acciaio (250x15) mm, e sono collegate alla struttura esistente con spinotti  $\Phi 20/25 \div 35$ cm;
- viene introdotto un nuovo sistema di fondazione, costituito da plinti in c.a. (70x100) cm disposti alla base degli elementi sismo-resistenti in corrispondenza degli angoli dell'edificio esistente. Vengono introdotti 28 micropali ( $\Phi 150$ ,  $L > 15$ m, capacità  $\pm 243$ kN). Le nuove fondazioni sono collegate all'edificio esistente con spinotti  $\Phi 20/20$ cm (Figura 24).
- Gli elementi dell'esoscheletro sono realizzati con diverse tipologie di profili e piatti in acciaio S235 e barre S355 verniciati contro la corrosione, considerando una categoria di corrosione C3 (ISO 12944) e con una durata prevista da 5 a 15 anni.



a)

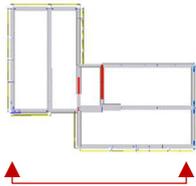
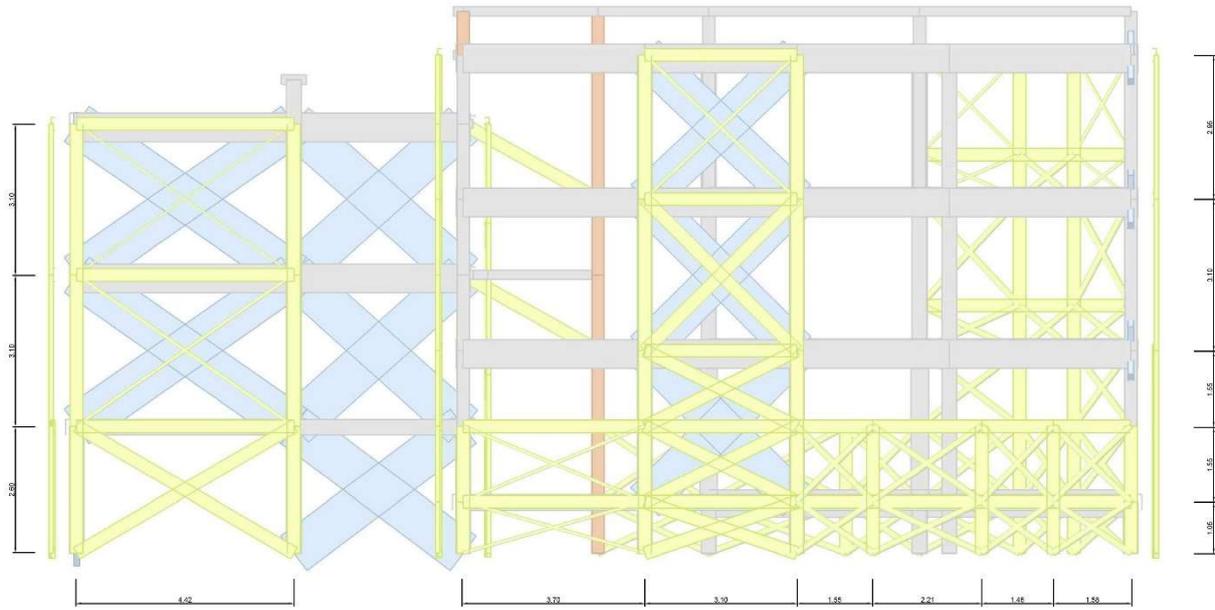


b)

© Studio Di.Mo.Re., Brescia, Italy

Figura 21 – a) Modello ad elementi finiti della Soluzione 1 (vista sud-ovest; vista nord-est), b) fotografie dell'intervento in fase di realizzazione.

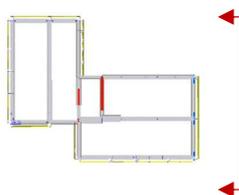
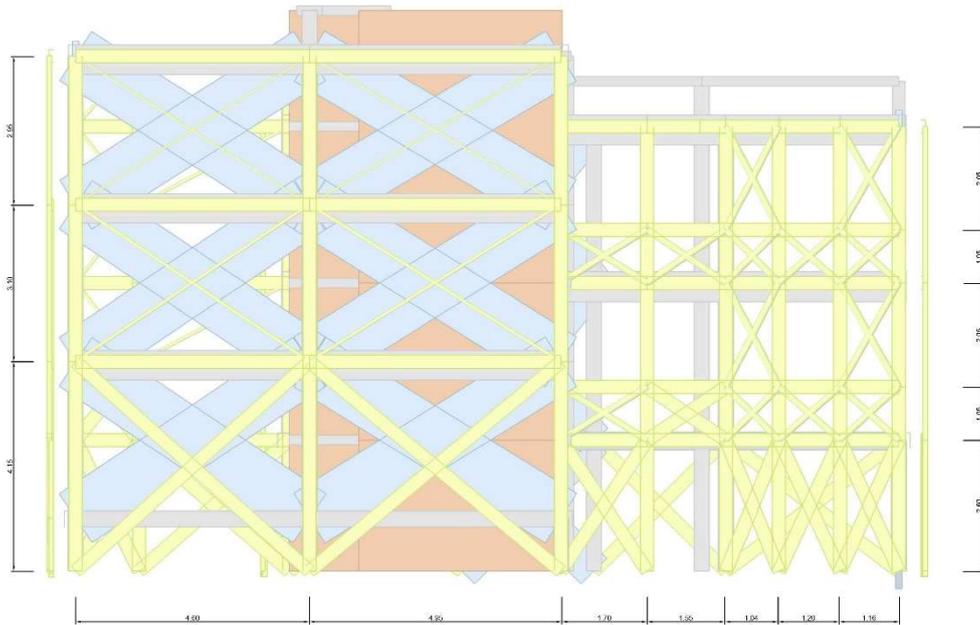
# Geometria dell'esoscheletro



**Elementi (in giallo):**

Sezione	L [m]
UPN260	100.23
2+2 $\Phi 32$	34.50
1+1 $\Phi 32$	35.08
1 $\Phi 32$	10.80

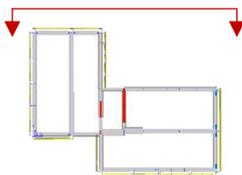
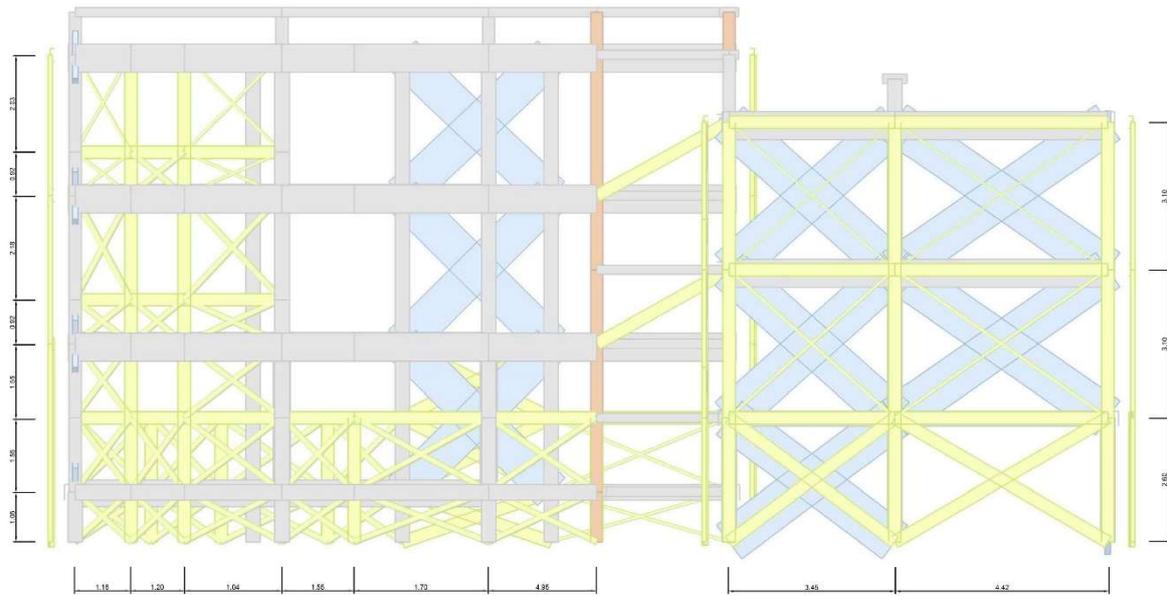
a)



**Elementi (in giallo):**

Sezione	L [m]
UPN260	197.60
2+2 $\Phi 32$	48.86
1+1 $\Phi 32$	22.78
1 $\Phi 32$	22.44

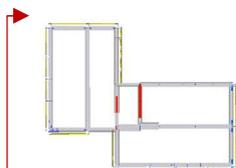
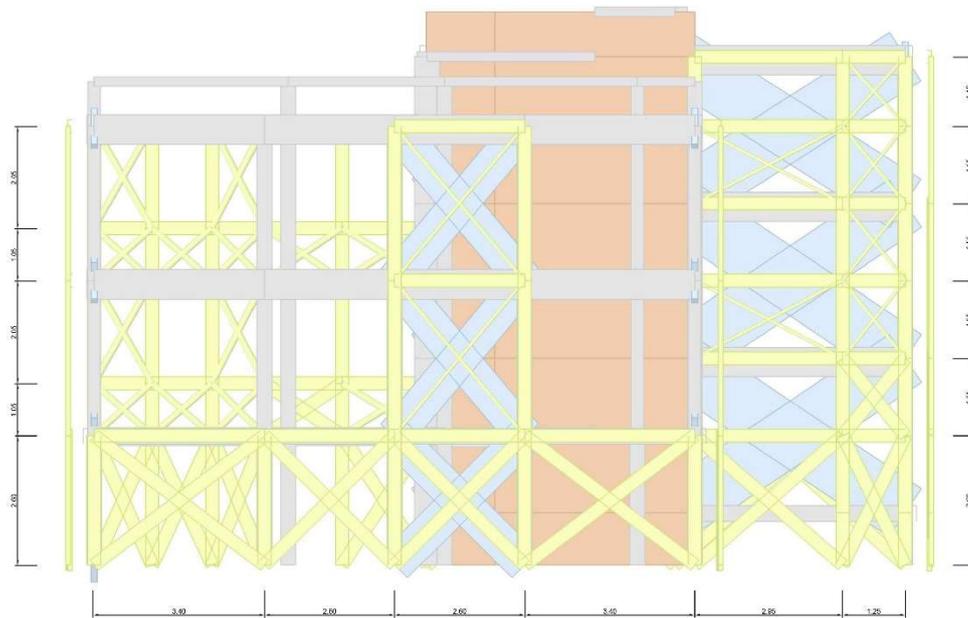
b)



Elementi (in giallo):

Sezione	L [m]
UPN260	164.02
2+2 $\Phi 32$	87.40
1+1 $\Phi 32$	37.90
1 $\Phi 32$	20.06

c)



Elementi (in giallo):

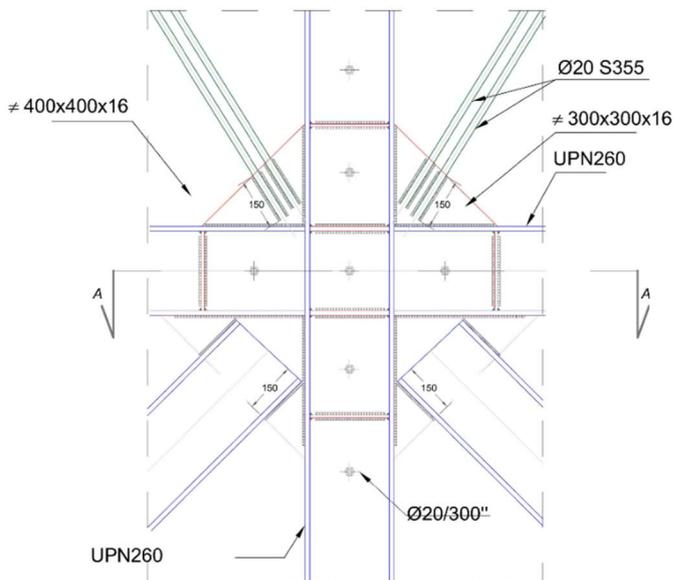
Sezione	L [m]
UPN260	138.87
1+1 $\Phi 32$	45.52

d)

Figura 22 - a), b), c), d) Geometria dell'esoscheletro (Studio Di.Mo.Re., Brescia).

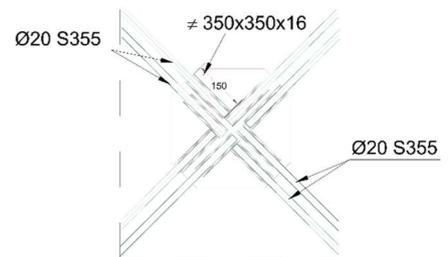
Dettagli e connessioni

Collegamento tra elemento diagonale e verticale

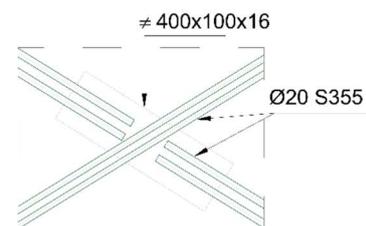


$\text{Ø}32$  - UPN260

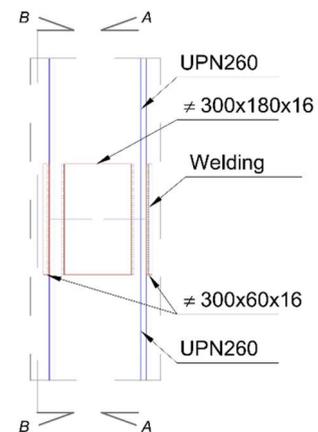
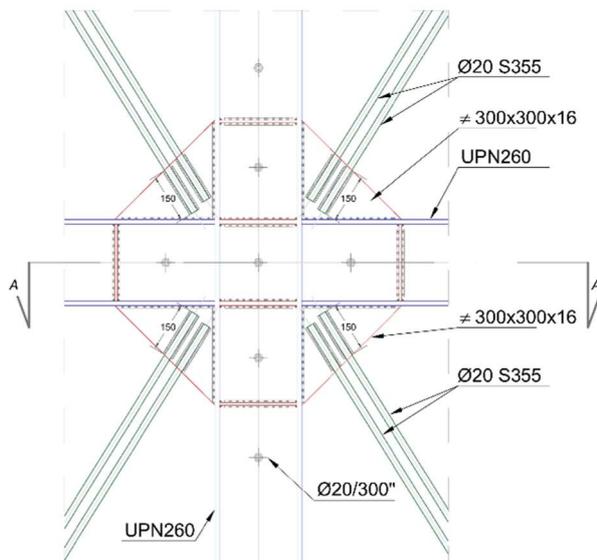
$\text{Ø}32$  -  $\text{Ø}32$  (diagonali)



$\text{Ø}32$  -  $\text{Ø}32$  (diagonali piccoli)



UPN260 - UPN260



© Studio Di.Mo.Re., Brescia, Italy

Figura 23 - Sistema di connessioni della Soluzione 1.

## Sistema di fondazione

Le strutture sismo resistenti poggiano su nuovo sistema di fondazione costituito da plinti in c.a. disposti agli angoli dell'edificio e connessi alle travi di fondazione esistenti per il trasferimento delle azioni di taglio al terreno mentre le azioni di trazione e compressione trasmesse dai montanti metallici vengono trasferite al terreno mediante pali di piccolo diametro infissi in profondità.

Alcuni dettagli del sistema di fondazione sono riportati in Figura 24.

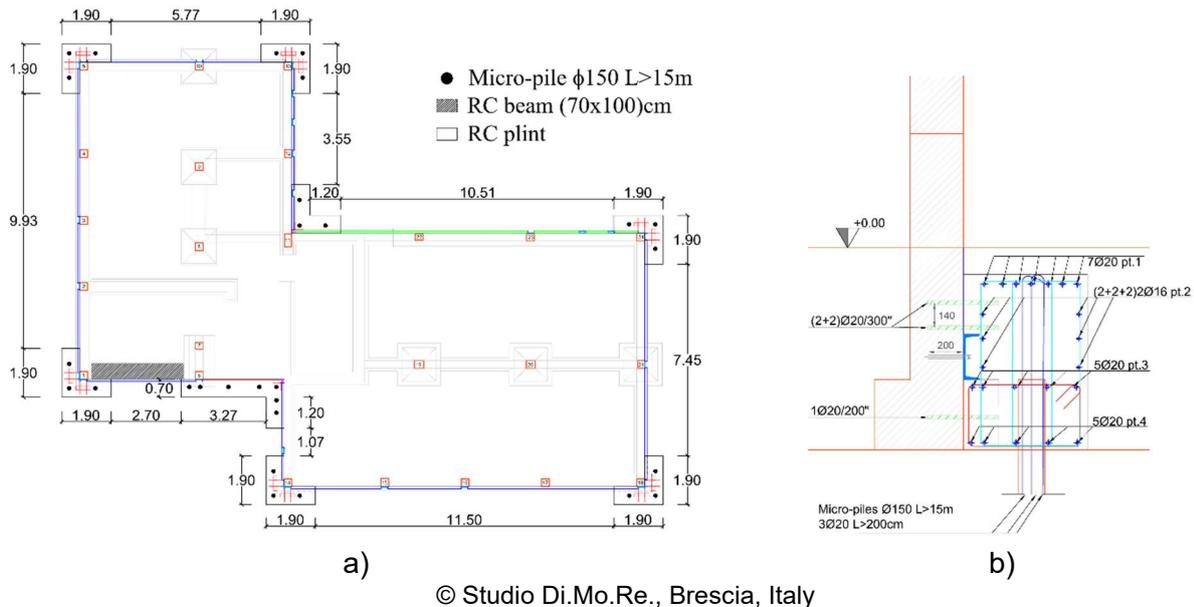


Figura 24 a) pianta del nuovosistema di fondazione e b) sezione tipo.

## Descrizione delle misure di riqualificazione energetica

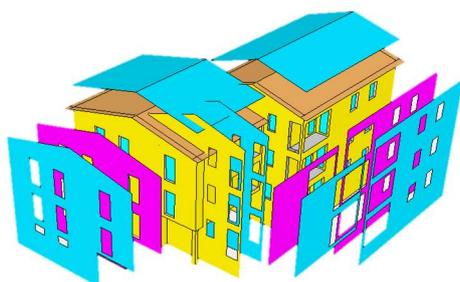
(sulla base del progetto di greenLab Srl e dei risultati analitici del Dott. Giovanni Brumana)

La riqualificazione energetica si realizza con un intervento primario sull'involucro, finalizzato alla riduzione del fabbisogno energetico, e un intervento secondario finalizzato alla riduzione dei consumi energetici, ottimizzando il sistema di produzione di energia. Il primo consiste nell'ottimizzazione degli elementi opachi verticali e orizzontali mediante l'aggiunta di un rivestimento termoisolante e nella sostituzione degli elementi costruttivi trasparenti con serramenti esterni ad alta efficienza energetica e triplo vetro. Per quanto riguarda le chiusure verticali, lungo le pareti viene aggiunto un ulteriore strato di pannelli isolanti in polistirene (EPS) di 18 cm di spessore, ad eccezione della zona dei balconi, dove vengono adottati pannelli in poliuretano di 10 cm di spessore per risparmiare spazio abitativo. Lungo le chiusure orizzontali viene aggiunto all'ultimo piano uno strato di lana di roccia di 16 cm e al piano cantinato due diversi tipi di strati termoisolanti (pannelli in poliuretano di 7 cm di spessore per i solai al piano terra e pannelli isolanti in polistirolo (EPS) di spessore 10 cm per i solai sopra il vespaio). Infine, al soffitto del portico vengono aggiunti pannelli in poliuretano con spessore 10 cm. L'intervento secondario consiste nella sostituzione della caldaia per la produzione di acqua calda sanitaria con caldaie ad alto rendimento.

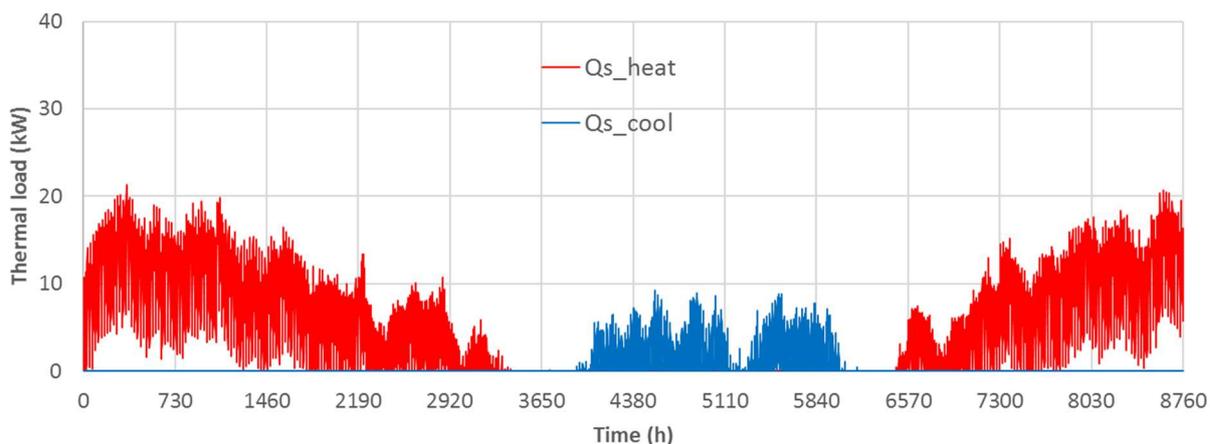
La procedura di diagnosi energetica richiede una valutazione dell'edificio nel suo complesso, tenuto conto di tutti i servizi energetici ed impianti in esso presenti. Il rilievo delle caratteristiche dell'edificio è stato effettuato con riferimento sia alle strutture disperdenti esterne, sia ai sottosistemi impiantistici. Per quanto riguarda le strutture disperdenti, si sono considerate come stratigrafie dell'involucro una parete isolata con una trasmittanza  $U=0.303$  W/m<sup>2</sup>K lungo i lati Nord-Sud e un solaio con una

trasmissione  $U=0.203 \text{ W/m}^2\text{K}$  in copertura. Le stesse considerazioni adottate nello studio dello stato di fatto sono state considerate anche per l'edificio post-intervento.

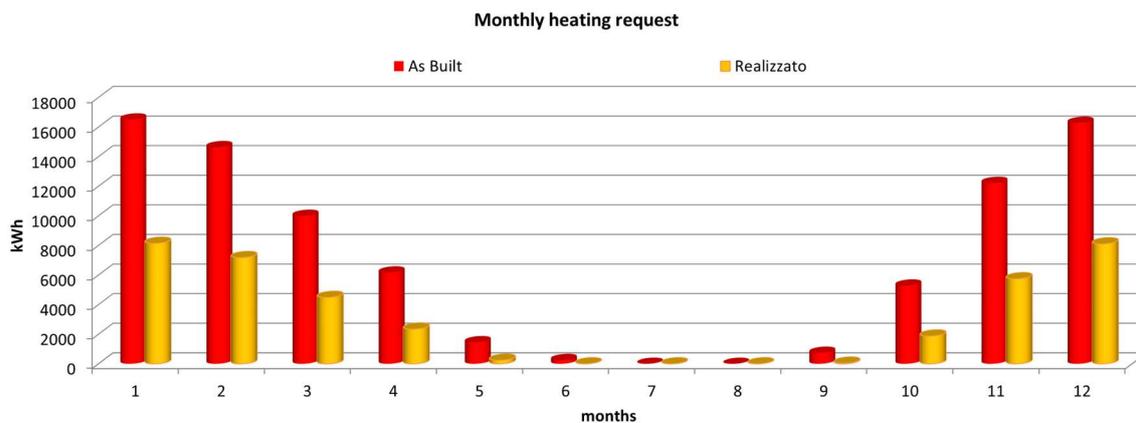
L'analisi è stata eseguita utilizzando il programma di simulazione dinamica Trnsys. Il modello è riportato in Figura 25a e il risultato della simulazione dinamica è riportato in Figura 25b in termini di carico termico per il riscaldamento (in rosso) e per il raffreddamento (in blu). In particolare, per il riscaldamento è risultato un carico termico di picco pari a 21 kW e un carico termico annuale pari a 38169 kWh ( $68 \text{ kWh/m}^2\text{a}$ ); per il raffreddamento è risultato un carico termico di picco pari a 9 kW e un carico termico annuale pari a 3930 kWh ( $7 \text{ kWh/m}^2\text{a}$ ). Tali prestazioni corrispondono ad una **classe energetica A1** dell'edificio nelle condizioni post-intervento (classificazione post 2019). Il confronto tra le prestazioni in termini di carico termico mensile pre e post-intervento è riportato in Figura 25c.



a)



b)



c)

Figura 25 – a) Modello Trnsys dell'edificio esistente, b) simulazione del comportamento dinamico dell'edificio in termini di Heating e Cooling Thermal Load, c) confronto delle prestazioni pre e post-intervento (© Giovanni Brumana).

### Costi di costruzione

Per la Soluzione 1 il costo totale di realizzazione è pari a € 653.952,74, mentre il costo di realizzazione per il rinforzo strutturale è pari a € 330.535,51, corrispondente al 51% del costo totale.

Tabella 5 -Costi di intervento per la parte strutturale (Soluzione 1).

COMPOSIZIONE DEI COSTI DELLE PRINCIPALI CATEGORIE DI INTERVENTO STRUTTURALE						
VOCE DI COSTO	COSTO [€]	% SUL COSTO TOTALE [%]	€/mq in Sup. Lat.	COSTO UNITARIO	QUANTITA'	
<b>0 FONDAZIONI</b>	<b>64.474,10 €</b>	<b>19,51</b>	<b>80,79</b>	<b>93,44 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
1 Scavo e riempimento	9.830,00 €		12,32	25,00 €	393,2	m3
2 Demolizione fondazioni esistenti	6.600,00 €		8,27	220,00 €	30	m3
3 Magrone	247,00 €		0,31	100,00 €	2,47	m3
4 Calcestruzzo	2.644,20 €		3,31	130,00 €	20,34	m3
5 Casseforme	1.762,92 €		2,21	18,00 €	97,94	m2
6 Acciaio di armatura	6.242,02 €		7,82	1,10 €	5674,56	kg
7 Carpenteria metallica	3.547,96 €		4,45	4,00 €	886,99	kg
8 Micropali	33.600,00 €		42,11	80,00 €	420	ml
<b>9 TELAIO STRUTTURALE</b>	<b>158.074,22 €</b>	<b>47,82</b>	<b>198,09</b>	<b>229,09 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
10 Carpenteria metallica 1	136.212,92 €		170,69	4,00 €	34053,23	kg
11 Carpenteria metallica 2	20.114,80 €		25,21	5,00 €	4022,96	kg
12 Scrostamento di intonaco	1.746,50 €		2,19	7,00 €	249,5	m2
<b>13 CATENE</b>	<b>8.145,10 €</b>	<b>2,46</b>	<b>10,21</b>	<b>11,80 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
14 Carpenteria metallica	6.195,10 €		7,76	5,00 €	1239,02	kg
15 Foratura calcestruzzo	1.950,00 €		2,44	65,00 €	30	m
<b>16 CONNESSIONI</b>	<b>93.201,38 €</b>	<b>28,20</b>	<b>116,79</b>	<b>135,07 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
17 Acciaio	18.173,88 €		22,77	4,00 €	4543,47	kg
18 Foratura calcestruzzo d<20 mm	260,00 €		0,33	65,00 €	4	m
19 Foratura calcestruzzo d>20 mm	43.296,50 €		54,26	65,00 €	666,1	m
20 Ancoraggi chimici	128,00 €		0,16	8,00 €	16	units
21 Ancoraggi chimici 2	31.343,00 €		39,28	13,00 €	2411	units
<b>22 RINFORZO VANO SCALE</b>	<b>4.584,40 €</b>	<b>1,39</b>	<b>5,74</b>	<b>6,64 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
23 Ponteggi per vano scale	294,50 €		0,37	294,50 €	1	units
24 Demolizione	169,40 €		0,21	220,00 €	0,77	m3
25 Ricostruzione della muratura	308,00 €		0,39	400,00 €	0,77	m3
26 Malta	58,65 €		0,07	23,00 €	2,55	m2
27 Acciaio	3.300,32 €		4,14	4,00 €	825,08	kg
28 Pitturazione delle pareti	413,49 €		0,52	5,50 €	75,18	m2
29 Scrostamento di intonaco	40,04 €		0,05	7,00 €	5,72	m2
<b>30 ALTRE SPESE</b>	<b>2.056,31 €</b>	<b>0,62</b>	<b>2,58</b>	<b>2,98 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
31 Smaltimento	702,26 €		0,88	18,98 €	37	t
32 Riparazioni localizzate o generalizzate	1.354,05 €		1,70	59,00 €	22,95	m2
<b>33 TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>330.535,51 €</b>	<b>100</b>		<b>479,04 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
				<b>139,07 €</b>	<b>2376.70 m3</b>	
				<b>414,20 €</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>	

I costi vengono riassunti nella Figura 26.

COSTI	[€]	
1 FONDAZIONI	64474	19,5%
2 PROFILI	158074	47,8%
3 CATENE	8145	2,5%
4 CONNESSIONI	93201	28,2%
5 RINFORZO VANO SCALE	4584	1,4%
6 ALTRO	2056	0,6%

Costo strutture	330536	100%
Costo a m <sup>2</sup> in pianta	479,0	€/m <sup>2</sup>
Costo a m <sup>3</sup>	139,1	€/m <sup>3</sup>
Costo a m <sup>2</sup> in facciata	414,2	€/m <sup>2</sup>

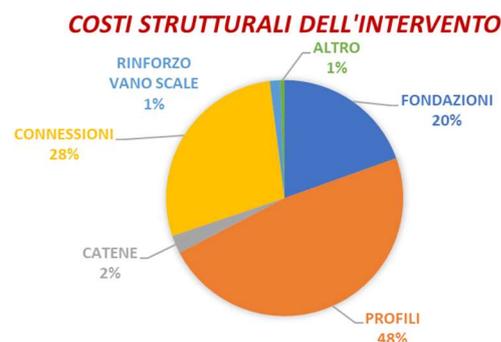


Figura 26 - Costi per la parte strutturale dell'intervento (Soluzione 1).

Per quanto concerne invece l'intero intervento, di seguito viene riportato il computo per macro-aree.

Tabella 6 -Costi di intervento per macroaree (Soluzione 1).

<b>ANALISI DEI COSTI</b>					
<b>TIPO DI STIMA: STIMA A LIVELLO DI PROGETTO PRELIMINARE</b>					
<b>VOCE DI COSTO</b>	<b>COSTO [€]</b>	<b>% SUL COSTO TOTALE [%]</b>	<b>€/mq in Sup. Lat.</b>	<b>COSTO UNITARIO</b>	<b>QUANTITA'</b>
<b>FINITURE FACCIATE</b>	<b>15.399,78 €</b>	<b>2,35</b>	<b>19,30 €</b>	<b>22,32 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Applicazione di isolante fissativo	2.293,50 €	0,35	2,87 €	3,32 €	690 m2 in pianta
Rivestimento a spessore colorato	13.106,28 €	2,00	16,42 €	18,99 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT ENERGETICO</b>	<b>138.174,78 €</b>	<b>21,13</b>	<b>173,15 €</b>	<b>200,25 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema a cappotto	70.362,93 €	10,76	88,17 €	101,98 €	690 m2 in pianta
Nuove finestre	62.811,85 €	9,60	78,71 €	91,03 €	690 m2 in pianta
Nuova caldaia	5.000,00 €	0,76	6,27 €	7,25 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT STRUTTURALE</b>	<b>330.535,51 €</b>	<b>50,54</b>	<b>414,20 €</b>	<b>479,04 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema di fondazione	64.474,10 €	9,86	80,79 €	93,44 €	690 m2 in pianta
Super-struttura	158.074,22 €	24,17	198,09 €	229,09 €	690 m2 in pianta
Connessioni	93.201,38 €	14,25	116,79 €	135,07 €	690 m2 in pianta
Catene	8.145,10 €	1,25	10,21 €	11,80 €	690 m2 in pianta
Rinforzo del vano scale	4.584,40 €	0,70	5,74 €	6,64 €	690 m2 in pianta
Altro	2.056,31 €	0,31	2,58 €	2,98 €	690 m2 in pianta
<b>ONERI PER SICUREZZA</b>	<b>34.949,48 €</b>	<b>5,34</b>	<b>43,80 €</b>	<b>50,65 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
<b>VARIE ED EVENTUALI</b>	<b>15.571,79 €</b>	<b>2,38</b>	<b>19,51 €</b>		
<b>TASSE</b>	<b>53.463,13 €</b>	<b>8,18</b>	<b>67,00 €</b>		
<b>SPESE TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE</b>	<b>51.905,95 €</b>	<b>7,94</b>	<b>65,05 €</b>		
<b>TASSE PER LE SPESE DI PROGETTAZIONE</b>	<b>13.952,32 €</b>	<b>2,13</b>	<b>17,48 €</b>		
<b>TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>653.952,74 €</b>	<b>100</b>		<b>947,76 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
				<b>275,15 €</b>	<b>2376.70 m3</b>
				<b>819,49 €</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>

#### *Durata dell'intervento*

Per quanto riguarda i tempi di costruzione, l'intervento progettato in Soluzione 1 è stato realmente applicato all'edificio esistente; in tal caso, l'esoscheletro è stato realizzato su due edifici identici per geometria e caratteristiche strutturali e la realizzazione di entrambi gli esoscheletri è stata completata in 8 mesi.

## *Analisi preliminari dei costi sul ciclo di vita – Life Cycle Costs (LCC)*

I costi Life Cycle sono possibili costi che possono verificarsi lungo il ciclo di vita dell'edificio, anche a seguito della costruzione, come i costi di manutenzione, di riparazione e/o ricostruzione a valle di un terremoto, o di fine vita (demolizione, trattamento rifiuti, ecc.). Questi costi vengono solitamente quantificati per mezzo di analisi di Life Cycle Costing (LCC), che devono tenere conto anche dei tassi di inflazione e di sconto per attualizzare i costi futuri. In questa sezione vengono riportate tuttavia solo alcune considerazioni qualitative in merito ai possibili costi di Life Cycle della soluzione proposta:

- Fase di costruzione: l'intervento viene effettuato per la maggior parte dall'esterno dell'edificio, con la sola eccezione del retrofit dei diaframmi all'intradosso del pavimento. Le operazioni di costruzione sono organizzate in modo da evitare il trasferimento degli abitanti. Questo aspetto riduce notevolmente i costi di costruzione dell'intervento. Il sistema adotta una tecnica a secco in acciaio, che può essere facilmente montata in cantiere in ogni condizione climatica. L'adozione di elementi su misura può però aumentare le operazioni di taglio in fabbrica, producendo più scarti e richiedendo più tempo e manodopera rispetto ad una costruzione modulare. La sovrastruttura richiede circa 1 mese per essere installata (considerando una squadra di 4 persone, 1 gru da 40 tonnellate, 1 piattaforma elevatrice, 1 sollevatore telescopico, 2 piattaforme aeree). Per questa soluzione, è necessaria una manodopera specializzata (circa 35€/ora). Si considera un costo per la sovrastruttura pari a 4€/kg. Si deve considerare circa 1 mese per il sistema di collegamento (considerando 2 squadre di 4 persone). Poiché l'intervento strutturale è accoppiato alle misure di miglioramento energetico, si ottimizzano alcuni costi di costruzione condivisi legati alla sicurezza (es. ponteggi) e all'organizzazione del cantiere. Anche i costi delle finiture possono essere considerati una spesa condivisa.
- Fase di funzionamento: le misure di riqualificazione energetica permettono di ridurre la domanda di energia e i consumi energetici, riducendo così i costi di funzionamento.
- Fase di manutenzione: per questa soluzione si considerano i profili in acciaio S235 verniciati e le armature S355 con una durata da 5 a 15 anni. Tuttavia, in questo caso, essendo l'esoscheletro strutturale completamente rivestito dallo strato di isolamento termico, si presume che non si debbano considerare futuri costi di manutenzione aggiuntivi per la riparazione/sostituzione degli elementi strutturali. I dettagli delle finiture devono solo permettere l'ispezionabilità (l'ispezione è raccomandata ogni 5 anni).
- Fase post-sisma: le soluzioni di retrofit sismico sono tutte progettate per minimizzare il danno negli elementi strutturali e non strutturali anche per terremoti di alta intensità - il sistema, come concepito da Di.Mo.Re. Srl, è progettato per rimanere in campo elastico anche per un terremoto corrispondente allo Stato Limite di Collasso (SLC, NTC 2018). Nella fase post-terremoto non sono previsti danni negli elementi strutturali esistenti e aggiuntivi né negli elementi non strutturali sensibili alla deriva. Per tali soluzioni rigide, tuttavia, ci si può aspettare qualche danno negli elementi non strutturali sensibili all'accelerazione (mobili, oggetti che potrebbero ribaltarsi e cadere, e sistemi di acqua, raffreddamento e riscaldamento).
- Fase di fine vita: questo intervento strutturale adotta una tecnica a secco in acciaio, che permette un facile smontaggio della soluzione strutturale a fine vita dell'edificio (eccetto il sistema di fondazione). Tuttavia, considerando le dimensioni ridotte e variabili dei componenti in profilo d'acciaio, i giunti saldati e l'elevato numero di connessioni, il tempo di smontaggio potrebbe essere rilevante e il riutilizzo dei componenti quasi impraticabile. Dopo lo smantellamento, gli elementi in acciaio di questo sistema strutturale saranno quindi inviati a un impianto di riciclaggio.

## SOLUZIONE 2

### *Descrizione della soluzione strutturale*

La seconda soluzione di retrofit consiste in:

- esoscheletro di tipo diagrid realizzato all'esterno dell'edificio esistente (Figura 27). È utile precisare che in questo caso il modulo della diagrid è stato concepito al solo fine di soddisfare lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, trascurando problemi di compatibilità formale, e computandone poi i costi. In un progetto reale, la compatibilità formale comporterebbe la riprogettazione del modulo per escludere conflitti tra struttura e le aperture o altri vincoli architettonici;
- ad ogni piano vengono introdotte nuove catene, poste all'intradosso del tetto e dei solai, per migliorare la capacità dei diaframmi (come previsto per la Soluzione 1);
- viene introdotto un nuovo sistema di fondazione, costituito da una trave perimetrale in c.a. (70x100) cm, alla base dell'esoscheletro in diagrid in acciaio; la nuova fondazione è collegata all'edificio esistente con spinotti  $\Phi 20/20$ cm. Un totale di 16 micropali ( $\Phi 150$ ,  $L > 15$ m, capacità  $\pm 243$ kN) vengono introdotti agli angoli dell'esoscheletro diagrid.
- gli elementi dell'esoscheletro sono realizzati con profili in acciaio S235 zincato con uno strato minimo di  $140\mu\text{m}$  e con categoria di corrosione C3 (ISO 12944), corrispondente quindi a una classe di durabilità VH e con una durata da 67 a  $>100$  anni (ISO 1461).

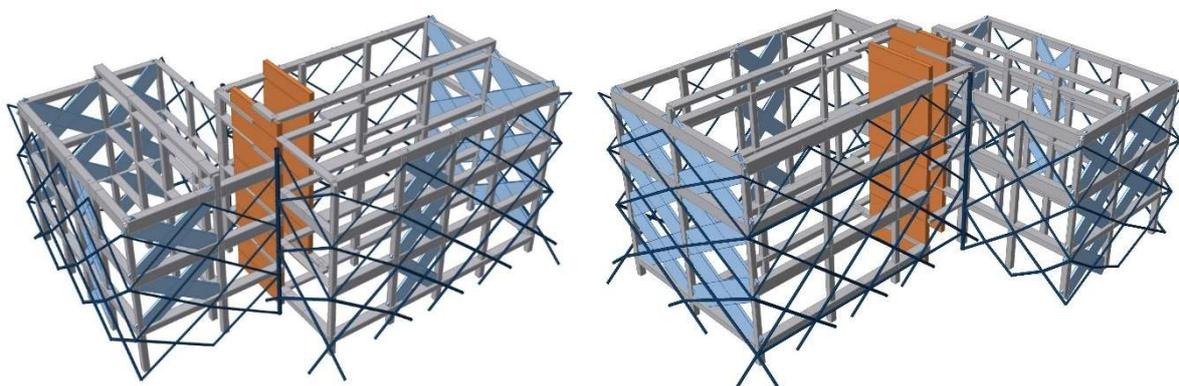
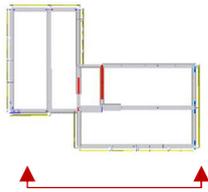
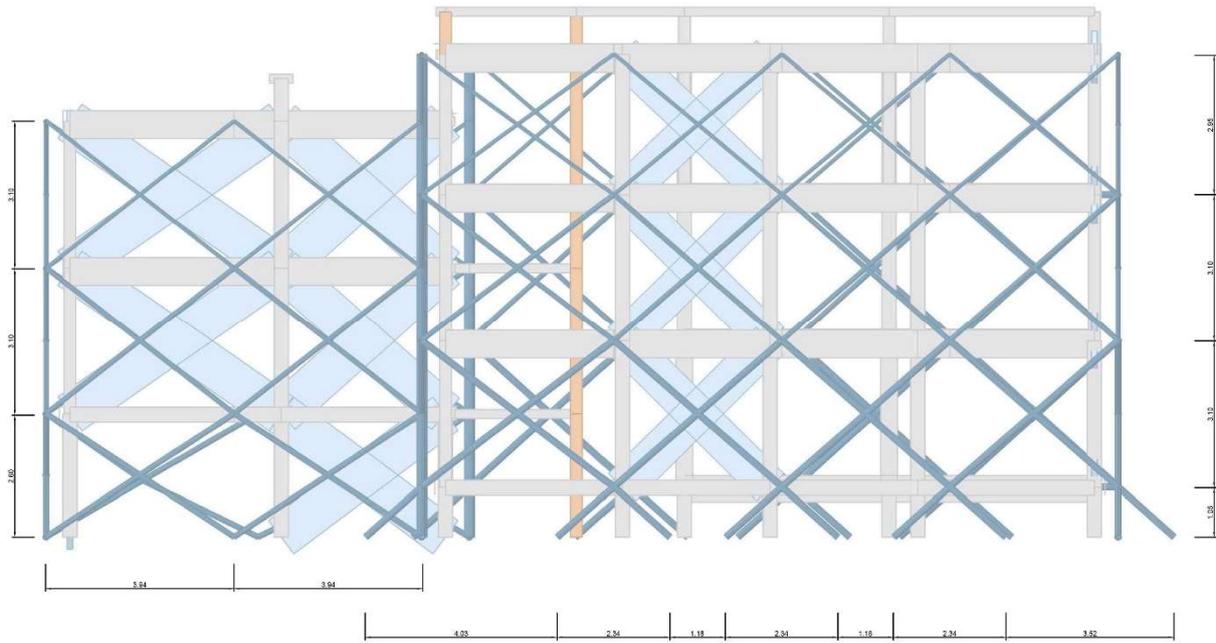


Figura 27 - Modello ad elementi finiti della Soluzione 2 (vista sud-ovest; vista nord-est).

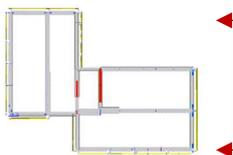
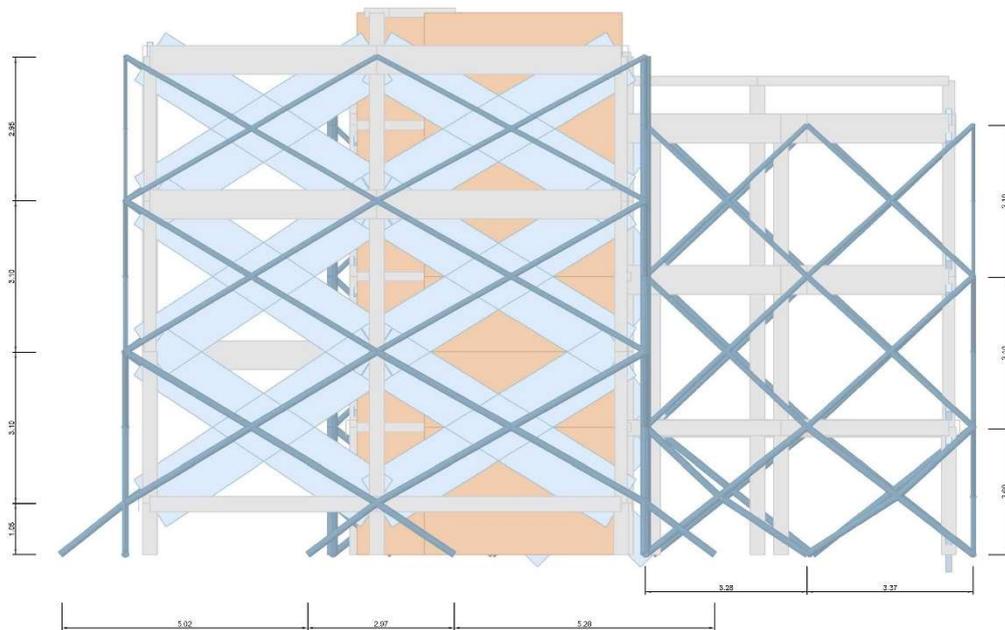
Geometria dell'esoscheletro



a)

Elementi (in blu):

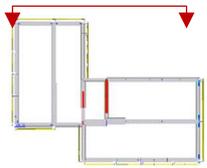
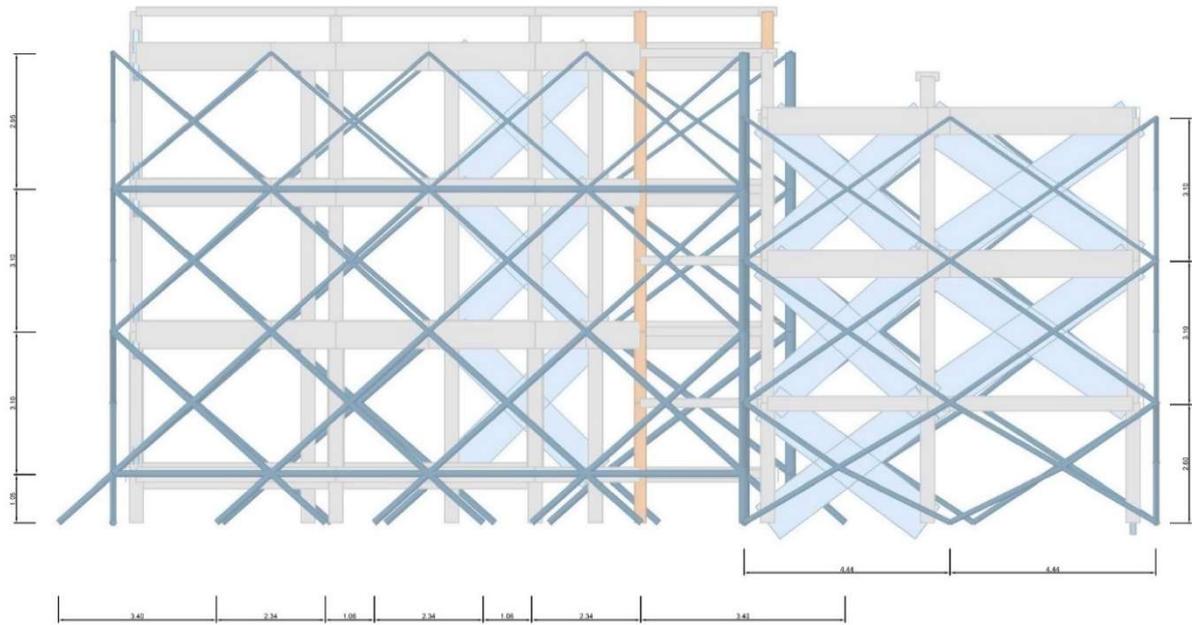
Diametro [mm]	Spessore [mm]	L [m]
219.10	20.0	82.00
139.7	8.0	50.84
114.3	10.0	18.84
101.6	5.0	58.30
76.1	3.2	60.00



b)

Elementi (in blu):

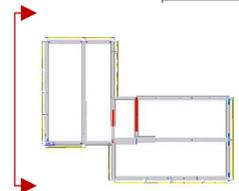
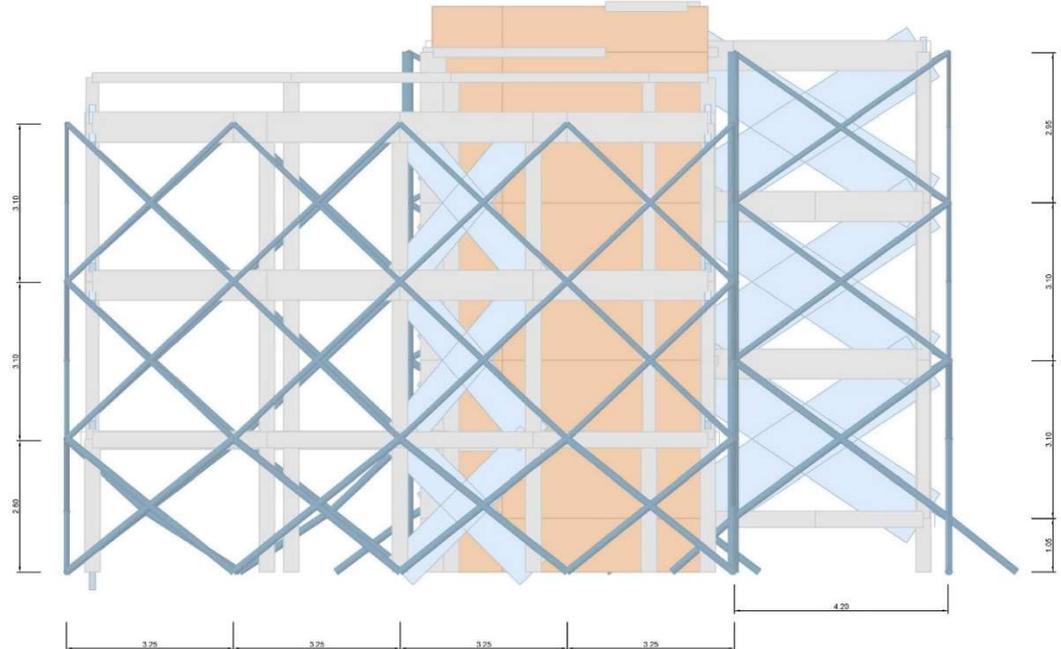
Diametro [mm]	Spessore [mm]	L [m]
219.10	20.0	62.15
139.7	8.0	40.00
114.3	10.0	42.60
101.6	10.0	42.35



**Elementi (in blu):**

Diametro [mm]	Spessore [mm]	L [m]
219.10	20.0	91.22
139.7	8.0	49.36
114.3	10.0	20.56
101.6	5.0	58.44
76.1	3.2	57.64

c)



**Elementi (in blu):**

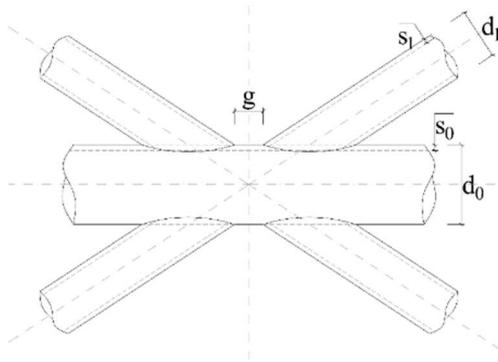
Diametro [mm]	Spessore [mm]	L [m]
219.10	20.0	66.00
139.7	8.0	46.90
114.3	10.0	46.36
101.6	10.0	46.18

d)

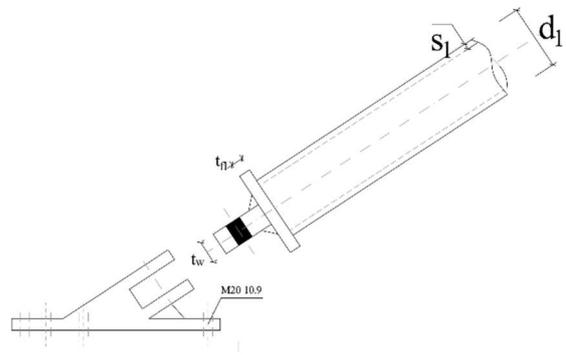
Figura 28 - Geometria dell'esoscheletro (Soluzione 2).

Concezione preliminare delle connessioni

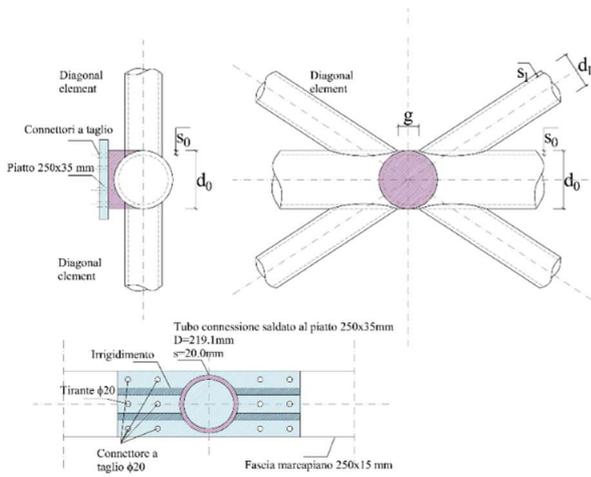
➤ Nodo saldato (esempio)



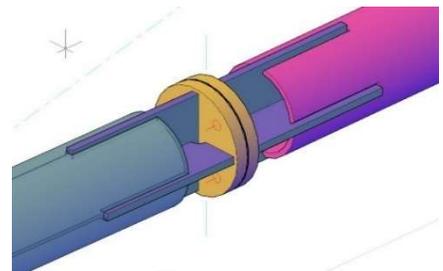
b) Connessione diagrid-fondazione



c) Connessione diagrid-edificio esistente



d) Giunto bullonato per la connessione tra nodo e diagonale



© LMV Spa

Figura 29 - Sistema di connessioni della Soluzione 2

### Sistema di fondazione

Lungo il perimetro dell'edificio esistente viene realizzato un nuovo sistema di fondazione con travi in c.a. (70x100)cm. La nuova fondazione è collegata all'edificio esistente per il trasferimento delle azioni di taglio, mentre le azioni di trazione e compressione trasmesse dalla diagrid vengono trasferite al terreno mediante pali di piccolo diametro infissi in profondità.

Alla base della fondazione vengono inseriti un totale di 16 micropali  $\Phi 150$  L>15m (Capacità  $\pm 243$ kN). La posizione di questi elementi è riportata in Figura 30.

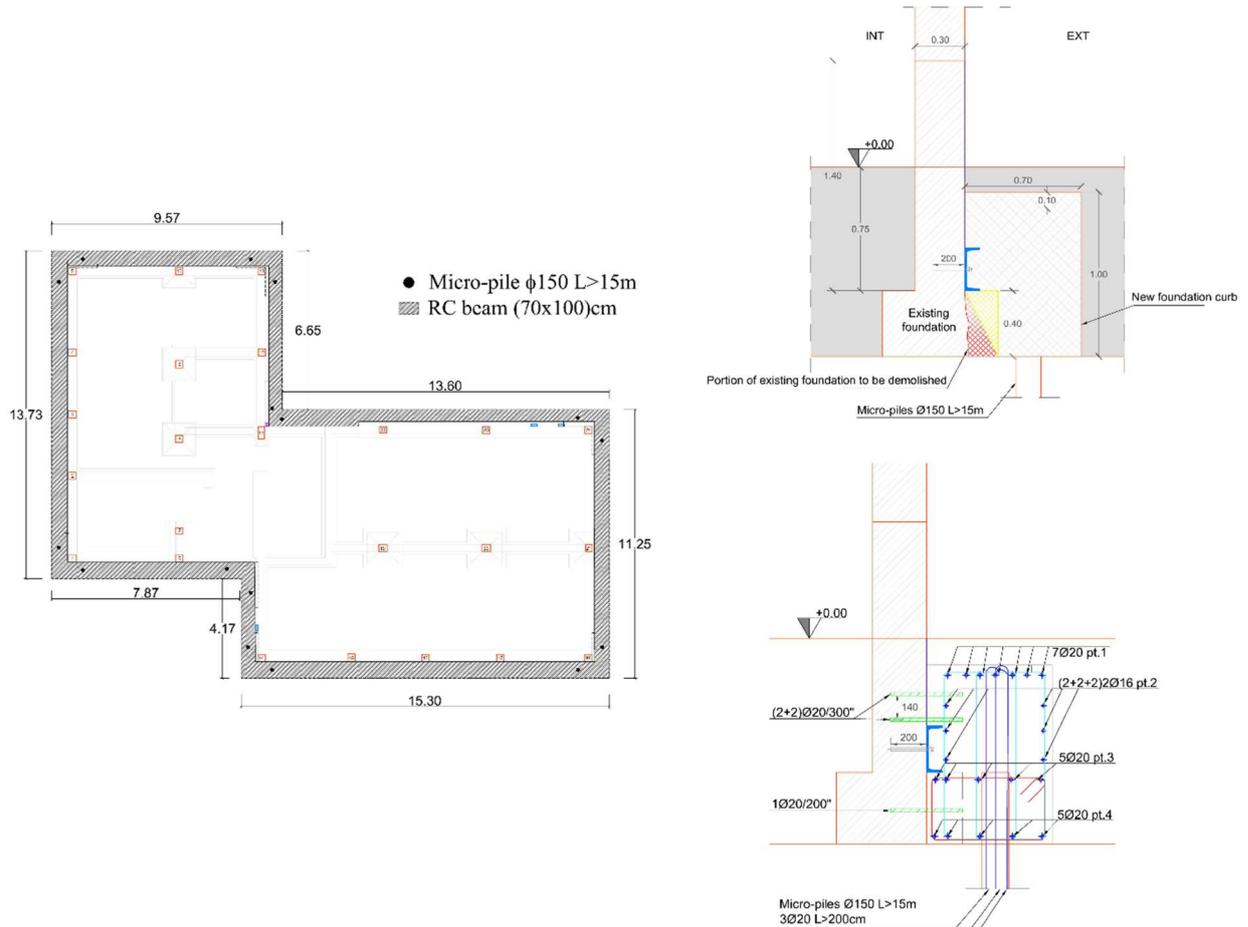


Figura 30 - Sistema di fondazione della diagrid (Soluzione 2). (Adattato da Studio Di.Mo.Re., Brescia, Italia).

### Descrizione delle misure di efficientamento energetico

Le misure di retrofit energetico sono le stesse descritte per la Soluzione 1.

### Costi di costruzione

Per la Soluzione 2 il costo totale di realizzazione è pari a € 520.366,47 mentre il costo di realizzazione per il rinforzo strutturale è pari a € 224.504,56, corrispondente al 43% del costo totale.

Di seguito viene riportato il rendiconto delle voci della parte strutturale dell'intervento.

Tabella 7 -Costi di intervento per la parte strutturale (Soluzione 2).

COMPOSIZIONE DEI COSTI DELLE PRINCIPALI CATEGORIE DI INTERVENTO STRUTTURALE					
VOCE DI COSTO	COSTO [€]	% SUL COSTO TOTALE [%]	€/mq in Sup. Lat.	COSTO UNITARIO	QUANTITA'
<b>FONDAZIONI</b>	<b>55726,02</b>	<b>24,82</b>	<b>69,83</b>	<b>80,76</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
1 Scavo e riempimento	9830,00		12,32	25	393,2 m3
2 Demolizione fondazioni esistenti	6600,00		8,27	220	30 m3
3 Magrone	329,00		0,41	100	3,29 m3
4 Calcestruzzo	7020,00		8,80	130	54,00 m3
5 Casseforme	2957,04		3,71	18	164,28 m2
6 Acciaio d'armatura	6242,02		7,82	1,1	5674,56 kg
7 Carpenteria metallica	3547,96		4,45	4	886,99 kg
8 Micropali	19200,00		24,06	80	240 ml
<b>DIAGRID</b>	<b>123319,40</b>	<b>54,93</b>	<b>154,54</b>	<b>88,21</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
10 Carpenteria metallica 1	121572,90		152,35	4,5	27016,20 kg
11 Scrostamento di intonaco	1746,50		2,19	7	249,5 m2
<b>CATENE</b>	<b>8145,10</b>	<b>3,63</b>	<b>10,21</b>	<b>5,83</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
13 Carpenteria metallica	6195,10		7,76	5	1239,02 kg
14 Foratura calcestruzzo	1950,00		2,44	65	30 m
<b>CONNESSIONI</b>	<b>30673,33</b>	<b>13,66</b>	<b>38,44</b>	<b>21,94</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
16 Spinotti f120/300mm	30673,33		38,44	43	713 units
17 Fascia marcapiano	0,00		0,00	4	0 kg
<b>RINFORZO VANO SCALE</b>	<b>4584,40</b>	<b>2,04</b>	<b>5,74</b>	<b>3,28</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
19 Ponteggi per vano scale	294,50		0,37	294,5	1 units
20 Demolizione	169,40		0,21	220	0,77 m3
21 Ricostruzione della muratura	308,00		0,39	400,00	0,77 m3
22 Malta	58,65		0,07	23,00	2,55 m2
23 Acciaio	3300,32		4,14	4	825,08 kg
24 Pitturazione delle pareti	413,49		0,52	5,5	75,18 m2
25 Scrostamento di intonaco	40,04		0,05	7	5,72 m2
<b>ALTRE SPESE</b>	<b>2056,31</b>	<b>0,92</b>	<b>2,58</b>	<b>1,47</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
27 Smaltimento	702,26		0,88	18,98	37 t
28 Riparazioni localizzate o generalizzate	1354,05		1,70	59	22,95 m2
<b>TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>224504,56</b>	<b>100</b>		<b>325</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
				<b>94</b>	<b>2376.70 m3</b>
				<b>281</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>

I costi vengono riassunti nella Figura 31.

COSTI [€]			
1	FONDAZIONI	55726	24,8%
2	DIAGRID	123319	54,9%
3	CATENE	8145	3,6%
4	CONNESSIONI	30673	13,7%
5	RINFORZO VANO SCALE	4584	2,0%
6	ALTRO	2056	0,9%

Costo strutture	224505	100%
Costo a m <sup>2</sup> in pianta	325,4	€/m <sup>2</sup>
Costo a m <sup>3</sup>	94,5	€/m <sup>3</sup>
Costo a m <sup>2</sup> in facciata	281,3	€/m <sup>2</sup>

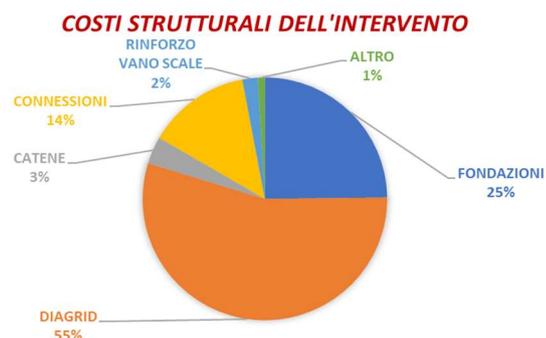


Figura 31 - Costi per la parte strutturale dell'intervento (Soluzione 2).

Per quanto concerne invece l'intero intervento, di seguito viene riportato il computo per macro-aree.

Tabella 8 - Costi di intervento per macroaree (Soluzione 2).

<b>ANALISI DEI COSTI</b>					
<b>TIPO DI STIMA: STIMA A LIVELLO DI PROGETTO PRELIMINARE</b>					
<b>VOCE DI COSTO</b>	<b>COSTO [€]</b>	<b>% SUL COSTO TOTALE [%]</b>	<b>€/mq in Sup. Lat.</b>	<b>COSTO UNITARIO</b>	<b>QUANTITA'</b>
<b>FINITURE FACCIATE</b>	<b>15.399,78 €</b>	<b>2,96</b>	<b>19,30 €</b>	<b>22,32 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Applicazione di isolante fissativo	2.293,50 €	0,44	2,87 €	3,32 €	690 m2 in pianta
Rivestimento a spessore colorato	13.106,28 €	2,52	16,42 €	18,99 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT ENERGETICO</b>	<b>138.174,78 €</b>	<b>26,55</b>	<b>173,15 €</b>	<b>200,25 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema a cappotto	70.362,93 €	13,52	88,17 €	101,98 €	690 m2 in pianta
Nuove finestre	62.811,85 €	12,07	78,71 €	91,03 €	690 m2 in pianta
Nuova caldaia	5.000,00 €	0,96	6,27 €	7,25 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT STRUTTURALE</b>	<b>224.504,56 €</b>	<b>43,14</b>	<b>281,33 €</b>	<b>325,37 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema di fondazione	55.726,02 €	10,71	69,83 €	80,76 €	690 m2 in pianta
Super-struttura	123.319,40 €	23,70	154,54 €	178,72 €	690 m2 in pianta
Conessioni	30.673,33 €	5,89	38,44 €	44,45 €	690 m2 in pianta
Catene	8.145,10 €	1,57	10,21 €	11,80 €	690 m2 in pianta
Rinforzo del vano scale	4.584,40 €	0,88	5,74 €	6,64 €	690 m2 in pianta
Altro	2.056,31 €	0,40	2,58 €	2,98 €	690 m2 in pianta
<b>ONERI PER SICUREZZA</b>	<b>34.949,48 €</b>	<b>6,72</b>	<b>43,80 €</b>	<b>50,65 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
<b>VARIE ED EVENTUALI</b>	<b>12.390,86 €</b>	<b>2,38</b>	<b>15,53 €</b>		
<b>TASSE</b>	<b>42.541,95 €</b>	<b>8,18</b>	<b>53,31 €</b>		
<b>SPESE TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE</b>	<b>41.302,86 €</b>	<b>7,94</b>	<b>51,76 €</b>		
<b>TASSE PER LE SPESE DI PROGETTAZIONE</b>	<b>11.102,21 €</b>	<b>2,13</b>	<b>13,91 €</b>		
<b>TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>520.366,47 €</b>	<b>100</b>		<b>754,15 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
				<b>218,94 €</b>	<b>2376.70 m3</b>
				<b>652,09 €</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>

*Durata dell'intervento*

Per quanto riguarda i tempi di costruzione, sono stati stimati 6 mesi (GG lavorativi con una squadra tipo) per la realizzazione di tutti gli interventi previsti (energetico e strutturale).

## Analisi preliminari dei costi sul ciclo di vita – Life Cycle Costs (LCC)

In questa sezione vengono riportate alcune considerazioni qualitative in merito ai possibili costi di Life Cycle della soluzione proposta:

- Fase di costruzione: l'intervento viene effettuato per la maggior parte dall'esterno dell'edificio, con la sola eccezione del retrofit dei diaframmi all'intradosso del pavimento. Le operazioni di costruzione sono organizzate in modo da evitare il trasferimento degli abitanti. Questo aspetto riduce notevolmente i costi di costruzione dell'intervento. Il sistema adotta una tecnica a secco in acciaio, che può essere facilmente assemblata in cantiere in ogni condizione climatica. Gli elementi sono in gran parte preassemblati in fabbrica e devono solo essere montati in cantiere. L'adozione di elementi modulari riduce il taglio richiesto in fabbrica, riducendo il consumo delle materie prime e producendo meno rifiuti durante la costruzione. Si considera un costo per la sovrastruttura pari a 4,5€/kg (superiore al costo unitario adottato nella soluzione 1) a causa dell'adozione di profili tubolari in acciaio zincato. Il montaggio della sovrastruttura richiede circa 1 mese (considerando una squadra di 4 persone, 1 gru da 40 tonnellate, 1 piattaforma elevatrice, 1 sollevatore telescopico, 2 piattaforme aeree). Per questa soluzione è necessaria una manodopera specializzata (circa 35€/ora). Ulteriori 15 giorni devono essere considerati per il sistema di collegamento (considerando 2 squadre di 4 persone). Poiché l'intervento strutturale è accoppiato alle misure di miglioramento energetico, alcuni costi di costruzione condivisi legati alla sicurezza (es. ponteggi) e all'organizzazione del cantiere sono ottimizzati. Anche i costi di finitura possono essere considerati una spesa condivisa.
- Fase di funzionamento: le misure di riqualificazione energetica permettono di ridurre la domanda di energia e i consumi energetici, riducendo i costi di funzionamento.
- Fase di manutenzione: per questa soluzione si considerano i profili in acciaio zincato S235 con una durata da 67 a >100 anni (ISO 1461). In questo caso, l'esoscheletro strutturale è completamente esposto, quindi si suggerisce qualche ispezione periodica (circa 2500€ ogni 15 anni) per controllare la presenza di eventuali danni accidentali alla superficie degli elementi strutturali.
- Fase post-sisma: le soluzioni di retrofit sismico sono tutte progettate per minimizzare il danno negli elementi strutturali e non strutturali anche per terremoti ad alta intensità. Nella fase post-terremoto, non ci si aspetta alcun danno negli elementi strutturali esistenti e aggiuntivi né negli elementi non strutturali drift-sensitive. Per tali soluzioni rigide, tuttavia, ci si può aspettare qualche danno negli elementi non strutturali sensibili all'accelerazione (mobili, oggetti che potrebbero ribaltarsi e cadere, e impianti idrici, di raffreddamento e di riscaldamento).
- Fase di fine vita: questo intervento strutturale adotta una tecnica a secco in acciaio, che permette un facile smontaggio del sistema strutturale a fine vita dell'edificio (tranne il sistema di fondazione). Essendo gli elementi prefabbricati e modulari, il tempo di smontaggio è abbastanza basso e il livello di riutilizzo degli elementi è maggiore rispetto alla soluzione 1. Dopo lo smontaggio, i nodi in acciaio della diagrid saranno inviati a un impianto di riciclaggio, mentre gli elementi tubolari più lunghi saranno riciclati o riutilizzati. Le ipotesi per il fine vita dei vari materiali impiegati nella soluzione sono inoltre riportate in **Appendice A2**.

## Analisi degli impatti sul ciclo di vita – Life Cycle Assessment (LCA)

Per le Soluzioni 2, 3, 4 e 5, tra loro iso-performance da un punto di vista sismico, è stata fatta una valutazione degli impatti ambientali in termini di:

- Emissioni di CO<sub>2</sub> equivalenti (GWP - Global Warming Potential) (kgCO<sub>2</sub>eq)
- Consumo di risorse di energia primaria rinnovabile (PERT) (MJ)
- Consumo di risorse di energia primaria non rinnovabile (PENRT) (MJ)
- Consumo di acqua (FW) (m<sup>3</sup>)
- Produzione di rifiuti non pericolosi (NHSD) (kg)

Tali impatti sono stati calcolati considerando come confini del sistema le fasi di inizio vita, cioè estrazione del materiale, trasporto e produzione degli elementi costruttivi (Moduli A1, A2, A3 del quadro di riferimento della EN15978-2011), fine vita, cioè lavorazione dei rifiuti e discarica (Moduli C3 e C4 del quadro di riferimento della EN15978-2011) e possibili benefit oltre la vita dell'edificio, nel caso in cui tali elementi fossero riutilizzati, recuperati o riciclati (Modulo D del quadro di riferimento della EN15978-2011) (Figura 32).

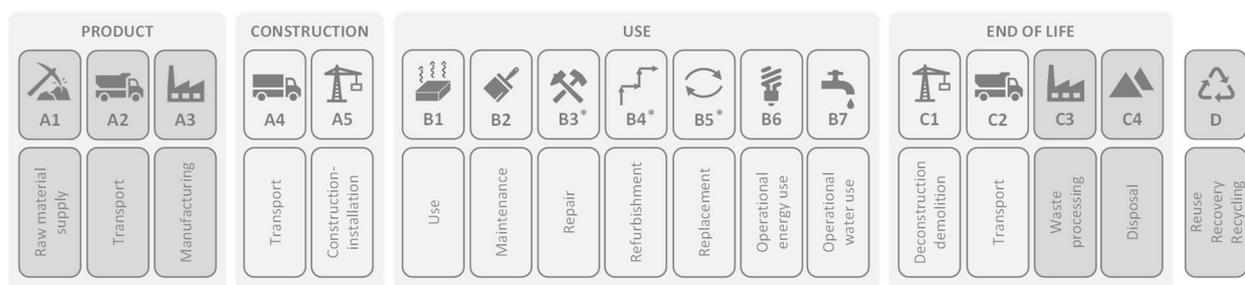


Figura 32 - Fasi del ciclo di vita di un edificio in accordo con il quadro di riferimento definito dalla EN15978 (2011). In figura sono evidenziate in grigio più scuro le fasi che sono state considerate per il presente studio (Moduli A1-3, C3-4, D). Adattata da [5].

### Metodologia

Per il calcolo degli impatti ambientali si è fatto riferimento ad una metodologia semplificata di LCA (Life Cycle Assessment), basata sulle Etichette Ambientali di Prodotto (in inglese, EPD-Environmental Product Declaration) [5]. Tali etichette, normate dalla EN 15804:2012+A2:2019, sono delle dichiarazioni rilasciate dai produttori e certificate da un ente terzo che contengono dei dati in merito agli impatti ambientali di un particolare prodotto. Questi dati, riferiti ad una Unità Funzionale di prodotto dichiarata (es. 1m<sup>3</sup>, 1ton, ecc.), sono basati sui consumi e gli impatti specifici di un determinato stabilimento produttivo e sono quindi caratterizzati da un grado di specificità maggiore rispetto a quelli che possono essere generalmente contenuti nei database delle analisi LCA tradizionali. Tali impatti vengono calcolati per le diverse fasi del ciclo di vita in accordo con il quadro di riferimento definito dalla EN15978-2011. Si deve notare, tuttavia, che frequentemente nelle EPD sono riportati solo i dati riferiti all'inizio e al fine vita del prodotto. Ciò è dovuto al fatto che la prima EN 15804 richiedeva come obbligatori i soli Moduli A1-3, mentre, più recentemente, nella revisione del 2019, sono stati resi obbligatori anche i Moduli C1-4-D. Tutti gli altri moduli rimangono tuttora facoltativi e spesso sono dunque omessi.

La metodologia per la valutazione degli impatti ambientali degli interventi di recupero strutturale sulla base di EPD è costituita da pochi semplici passi [5]:

- 1- Progetto preliminare della soluzione strutturale, definizione dei limiti del sistema (parti di edificio e fasi della vita che si vogliono considerare nel calcolo) e stima delle quantità dei materiali. Si noti che se si vogliono effettuare delle valutazioni comparative tra soluzioni differenti, gli stessi limiti del sistema devono essere considerati e le soluzioni comparate devono essere isoperformance (cioè la stessa risposta dell'edificio deve essere ottenuta a seguito della loro applicazione).

- 2- Scelta delle EPD: le EPD possono essere trovate sui portali autorizzati - il portale italiano di riferimento è *EPD Italy* (<https://www.epditaly.it/>), quello europeo è invece *Envirodec* (<https://www.envirodec.com/>). Le EPD considerate dovrebbero riferirsi all'esatto prodotto che si intende impiegare nel progetto; in caso l'EPD del prodotto selezionato non fosse disponibile, è necessario considerare il prodotto più simile in termini di prestazioni e località di produzione. In quest'ultimo caso, i risultati rappresentano una stima approssimativa degli impatti reali.
- 3- Scelta e calcolo degli impatti: il calcolo degli impatti viene effettuato semplicemente moltiplicando l'impatto unitario riportato nelle EPD per la quantità di materiale. La quantità di materiale deve essere dunque espressa con la stessa unità di misura dell'unità funzionale dichiarata nell'EPD.
- 4- Analisi ed interpretazione dei risultati

In questo studio, per il calcolo degli impatti si è sempre preferito considerare EPD di prodotti italiani. Nel caso in cui non fossero disponibili EPD italiane, si è fatto ricorso ad EPD europee. Nel caso invece in cui fossero presenti EPD italiane, ma che includessero i soli Moduli A1-3, gli impatti dei Moduli C3-4-D sono stati desunti a partire da EPD europee di prodotti equivalenti scalando i valori proporzionalmente rispetto agli impatti dei Moduli A1-3 dei prodotti italiani, cioè applicando la seguente formula:

$$Impatti (C3 - C4 - D)_{Italiani} = \frac{Impatti (A1 - A3)_{Italiani}}{Impatti (A1 - A3)_{Europei}} \cdot Impatti (C3 - C4 - D)_{Europei}$$

#### Calcolo degli impatti per la Soluzione 2

Come limiti del sistema viene scelta la sola soluzione strutturale, senza considerare gli impatti connessi alla struttura esistente, all'intervento energetico e alle finiture architettoniche. Le sole fasi di inizio e fine vita, ed in particolare i Moduli A1-3, C3-4, D sono considerati nell'analisi, poiché quelli attualmente più facilmente reperibili dalle EPD.

Con riferimento alla Soluzione 2, presentata nel dettaglio nei paragrafi precedenti, vengono riportate in Tabella 9 i materiali e le quantità di riferimento e le EPD selezionate per il calcolo.

Tabella 9 - Materiali, quantità ed EPD considerate (Soluzione 2).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>unità</b>	<b>quantità</b>	<b>EPD</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	m <sup>3</sup>	64.83	UNICAL + BETON
	Casseforme	m <sup>3</sup>	2.50	PANGUANETA
	Barre armatura	ton	5.67	ALFA ACCIAI
	Profili acciaio	ton	0.89	BELTRAME + ARCELOR
	Micropali ghisa	m	240.00	TIROLER
Sovrastruttura	Profili tubolari acciaio	ton	27.02	ARCELOR
Catene	Profili acciaio (catene)	ton	1.24	BELTRAME + ARCELOR
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	ton	0.57	BELTRAME + ARCELOR
	Profili acciaio (marcapiano)	ton	0.00	BELTRAME + ARCELOR

Come precedentemente anticipato, i soli impatti GWP, PERT, PENRT, FW, NHWD sono stati considerati nell'analisi, poiché ritenuti quelli di più immediata comprensione e facile comunicazione per tutti gli attori coinvolti nel processo di riqualificazione. In Tabella 10, Tabella 11 e Tabella 12 vengono riportati gli impatti della soluzione considerata in fase di produzione (Moduli A1-3), fine vita (Moduli C3-4 D) e totali (Moduli A1-3 C3-4 D), rispettivamente.

In questi calcoli sono state considerate condizioni di fine vita differenti per ogni materiale, in accordo con le EPD considerate. Tali ipotesi e i riferimenti alle EPD utilizzate sono riportate in **Appendice A2**.

Tabella 10 - Impatti nella fase di produzione (Moduli A1-3) (Soluzione 2).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	6.49E+04	4.73E+03	7.59E+05	2.36E+02	5.79E+02
	Casseforme	1.24E+03	6.04E+04	8.89E+03	4.43E+01	5.19E+02
	Barre armatura	4.37E+03	3.20E+03	7.26E+04	3.76E+02	9.14E+02
	Profili acciaio	6.46E+02	3.41E+02	1.11E+04	3.67E+00	7.99E+01
	Micropali ghisa	5.35E+03	5.30E+03	6.98E+04	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Profili tubolari acciaio	6.13E+04	4.32E+04	6.48E+05	3.16E+02	1.29E+03
Catene	Profili acciaio (catene)	9.02E+02	4.76E+02	1.56E+04	5.13E+00	1.12E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	4.12E+02	2.18E+02	7.11E+03	2.34E+00	5.10E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
<b>TOTALE</b>		<b>1.39E+05</b>	<b>1.18E+05</b>	<b>1.59E+06</b>	<b>9.48E+02</b>	<b>3.55E+03</b>

Tabella 11 - Impatti a fine vita (Moduli C3-4-D) (Soluzione 2).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	-6.27E+03	-6.80E+02	-6.56E+04	-2.16E+01	3.44E+04
	Casseforme	-1.64E+01	-2.77E+01	-1.06E+02	1.05E+02	-1.93E+01
	Barre armatura	-6.36E+03	-4.70E+03	-7.58E+04	-1.18E+01	0.00E+00
	Profili acciaio	-7.36E+01	-3.41E+01	-1.24E+03	-3.86E-01	1.38E+02
	Micropali ghisa	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Profili tubolari acciaio	2.57E+04	1.95E+04	-2.88E+05	-5.69E+01	-3.27E+02
Catene	Profili acciaio (catene)	-1.03E+02	-4.76E+01	-1.73E+03	-5.40E-01	1.92E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	-4.70E+01	-2.18E+01	-7.93E+02	-2.47E-01	8.79E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
<b>TOTALE</b>		<b>-4.85E+04</b>	<b>1.40E+04</b>	<b>-4.33E+05</b>	<b>1.35E+01</b>	<b>3.44E+04</b>

Tabella 12 - Impatti totali (Moduli A1-3, C3-4, D) (Soluzione 2).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	5.86E+04	4.05E+03	6.93E+05	2.15E+02	3.50E+04
	Casseforme	1.23E+03	6.04E+04	8.78E+03	1.49E+02	5.00E+02
	Barre armatura	-1.99E+03	-1.51E+03	-3.16E+03	3.65E+02	9.14E+02
	Profili acciaio	5.72E+02	3.07E+02	9.90E+03	3.29E+00	2.18E+02
	Micropali ghisa	5.35E+03	5.30E+03	6.98E+04	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Profili tubolari acciaio	2.57E+04	6.27E+04	3.60E+05	2.59E+02	9.67E+02
Catene	Profili acciaio (catene)	7.99E+02	4.28E+02	1.38E+04	4.59E+00	3.04E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	3.65E+02	1.96E+02	6.32E+03	2.10E+00	1.39E+02
	Profili acciaio (marcapiano)	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
<b>TOTALE</b>		<b>9.07E+04</b>	<b>1.32E+05</b>	<b>1.16E+06</b>	<b>9.97E+02</b>	<b>3.80E+04</b>

### SOLUZIONE 3

#### *Descrizione della soluzione strutturale*

La terza soluzione di retrofit consiste in:

- esoscheletro in legno a guscio che si estende su tutte le facciate, realizzato con pannelli XLAM di spessore 120 mm. I pannelli adiacenti sono connessi tra loro mediante piastre di coprigiunto chiodate con connettori  $\phi 4$  mm/5cm (Figura 35) [18];
- montanti in acciaio con profili HEA120 agli angoli della struttura e nuovi telai in acciaio HEA140 per rinforzare le aperture;
- ad ogni piano viene introdotta una fascia marcapiano in acciaio collegata alle travi perimetrali dell'impalcato; vengono inseriti nuovi tiranti all'intradosso del tetto e del solaio per migliorare la capacità dei diaframmi di piano.
- viene introdotto un nuovo sistema di fondazione, costituito da travi perimetrali in ca (70x100 cm<sup>2</sup>) realizzate alla base degli elementi sismo-resistenti. Vengono introdotti 16 micropali ( $\Phi 150$ , L>15m, capacità  $\pm 243$ kN). Le nuove fondazioni sono collegate all'edificio esistente con spinotti  $\Phi 20/20$ cm; si veda Figura 36.

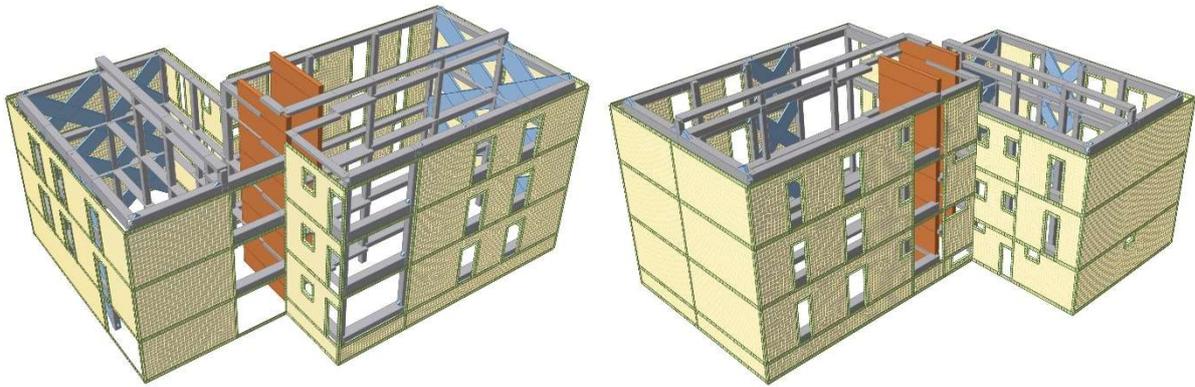
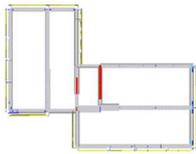
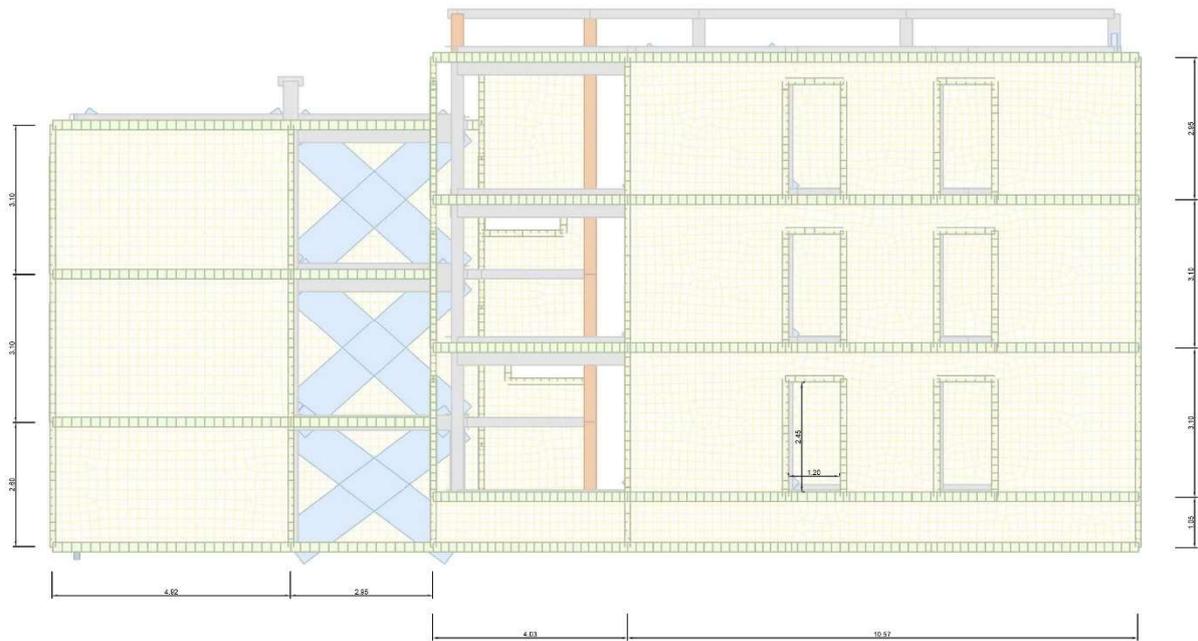


Figura 33 - Modello ad elementi finiti della Soluzione 3 (vista sud-ovest; vista nord-est).

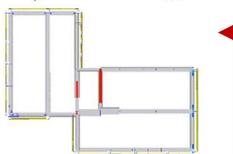
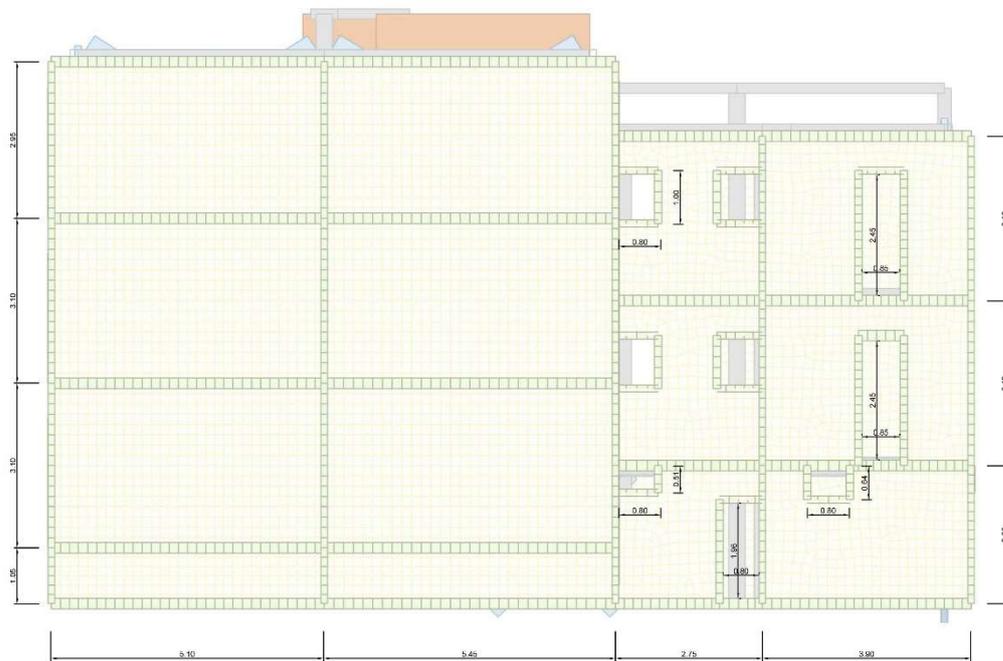
## Geometria dell'esoscheletro



a)

### Elementi:

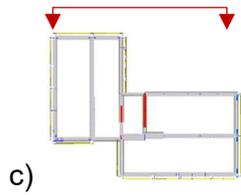
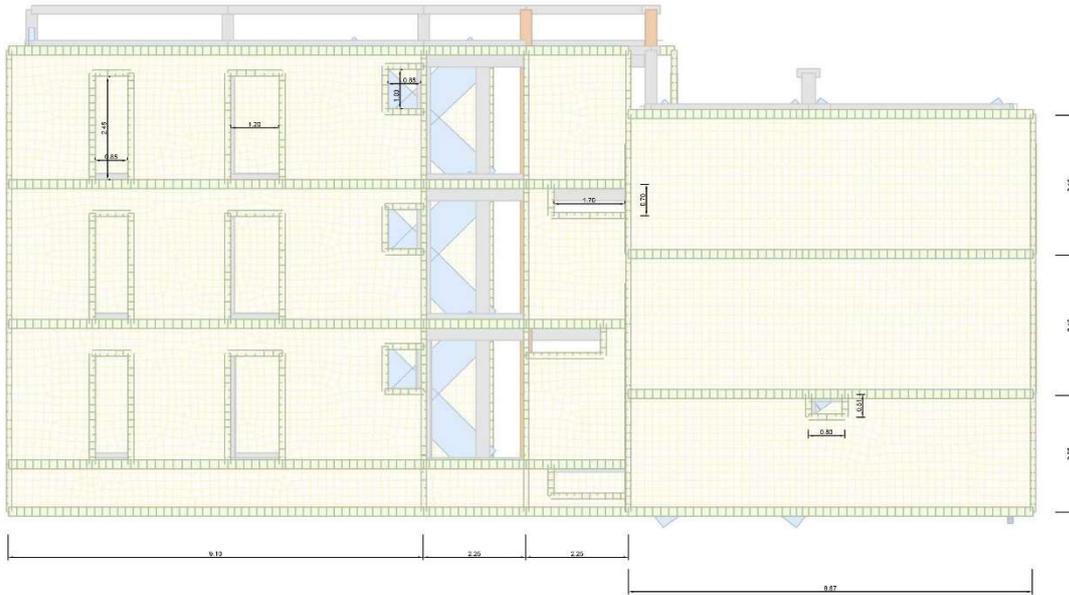
Materiale	Dimensioni
XLAM (s=120mm)	138.60 [m <sup>2</sup> ]
Profili in acciaio	123.55 [m]



b)

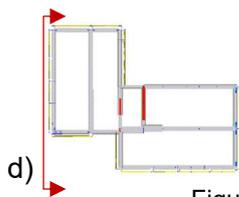
### Elementi:

Materiale	Dimensioni
XLAM (s=120mm)	142.32 [m <sup>2</sup> ]
Profili in acciaio	69.55 [m]



Elementi:

Materiale	Dimensioni
XLAM (s=120mm)	195.18 [m <sup>2</sup> ]
Profili in acciaio	91.25 [m]



Elementi:

Materiali	Dimensioni
XLAM (s=180mm)	118.20 [m <sup>2</sup> ]
Profili in acciaio	64.05 [m]

Figura 34 - Geometria dell'esoscheletro della soluzione 3

Dettagli e connessioni

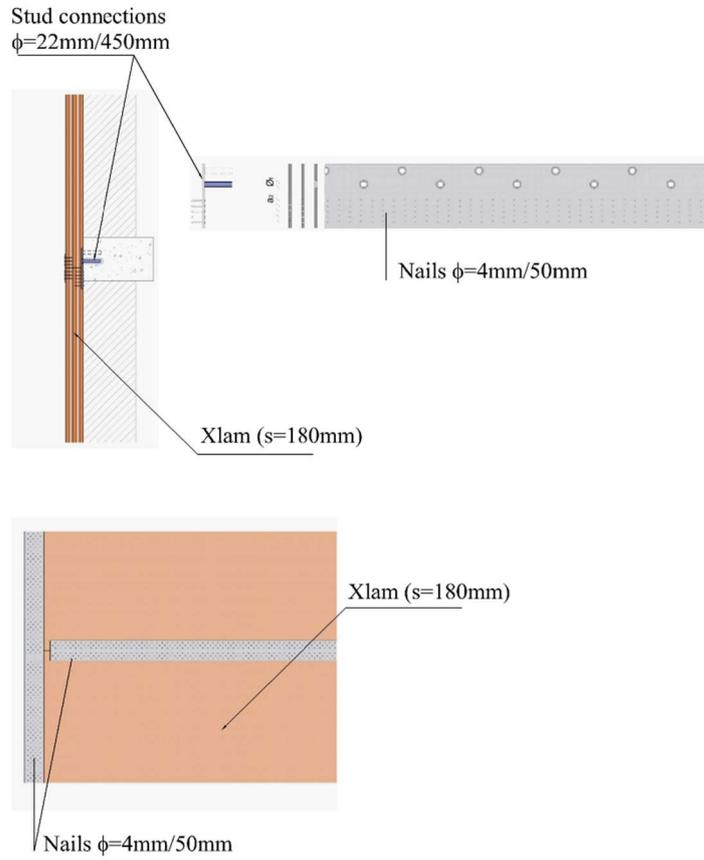


Figura 35 - Sistema di connessioni della Soluzione 3 ( [18]).

## Sistema di fondazioni

Lungo il perimetro dell'edificio esistente viene realizzato un nuovo sistema di fondazione con travi in c.a. (70x100)cm. La nuova fondazione è collegata all'edificio esistente per il trasferimento delle azioni di taglio, mentre le azioni di trazione e compressione trasmesse dalla diagrid vengono trasferite al terreno mediante pali di piccolo diametro infissi in profondità. Vengono inseriti un totale di 16 micropali  $\Phi 150$  L>15m (Capacità  $\pm 243$ kN), la posizione di questi elementi è riportata Figura 36.

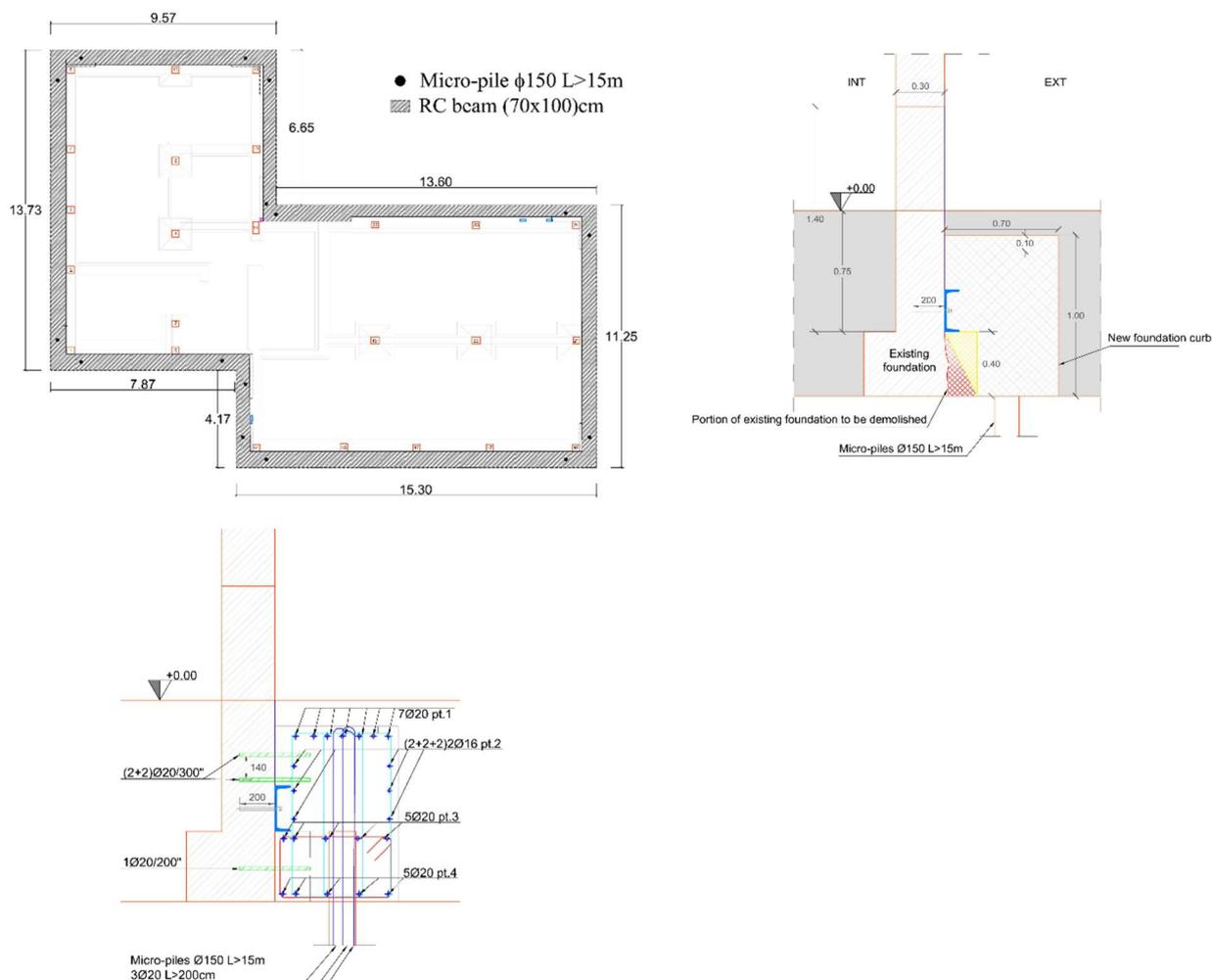


Figura 36 - Sistema di fondazioni della Soluzione 3 (Adattato da Studio Di.Mo.Re., Brescia).

## Descrizione delle misure di efficientamento energetico

Le misure di riqualificazione energetica sono le stesse descritte per la Soluzione 1, con la sola eccezione che lungo le pareti è possibile adottare uno spessore inferiore per i pannelli di isolamento in polistirene (EPS) (spessore 12 cm anziché 18 cm) per ottenere soluzioni iso-prestazionali grazie alle proprietà di isolamento termico offerte dal guscio in XLAM.

### Costi di costruzione

Per la Soluzione 3 il costo totale di realizzazione è pari a € 547.502,35 mentre il costo di realizzazione per il rinforzo strutturale è pari a € 246.043,03, corrispondente al 49% del costo totale.

Di seguito viene riportato il rendiconto delle voci della parte strutturale dell'intervento.

Tabella 13 -Costi di intervento per la parte strutturale (Soluzione 3).

COMPOSIZIONE DEI COSTI DELLE PRINCIPALI CATEGORIE DI INTERVENTO STRUTTURALE					
VOCE DI COSTO	COSTO [€]	% SUL COSTO TOTALE [%]	€/mq in Sup. Lat.	COSTO UNITARIO	QUANTITA'
<b>0 FONDAZIONI</b>	<b>55726,02</b>	<b>22,65</b>	<b>69,83</b>	<b>55,67</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
1 Scavo e riempimento	9830,00		12,32	25	393,2 m3
2 Demolizione fondazioni esistenti	6600,00		8,27	220	30 m3
3 Magrone	329,00		0,41	100	3,29 m3
4 Calcestruzzo	7020,00		8,80	130	54,00 m3
5 Casseforme	2957,04		3,71	18	164,28 m2
6 Acciaio di armatura	6242,02		7,82	1,1	5674,56 kg
7 Carpenteria metallica	3547,96		4,45	4	886,99 kg
8 Micropali	19200,00		24,06	80	240 ml
<b>9 GUSCIO IN LEGNO</b>	<b>126872,90</b>	<b>51,57</b>	<b>158,99</b>	<b>90,75</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
10 XLAM	125126,40		156,80	156,8	798 m2
11 Scrostamento di intonaco	1746,50		2,19	7	249,5 m2
<b>12 CATENE</b>	<b>8145,10</b>	<b>3,31</b>	<b>10,21</b>	<b>5,83</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
13 Carpenteria metallica	6195,10		7,76	5	1239,02 kg
14 Foratura calcestruzzo	1950,00		2,44	65	30 m
<b>15 CONNESSIONI</b>	<b>48658,30</b>	<b>19,78</b>	<b>60,98</b>	<b>34,81</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
16 Spinotti	30634,70		38,39	43	713 units
17 Fascia marcapiano	18023,60		22,59	4	4505,90 kg
<b>18 RINFORZO VANO SCALE</b>	<b>4584,40</b>	<b>1,86</b>	<b>5,74</b>	<b>3,28</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
19 Ponteggi per vano scale	294,5		0,37	294,5	1 units
20 Demolizione	169,40		0,21	220	0,77 m3
21 Ricostruzione della muratura	308,00		0,39	400,00	0,77 m3
22 Malta	58,65		0,07	23,00	2,55 m2
23 Acciaio	3300,32		4,14	4	825,08 kg
24 Pitturazione delle pareti	413,49		0,52	5,5	75,18 m2
25 Scrostamento di intonaco	40,04		0,05	7	5,72 m2
<b>26 ALTRE SPESE</b>	<b>2056,31</b>	<b>0,84</b>	<b>2,58</b>	<b>1,47</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
27 Smaltimento	702,26		0,88	18,98	37 t
28 Riparazioni localizzate o generalizzate	1354,05		1,70	59	22,95 m2
<b>29 TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>246043,03</b>	<b>100</b>		<b>357</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
				<b>104</b>	<b>2376.70 m3</b>
				<b>308</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>

I costi vengono riassunti nella Figura 37.

COSTI	[€]	
1 FONDAZIONI	55726	22,6%
2 GUSCIO LEGNO	126873	51,6%
3 CATENE	8145	3,3%
4 CONNESSIONI	48658	19,8%
5 RINFORZO VANO SCALE	4584	1,9%
6 ALTRO	2056	0,8%
<b>Costo strutture</b>	<b>246043</b>	<b>100%</b>
Costo a m <sup>2</sup> in pianta	356,6	€/m <sup>2</sup>
Costo a m <sup>3</sup>	103,5	€/m <sup>3</sup>
Costo a m <sup>2</sup> in facciata	308,3	€/m <sup>2</sup>

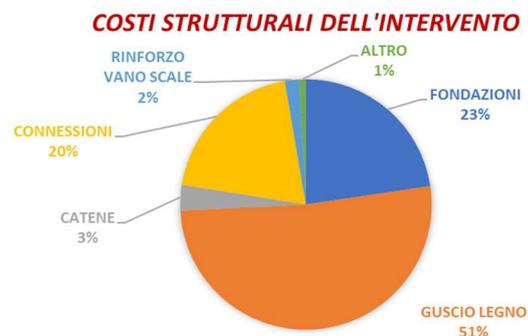


Figura 37 - Costi per la parte strutturale dell'intervento (Soluzione 3).

Per quanto concerne invece l'intero intervento, di seguito viene riportato il computo per macro-aree.

Tabella 14 - Costi di intervento per macroaree (Soluzione 3).

<b>ANALISI DEI COSTI</b>					
<b>TIPO DI STIMA: STIMA A LIVELLO DI PROGETTO PRELIMINARE</b>					
<b>VOCE DI COSTO</b>	<b>COSTO [€]</b>	<b>% SUL COSTO TOTALE [%]</b>	<b>€/mq in Sup. Lat.</b>	<b>COSTO UNITARIO</b>	<b>QUANTITA'</b>
<b>FINITURE FACCIATE</b>	<b>15.399,78 €</b>	<b>2,81</b>	<b>19,30 €</b>	<b>22,32 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Applicazione di isolante fissativo	2.293,50 €	0,42	2,87 €	3,32 €	690 m2 in pianta
Rivestimento a spessore colorato	13.106,28 €	2,39	16,42 €	18,99 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT ENERGETICO</b>	<b>138.174,78 €</b>	<b>25,24</b>	<b>173,15 €</b>	<b>200,25 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema a cappotto	70.362,93 €	12,85	88,17 €	101,98 €	690 m2 in pianta
Nuove finestre	62.811,85 €	11,47	78,71 €	91,03 €	690 m2 in pianta
Nuova caldaia	5.000,00 €	0,91	6,27 €	7,25 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT STRUTTURALE</b>	<b>246.043,03 €</b>	<b>44,94</b>	<b>308,32 €</b>	<b>356,58 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema di fondazione	55.726,02 €	10,18	69,83 €	80,76 €	690 m2 in pianta
Super-struttura	126.872,90 €	23,17	158,99 €	183,87 €	690 m2 in pianta
Connessioni	48.658,30 €	8,89	60,98 €	70,52 €	690 m2 in pianta
Catene	8.145,10 €	1,49	10,21 €	11,80 €	690 m2 in pianta
Rinforzo del vano scale	4.584,40 €	0,84	5,74 €	6,64 €	690 m2 in pianta
Altro	2.056,31 €	0,38	2,58 €	2,98 €	690 m2 in pianta
<b>ONERI PER SICUREZZA</b>	<b>34.949,48 €</b>	<b>6,38</b>	<b>43,80 €</b>	<b>50,65 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
<b>VARIE ED EVENTUALI</b>	<b>13.037,01 €</b>	<b>2,38</b>	<b>16,34 €</b>		
<b>TASSE</b>	<b>44.760,41 €</b>	<b>8,18</b>	<b>56,09 €</b>		
<b>SPESE TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE</b>	<b>43.456,71 €</b>	<b>7,94</b>	<b>54,46 €</b>		
<b>TASSE PER LE SPESE DI PROGETTAZIONE</b>	<b>11.681,16 €</b>	<b>2,13</b>	<b>14,64 €</b>		
<b>TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>547.502,35 €</b>	<b>100</b>		<b>793,48 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
				<b>230,36 €</b>	<b>2376.70 m3</b>
				<b>686,09 €</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>

#### *Durata dell'intervento*

Per quanto riguarda i tempi di costruzione, sono stati stimati 6.5 mesi (GG lavorativi con una squadra tipo) per la realizzazione di tutti gli interventi previsti (energetico e strutturale).

In questa sezione vengono riportate alcune considerazioni qualitative in merito ai possibili costi di Life Cycle della soluzione proposta:

- Fase di costruzione: l'intervento viene effettuato per la maggior parte dall'esterno dell'edificio, con la sola eccezione del retrofit dei diaframmi all'intradosso del pavimento. Le operazioni di costruzione sono organizzate in modo da evitare il trasferimento degli abitanti. Questo aspetto riduce notevolmente i costi di costruzione dell'intervento. Il sistema adotta una tecnica a secco, che può essere facilmente assemblata in cantiere. I macro-elementi prefabbricati sono preassemblati in fabbrica e devono solo essere montati in cantiere, con conseguenti tempi di costruzione ridotti. La sovrastruttura richiede circa 1 mese per essere montata (considerando una squadra di 3 persone, una gru di 18 metri e l'impalcatura). Per questa soluzione è necessaria una manodopera specializzata (circa 30€/ora). Inoltre, lo strato di isolamento termico può essere preinstallato sui pannelli XLAM fuori sede, riducendo ulteriormente i tempi di costruzione. Poiché l'intervento strutturale è accoppiato all'intervento di riqualificazione energetica, con un alto livello di integrazione, si ottimizzano non solo i costi di costruzione condivisi legati alla sicurezza (es. ponteggi) e all'organizzazione del cantiere, ma anche i costi condivisi di materiale, trasporto e manodopera. Anche i costi delle finiture possono essere considerati condivisi.
- Fase operativa: le misure di riqualificazione energetica permettono di ridurre la domanda di energia e i consumi energetici, riducendo i costi operativi.
- Fase di manutenzione: per questa soluzione si considerano i pannelli di legno prefabbricati. In questo caso, l'esoscheletro strutturale in legno è completamente rivestito dallo strato di isolamento termico, quindi si può ritenere che la soluzione non implichi futuri costi di manutenzione aggiuntivi per la riparazione/sostituzione degli elementi strutturali aggiuntivi. Tuttavia, i dettagli delle finiture devono permettere l'ispezionabilità (l'ispezione è raccomandata ogni 5 anni).
- Fase post-sisma: le soluzioni di retrofit sismico sono tutte progettate per minimizzare il danno negli elementi strutturali e non strutturali anche per terremoti di alta intensità. Nella fase post-terremoto, non ci si aspetta alcun danno negli elementi strutturali esistenti e aggiuntivi né negli elementi non strutturali drift-sensitive. Per tali soluzioni rigide, tuttavia, ci si può aspettare qualche danno negli elementi non strutturali sensibili all'accelerazione (mobili, oggetti che potrebbero ribaltarsi e cadere, e impianti idrici, di raffreddamento e di riscaldamento).
- Fase di fine vita: questo intervento strutturale adotta una tecnica a secco in legno, che permette un facile smontaggio del sistema di retrofit strutturale a fine vita dell'edificio (tranne il sistema di fondazione). Essendo gli elementi prefabbricati, il tempo di smontaggio è piuttosto basso. Il livello di riutilizzo degli elementi è basso. Dopo lo smontaggio, i pannelli di legno saranno quindi inviati a un impianto di riciclaggio/downcycling e/o utilizzati per il recupero energetico. Vari scenari per il recupero dei pannelli XLAM sono discussi nella sezione seguente. Le ipotesi per il fine vita dei vari materiali impiegati nella soluzione sono inoltre riportate in **Appendice A2**.

## Analisi dei costi Lyfe Cycle (LCA)

Per le Soluzioni 2, 3, 4 e 5, tra loro iso-performance da un punto di vista sismico, è stata fatta una valutazione degli impatti ambientali in termini di:

- Emissioni di CO<sub>2</sub> equivalenti (GWP - Global Warming Potential) (kgCO<sub>2</sub>eq)
- Consumo di risorse di energia primaria rinnovabile (PERT) (MJ)
- Consumo di risorse di energia primaria non rinnovabile (PENRT) (MJ)
- Consumo di acqua (FW) (m<sup>3</sup>)
- Produzione di rifiuti non pericolosi (NHSD) (kg)

Tali impatti sono stati calcolati considerando come limiti del sistema le fasi di inizio vita, cioè estrazione del materiale, trasporto e produzione degli elementi costruttivi (Moduli A1, A2, A3 del quadro di riferimento della EN15978-2011), fine vita, cioè lavorazione dei rifiuti e discarica (Moduli C3 e C4 del quadro di riferimento della EN15978-2011) e possibili benefit oltre alla vita dell'edificio, nel caso in cui tali elementi fossero riutilizzati, recuperati o riciclati (Modulo D del quadro di riferimento della EN15978-2011) (Figura 32).

Per il calcolo degli impatti è stata condotta un'analisi LCA basata su Etichette Ambientali di Prodotto (in inglese, EPD- Environmental Product Declaration) secondo la metodologia descritta per la Soluzione 2 [5].

### Calcolo degli impatti per la Soluzione 3

Come limiti del sistema viene scelta la sola soluzione strutturale, senza considerare gli impatti connessi alla struttura esistente, all'intervento energetico e alle finiture architettoniche. Le sole fasi di inizio e fine vita, ed in particolare i Moduli A1-3, C3-4, D sono considerati nell'analisi, poiché quelli attualmente più facilmente reperibili dalle EPD.

Con riferimento alla Soluzione 3, presentata nel dettaglio nei paragrafi precedenti, vengono riportate in Tabella 15 i materiali e le quantità di riferimento e le EPD selezionate per il calcolo.

Tabella 15 - Materiali, quantità ed EPD considerate (Soluzione 3).

Categoria elementi	Materiali	unità	quantità	EPD
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	m <sup>3</sup>	64.83	UNICAL + BETON
	Casseforme	m <sup>3</sup>	2.50	PANGUANETA
	Barre armatura	ton	5.67	ALFA ACCIAI
	Profili acciaio	ton	0.89	BELTRAME + ARCELOR
	Micropali ghisa	m	240.00	TIROLER
Sovrastruttura	XLAM	ton	95.76	STORA ENSO
Catene e cerchiature	Profili acciaio	ton	8.86	BELTRAME + ARCELOR
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	ton	0.57	BELTRAME + ARCELOR
	Profili acciaio (marcapiano)	ton	4.51	BELTRAME + ARCELOR

Come precedentemente anticipato, i soli impatti GWP, PERT, PENRT, FW, NHWD sono stati considerati nell'analisi, poiché ritenuti quelli di più immediata comprensione e facile comunicazione per tutti gli attori coinvolti nel processo di riqualificazione. In Tabella 16, Tabella 17 e Tabella 18 vengono riportati gli impatti della soluzione considerata in fase di produzione (Moduli A1-3), fine vita (Moduli C3-4 D) e totali (Moduli A1-3 C3-4 D), rispettivamente.

In questi calcoli sono state considerate condizioni di fine vita differenti per ogni materiale, in accordo con le EPD considerate. Tali ipotesi e i riferimenti alle EPD utilizzate sono riportate in **Appendice A2**.

In questa soluzione, per il guscio in legno era possibile effettuare diversi scenari di fine vita dal momento che l'EPD considerata non riportava dati riferiti ad uno scenario fisso, ma riferiti a 4 diversi scenari: 100% riutilizzo, 100% riciclo, 100% recupero energetico e 100% discarica. In questo modo, molteplici combinazioni potevano essere considerate per valutare diversi scenari di fine vita. Nel presente studio sono stati considerati 4 scenari differenti:

- Scenario 1: 0% riutilizzo, 55% riciclo, 44% recupero energetico, 1% discarica
- Scenario 2: 90% riutilizzo, 0% riciclo, 10% recupero energetico, 0% discarica
- Scenario 3: 52.5% riutilizzo, 0% riciclo, 17.5% recupero energetico, 30% discarica
- Scenario 4: 0% riutilizzo, 0% riciclo, 0% recupero energetico, 100% discarica

I risultati di tutti gli scenari sono riportati in Figura 38.



Figura 38 - Analisi di diversi scenari di fine vita per i pannelli XLAM della sovrastruttura.

In Tabella 35, Tabella 36 e Tabella 37 per la comparazione finale (pg. 75) è stato considerato alla voce XLAM lo Scenario 1, che è lo scenario più utilizzato attualmente e che comporta le prestazioni maggiori in termini di PENRT (poiché l'energia recuperata limita l'utilizzo di ulteriore energia non

rinnovabile). Per tutti gli altri indicatori lo scenario migliore sarebbe il secondo, in cui si ha il riutilizzo di nuovo materiale. Lo Scenario 4 ha invece le prestazioni peggiori sotto ogni punto di vista.

Tabella 16 - Impatti nella fase di produzione (Moduli A1-3) (Soluzione 3).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	6.49E+04	4.73E+03	7.59E+05	2.36E+02	5.79E+02
	Casseforme	1.24E+03	6.04E+04	8.89E+03	4.42E+01	5.19E+02
	Barre armatura	4.37E+03	3.20E+03	7.26E+04	3.76E+02	9.14E+02
	Profili acciaio	6.46E+02	3.41E+02	1.11E+04	3.67E+00	7.99E+01
	Micropali	5.35E+03	5.30E+03	6.98E+04	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	XLAM	-6.77E+04	8.23E+05	8.69E+04	2.41E+01	1.16E+02
Catene e cerchiature	Profili acciaio	6.45E+03	3.40E+03	1.11E+05	3.67E+01	7.98E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	4.12E+02	2.18E+02	7.11E+03	2.34E+00	5.10E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	3.28E+03	1.73E+03	5.66E+04	1.87E+01	4.06E+02
<b>TOTALE</b>		<b>1.89E+04</b>	<b>9.02E+05</b>	<b>1.18E+06</b>	<b>7.42E+02</b>	<b>3.46E+03</b>

Tabella 17 - Impatti a fine vita (Moduli C3-4-D) (Soluzione 3).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	-6.27E+03	-6.80E+02	-6.56E+04	-2.16E+01	3.44E+04
	Casseforme	-1.64E+01	-2.77E+01	-1.06E+02	1.05E+02	-1.93E+01
	Barre armatura	-6.36E+03	-4.70E+03	-7.58E+04	-1.18E+01	0.00E+00
	Profili acciaio	-7.36E+01	-3.41E+01	-1.24E+03	-3.86E-01	1.38E+02
	Micropali	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	XLAM	1.63E+04	-1.26E+06	-3.18E+05	0.00E+00	4.50E+02
Catene e cerchiature	Profili acciaio	-7.35E+02	-3.41E+02	-1.24E+04	-3.86E+00	1.38E+03
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	-4.70E+01	-2.18E+01	-7.93E+02	-2.47E-01	8.79E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	-3.74E+02	-1.73E+02	-6.31E+03	-1.96E+00	6.99E+02
<b>TOTALE</b>		<b>2.43E+03</b>	<b>-1.27E+06</b>	<b>-4.80E+05</b>	<b>6.51E+01</b>	<b>3.71E+04</b>

Tabella 18 - Impatti totali (Moduli A1-3, C3-4, D) (Soluzione 3).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	5.86E+04	4.05E+03	6.93E+05	2.15E+02	3.50E+04
	Casseforme	1.23E+03	6.04E+04	8.78E+03	1.49E+02	5.00E+02
	Barre armatura	-1.99E+03	-1.51E+03	-3.16E+03	3.65E+02	9.14E+02
	Profili acciaio	5.72E+02	3.07E+02	9.90E+03	3.29E+00	2.18E+02
	Micropali	5.35E+03	5.30E+03	6.98E+04	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	XLAM	-5.14E+04	-4.38E+05	-2.31E+05	2.41E+01	5.67E+02
Catene e cerchiature	Profili acciaio	5.72E+03	3.06E+03	9.89E+04	3.28E+01	2.17E+03
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	3.65E+02	1.96E+02	6.32E+03	2.10E+00	1.39E+02
	Profili acciaio (marcapiano)	2.91E+03	1.56E+03	5.03E+04	1.67E+01	1.11E+03
<b>TOTALE</b>		<b>2.14E+04</b>	<b>-3.65E+05</b>	<b>7.03E+05</b>	<b>8.07E+02</b>	<b>4.06E+04</b>

## SOLUZIONE 4

### *Descrizione della soluzione strutturale*

La quarta soluzione di retrofit consiste in:

- setti sismo resistenti in calcestruzzo armato realizzati all'esterno dell'edificio esistente (Figura 39).
- ad ogni piano viene introdotta una fascia marcapiano in acciaio collegata alle travi perimetrali dell'impalcato; vengono inseriti nuovi tiranti all'intradosso del tetto e del solaio per migliorare la capacità dei diaframmi di piano.
- un nuovo sistema di fondazione alla base delle pareti mediante travi in c.a. (70x100x400)cm e collegate all'edificio esistente con spinotti  $\Phi 20/20$ cm. Alla base della fondazione vengono inseriti un totale di 90 micropali ( $\Phi 150$ ,  $L > 15$ m, portata  $\pm 243$ kN).

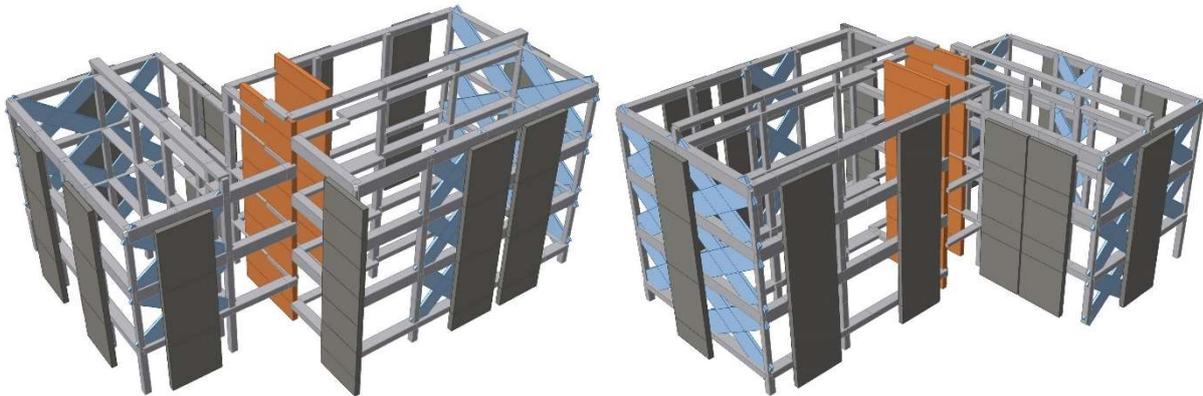
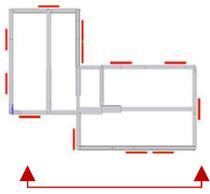
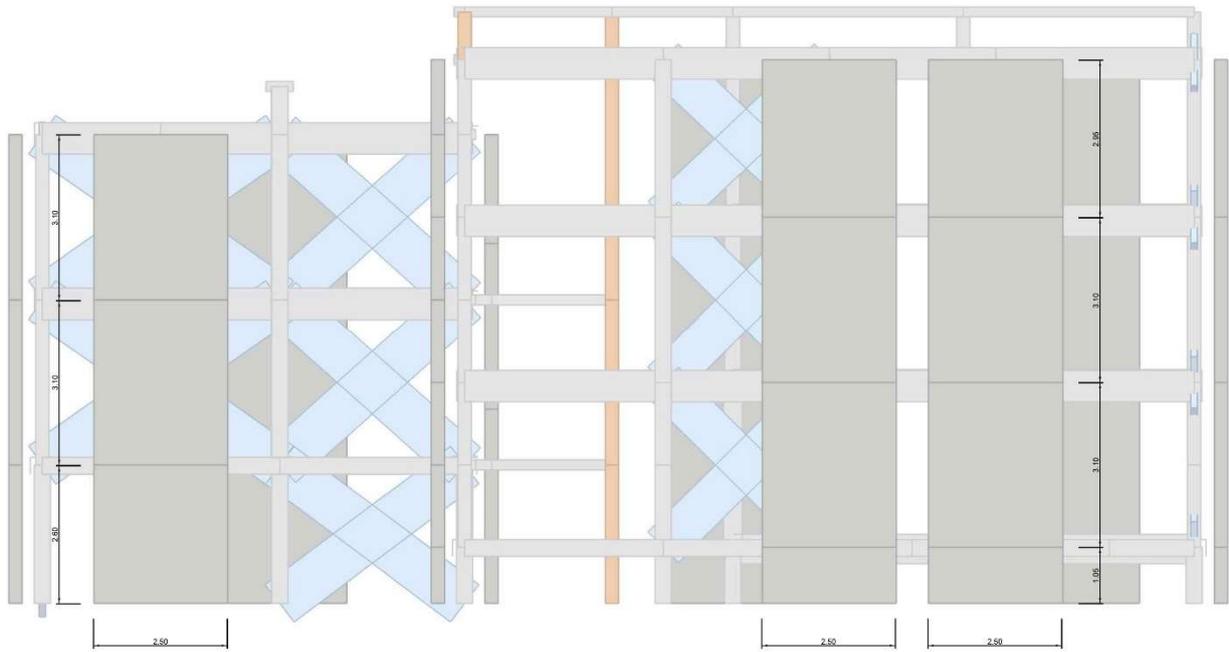


Figura 39 - Modello ad elementi finiti della Soluzione 4 (vista sud-ovest; vista nord-est).

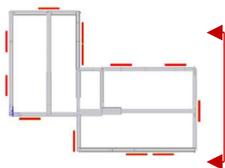
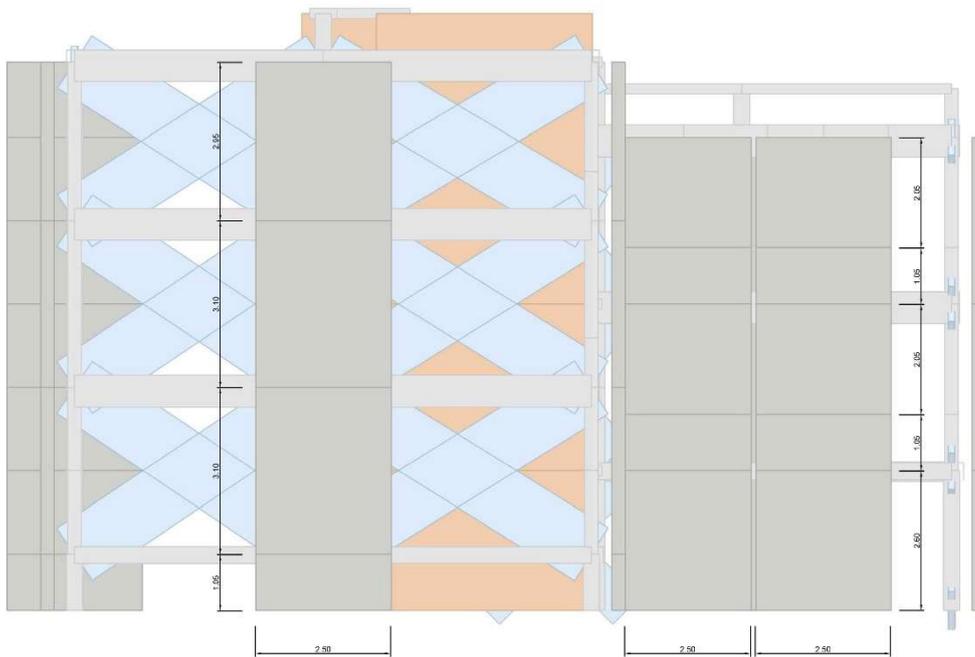
Geometria dell'esoscheletro



a)

Elementi:

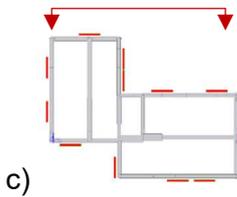
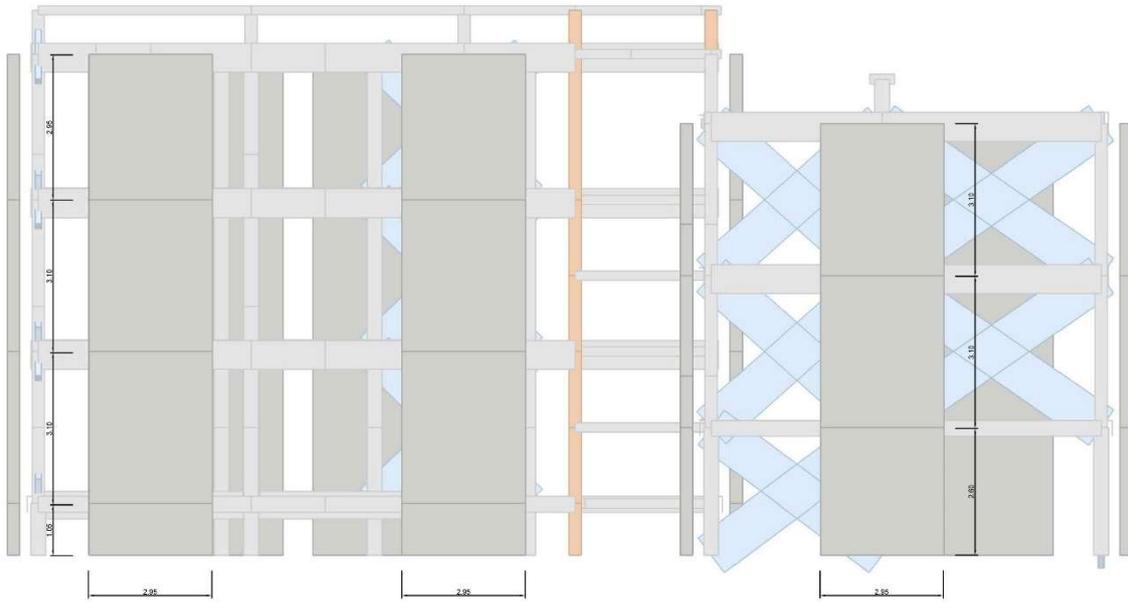
Materiale	Dimensioni
Calcestruzzo armato C20/25	18.25 [m3]



b)

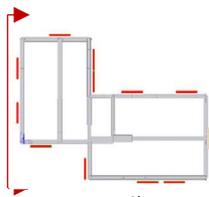
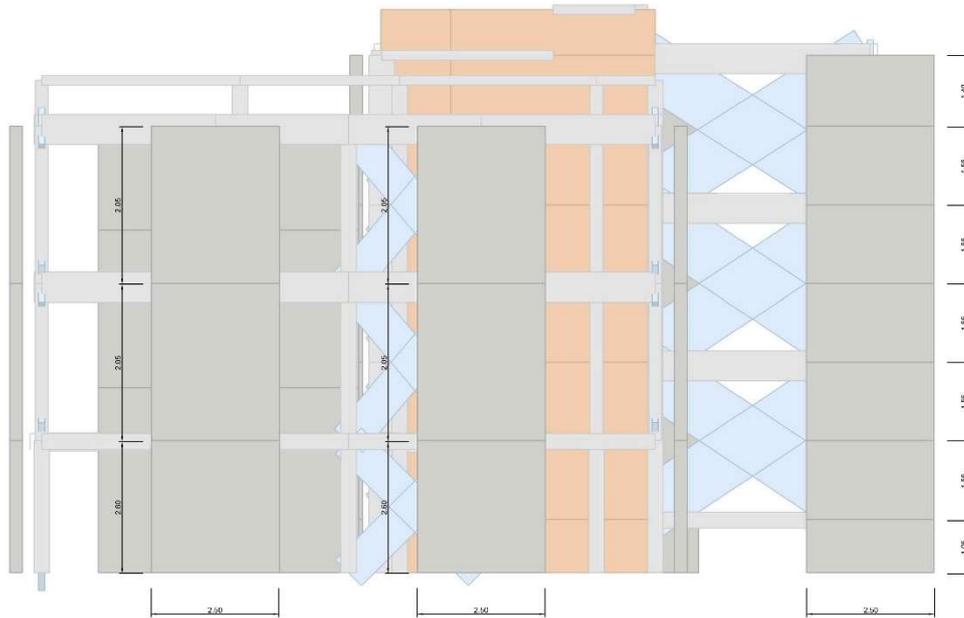
Elementi:

Materiale	Dimensioni
Calcestruzzo armato C20/25	17.37 [m3]



Elementi:

Materiale	Dimensioni
Calcestruzzo armato C20/25	18.25 [m3]



d)

Elementi:

Materiale	Dimensioni
Calcestruzzo armato C20/25	17.37 [m3]

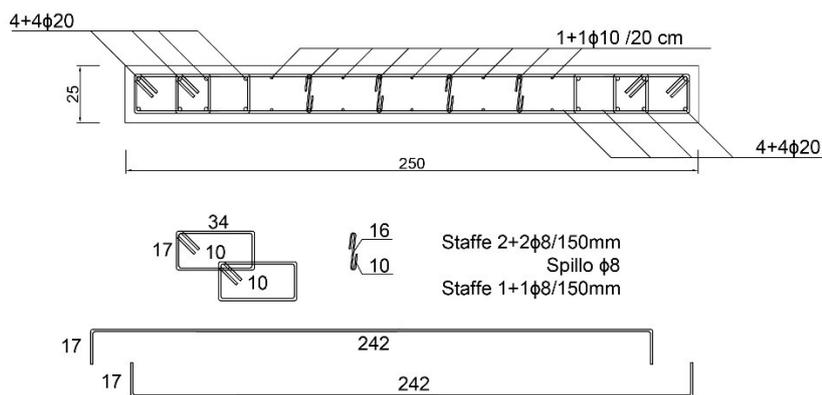


Figura 40 - Geometria delle pareti in ca e armatura della sezione tipo per la Soluzione 4

### Sistema di fondazione

Lungo il perimetro dell'edificio esistente viene realizzato un nuovo sistema di fondazione con travi in c.a. (70x100x400)cm. La nuova fondazione è collegata all'edificio esistente per il trasferimento delle azioni di taglio, mentre le azioni di trazione e compressione trasmesse dalla diagrid vengono trasferite al terreno mediante pali di piccolo diametro infissi in profondità.

Un totale di 90 micropali  $\Phi 150$  L>15m (Capacità  $\pm 243$ kN) vengono inseriti alla base delle pareti di taglio in ca più sollecitate; la posizione di questi elementi è riportata in Figura 41.

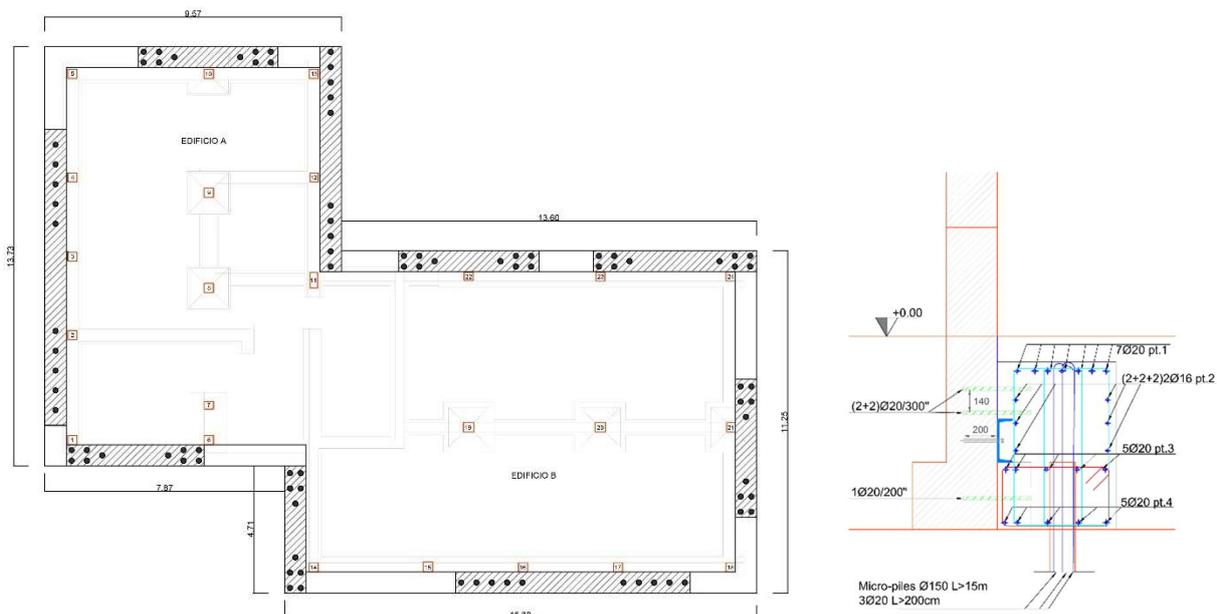


Figura 41 - Sistema di fondazione della Soluzione 4.

### Descrizione delle misure di efficientamento energetico

Le misure di retrofit energetico sono le stesse descritte per la Soluzione 1.

### Costi di costruzione

Per la Soluzione 4 il costo totale di realizzazione è pari a € 544.958,67 mentre il costo di realizzazione per il rinforzo strutturale è pari a € 244.024,04, corrispondente al 45% del costo totale.

Di seguito viene riportato il rendiconto delle voci della parte strutturale dell'intervento.

Tabella 19 -Costi di intervento per la parte strutturale (Soluzione 4).

COMPOSIZIONE DEI COSTI DELLE PRINCIPALI CATEGORIE DI INTERVENTO STRUTTURALE						
VOCE DI COSTO	COSTO [€]	% SUL COSTO TOTALE [%]	€/mq in Sup. Lat.	COSTO UNITARIO	QUANTITA'	
<b>FONDAZIONI</b>	<b>154315,99</b>	<b>63,24</b>	<b>193,38</b>	<b>110,38</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
1 Scavo e riempimento	9830,00		12,32	25	393,2	m3
2 Demolizione fondazioni esistenti	6600,00		8,27	220	30	m3
3 Magrone	329,00		0,41	100	3,29	m3
4 Calcestruzzo	7020,00		8,80	130	54,00	m3
5 Casseforme	2957,04		3,71	18	164,28	m2
6 Acciaio di armatura	12484,03		15,64	1,1	11349,12	kg
7 Carpenteria metallica	7095,92		8,89	4	1773,98	kg
8 Micropali	108000,00		135,34	80	1350	ml
<b>SETTI A TAGLIO IN CA</b>	<b>26263,93</b>	<b>10,76</b>	<b>32,91</b>	<b>18,79</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
10 Calcestruzzo	9213,75		11,55	130	70,88	m3
11 Casseforme	6123,60		7,67	18	340,2	m2
12 Acciaio di armatura	9180,08		11,50	1,1	8345,53	kg
13 Scrostamento di intonaco	1746,50		2,19	7	249,5	m2
<b>CATENE</b>	<b>8145,10</b>	<b>3,34</b>	<b>10,21</b>	<b>5,83</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
14 Carpenteria metallica	6195,10		7,76	5	1239,02	kg
15 Foratura calcestruzzo	1950,00		2,44	65	30	m
<b>CONNESSIONI</b>	<b>48658,30</b>	<b>19,94</b>	<b>60,98</b>	<b>34,81</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
17 Spinotti	30634,699		38,39	42,945840	713,3333	units
18 Fascia marcapiano	18023,60		22,59	4	4505,90	kg
19 Foratura calcestruzzo d>20 mm	0,00		0,00	65	0	m
20 Ancoraggi chimici	0,00		0,00	8	0	units
21 Ancoraggi chimici 2	0,00		0,00	13	0	units
<b>RINFORZO VANO SCALE</b>	<b>4584,40</b>	<b>1,88</b>	<b>5,74</b>	<b>3,28</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
20 Ponteggi per vano scale	294,5		0,37	294,5	1	
21 Demolizione	169,40		0,21	220	0,77	m3
22 Ricostruzione della muratura	308,00		0,39	400,00	0,77	m3
23 Malta	58,65		0,07	23,00	2,55	m2
24 Acciaio	3300,32		4,14	4	825,08	kg
25 Pitturazione delle pareti	413,49		0,52	5,5	75,18	m2
26 Scrostamento di intonaco	40,04		0,05	7	5,72	m2
<b>ALTRE SPESE</b>	<b>2056,31</b>	<b>0,84</b>	<b>2,58</b>	<b>1,47</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
28 Smaltimento	702,26		0,88	18,98	37	t
29 Riparazioni localizzate o generalizzate	1354,05		1,70	59	22,95	m2
<b>TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>244024,04</b>	<b>100</b>		<b>354</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
				<b>103</b>	<b>2376.70 m3</b>	
				<b>306</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>	

I costi vengono riassunti nella Figura 42.

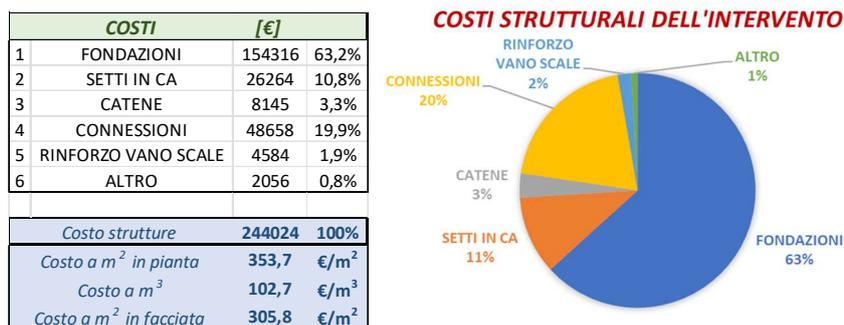


Figura 42 - Costi per la parte strutturale dell'intervento (Soluzione 4).

Per quanto concerne invece l'intero intervento, di seguito viene riportato il computo per macro-aree.

Tabella 20 - Costi di intervento per macroaree (Soluzione 4).

<b>ANALISI DEI COSTI</b>					
<b>TIPO DI STIMA: STIMA A LIVELLO DI PROGETTO PRELIMINARE</b>					
<b>VOCE DI COSTO</b>	<b>COSTO [€]</b>	<b>% SUL COSTO TOTALE [%]</b>	<b>€/mq in Sup. Lat.</b>	<b>COSTO UNITARIO</b>	<b>QUANTITA'</b>
<b>FINITURE FACCIATE</b>	<b>15.399,78 €</b>	<b>2,83</b>	<b>19,30 €</b>	<b>22,32 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Applicazione di isolante fissativo	2.293,50 €	0,42	2,87 €	3,32 €	690 m2 in pianta
Rivestimento a spessore colorato	13.106,28 €	2,41	16,42 €	18,99 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT ENERGETICO</b>	<b>138.174,78 €</b>	<b>25,36</b>	<b>173,15 €</b>	<b>200,25 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema a cappotto	70.362,93 €	12,91	88,17 €	101,98 €	690 m2 in pianta
Nuove finestre	62.811,85 €	11,53	78,71 €	91,03 €	690 m2 in pianta
Nuova caldaia	5.000,00 €	0,92	6,27 €	7,25 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT STRUTTURALE</b>	<b>244.024,04 €</b>	<b>44,78</b>	<b>305,79 €</b>	<b>353,66 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema di fondazione	154.315,99 €	28,32	193,38 €	223,65 €	690 m2 in pianta
Super-struttura	26.263,93 €	4,82	32,91 €	38,06 €	690 m2 in pianta
Conessioni	48.658,30 €	8,93	60,98 €	70,52 €	690 m2 in pianta
Catene	8.145,10 €	1,49	10,21 €	11,80 €	690 m2 in pianta
Rinforzo del vano scale	4.584,40 €	0,84	5,74 €	6,64 €	690 m2 in pianta
Altro	2.056,31 €	0,38	2,58 €	2,98 €	690 m2 in pianta
<b>ONERI PER SICUREZZA</b>	<b>34.949,48 €</b>	<b>6,41</b>	<b>43,80 €</b>	<b>50,65 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
<b>VARIE ED EVENTUALI</b>	<b>12.976,44 €</b>	<b>2,38</b>	<b>16,26 €</b>		
<b>TASSE</b>	<b>44.552,45 €</b>	<b>8,18</b>	<b>55,83 €</b>		
<b>SPESE TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE</b>	<b>43.254,81 €</b>	<b>7,94</b>	<b>54,20 €</b>		
<b>TASSE PER LE SPESE DI PROGETTAZIONE</b>	<b>11.626,89 €</b>	<b>2,13</b>	<b>14,57 €</b>		
<b>TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>544.958,67 €</b>	<b>100</b>		<b>789,80 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
				<b>229,29 €</b>	<b>2376.70 m3</b>
				<b>682,91 €</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>

*Durata dell'intervento*

Per quanto riguarda i tempi di costruzione, sono stati stimati 6.5 mesi (GG lavorativi con una squadra tipo) per la realizzazione di tutti gli interventi previsti (energetico e strutturale).

## *Analisi preliminare dei costi sul ciclo di vita – Life Cycle Costs (LCC)*

In questa sezione vengono riportate alcune considerazioni qualitative in merito ai possibili costi di Life Cycle della soluzione proposta:

- Fase di costruzione: l'intervento viene effettuato per la maggior parte dall'esterno dell'edificio, con la sola eccezione del retrofit dei diaframmi all'intradosso del pavimento. Le operazioni di costruzione sono organizzate in modo da evitare il trasferimento degli abitanti. Questo aspetto riduce notevolmente i costi di costruzione dell'intervento. Il sistema non adotta una tecnica a secco, ma una soluzione di getto in opera, che richiede un tempo maggiore per la costruzione e condizioni climatiche favorevoli. Ogni parete richiede circa 3/4 giorni per essere gettata (considerando una squadra di 4 persone, una gru di 15/20 metri e l'impalcatura). Per questa soluzione è necessaria manodopera specializzata (circa 30€/ora). Essendo l'intervento strutturale accoppiato all'intervento di riqualificazione energetica, si ottimizzano i costi di costruzione condivisi legati alla sicurezza (es. ponteggi) e all'organizzazione del cantiere. Anche i costi delle finiture possono essere considerati condivisi.
- Fase di esercizio: gli interventi di riqualificazione energetica permettono di ridurre la domanda e i consumi energetici, riducendo i costi di esercizio.
- Fase di manutenzione: per questa soluzione, sono considerati elementi in calcestruzzo gettato in opera. Tuttavia, poiché essi sono completamente rivestiti dallo strato di isolamento termico, si può ritenere che la soluzione non implichi futuri costi di manutenzione aggiuntivi per la riparazione/sostituzione degli elementi strutturali aggiuntivi.
- Fase post-sisma: le soluzioni di retrofit sismico sono tutte progettate per minimizzare il danno negli elementi strutturali e non strutturali anche per terremoti di alta intensità. Nella fase post-terremoto, non ci si aspetta alcun danno negli elementi strutturali esistenti e aggiuntivi né negli elementi non strutturali drift-sensitive. Per tali soluzioni rigide, tuttavia, ci si può aspettare qualche danno negli elementi non strutturali sensibili all'accelerazione (mobili, oggetti che potrebbero ribaltarsi e cadere, e sistemi di acqua, raffreddamento e riscaldamento).
- Fase di fine vita: questo intervento strutturale adotta elementi in cemento armato gettato in opera, che non possono essere smontati a fine vita dell'edificio. Questo intervento strutturale sarà quindi demolito e smaltito, con i materiali inviati in parte ad impianti di riciclaggio/downcycling e in parte mandati in discarica. Le ipotesi per il fine vita dei vari materiali impiegati nella soluzione sono inoltre riportate in **Appendice A2**.

## Analisi dei costi Lyfe Cycle (LCA)

Per le Soluzioni 2, 3, 4 e 5, tra loro isoperformance da un punto di vista sismico, è stata fatta una valutazione degli impatti ambientali in termini di:

- Emissioni di CO<sub>2</sub> equivalenti (GWP - Global Warming Potential) (kgCO<sub>2</sub>eq)
- Consumo di risorse di energia primaria rinnovabile (PERT) (MJ)
- Consumo di risorse di energia primaria non rinnovabile (PENRT) (MJ)
- Consumo di acqua (FW) (m<sup>3</sup>)
- Produzione di rifiuti non pericolosi (NHSD) (kg)

Tali impatti sono stati calcolati considerando come limiti del sistema le fasi di inizio vita, cioè estrazione del materiale, trasporto e produzione degli elementi costruttivi (Moduli A1, A2, A3 del quadro di riferimento della EN15978-2011), fine vita, cioè lavorazione dei rifiuti e discarica (Moduli C3 e C4 del quadro di riferimento della EN15978-2011) e possibili benefit oltre alla vita dell'edificio, nel caso in cui tali elementi fossero riutilizzati, recuperati o riciclati (Modulo D del quadro di riferimento della EN15978-2011) (Figura 32).

Per il calcolo degli impatti è stata condotta un'analisi LCA basata su Etichette Ambientali di Prodotto (in inglese, EPD- Environmental Product Declaration) secondo la metodologia descritta per la Soluzione 2 [5].

### Calcolo degli impatti per la Soluzione 4

Come limiti del sistema viene scelta la sola soluzione strutturale, senza considerare gli impatti connessi alla struttura esistente, all'intervento energetico e alle finiture architettoniche. Le sole fasi di inizio e fine vita, ed in particolare i Moduli A1-3, C3-4, D sono considerati nell'analisi, poiché quelli attualmente più facilmente reperibili dalle EPD.

Con riferimento alla Soluzione 4, presentata nel dettaglio nei paragrafi precedenti, vengono riportate in Tabella 21 i materiali e le quantità di riferimento e le EPD selezionate per il calcolo.

Tabella 21 - Materiali, quantità ed EPD considerate (Soluzione 4).

Categoria elementi	Materiali	unità	quantità	EPD
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	m <sup>3</sup>	99.70	UNICAL + BETON
	Casseforme	m <sup>3</sup>	2.50	PANGUANETA
	Barre armatura	ton	11.35	ALFA ACCIAI
	Profili acciaio	ton	1.77	BELTRAME + ARCELOR
	Micropali ghisa	m	1350.00	TIROLER
Sovrastruttura	Calcestruzzo C25/30	m <sup>3</sup>	70.88	UNICAL + BETON
	Casseforme	m <sup>3</sup>	5.17	PANGUANETA
	Barre armatura	ton	8.35	ALFA ACCIAI
Catene	Profili acciaio (catene)	ton	1.24	BELTRAME + ARCELOR
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	ton	0.35	BELTRAME + ARCELOR
	Profili acciaio (marcapiano)	ton	4.51	BELTRAME + ARCELOR

Come precedentemente anticipato, i soli impatti GWP, PERT, PENRT, FW, NHWD sono stati considerati nell'analisi, poiché ritenuti quelli di più immediata comprensione e facile comunicazione per tutti gli attori coinvolti nel processo di riqualificazione. In Tabella 22, Tabella 23 e Tabella 24 vengono riportati gli impatti della soluzione considerata in fase di produzione (Moduli A1-3), fine vita (Moduli C3-4 D) e totali (Moduli A1-3 C3-4 D), rispettivamente.

In questi calcoli sono state considerate condizioni di fine vita differenti per ogni materiale, in accordo con le EPD considerate. Tali ipotesi e i riferimenti alle EPD utilizzate sono riportate in **Appendice A2**.

Tabella 22 - Impatti nella fase di produzione (Moduli A1-3) (Soluzione 4).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	9.98E+04	7.28E+03	1.17E+06	3.63E+02	8.91E+02
	Casseforme	1.24E+03	6.04E+04	8.89E+03	4.42E+01	5.19E+02
	Barre armatura	8.75E+03	6.39E+03	1.45E+05	7.53E+02	1.83E+03
	Profili acciaio	1.29E+03	6.82E+02	2.23E+04	7.35E+00	1.60E+02
	Micropali ghisa	3.01E+04	2.98E+04	3.93E+05	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Calcestruzzo C25/30	7.10E+04	5.17E+03	8.30E+05	2.58E+02	8.91E+02
	Casseforme	2.58E+03	1.25E+05	1.84E+04	9.15E+01	1.08E+03
	Barre armatura	6.43E+03	4.70E+03	1.07E+05	5.54E+02	1.34E+03
Catene	Profili acciaio (catene)	9.02E+02	4.76E+02	1.56E+04	5.13E+00	1.12E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	2.51E+02	1.33E+02	4.34E+03	1.43E+00	3.11E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	3.28E+03	1.73E+03	5.66E+04	1.87E+01	4.06E+02
<b>TOTALE</b>		<b>2.26E+05</b>	<b>2.42E+05</b>	<b>2.77E+06</b>	<b>2.10E+03</b>	<b>7.26E+03</b>

Tabella 23 - Impatti a fine vita (Moduli C3-4-D) (Soluzione 4).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	-6.27E+03	-6.80E+02	-6.56E+04	-2.16E+01	3.44E+04
	Casseforme	-1.64E+01	-2.77E+01	-1.06E+02	1.05E+02	-1.93E+01
	Barre armatura	-1.27E+04	-9.41E+03	-1.52E+05	-2.36E+01	0.00E+00
	Profili acciaio	-1.47E+02	-6.82E+01	-2.48E+03	-7.73E-01	2.75E+02
	Micropali ghisa	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Calcestruzzo C25/30	-7.76E+03	-8.41E+02	-8.11E+04	-2.68E+01	4.25E+04
	Casseforme	-3.40E+01	-5.74E+01	-2.20E+02	2.17E+02	-3.99E+01
	Barre armatura	-9.35E+03	-6.92E+03	-1.11E+05	-1.73E+01	0.00E+00
Catene	Profili acciaio (catene)	-1.03E+02	-4.76E+01	-1.73E+03	-5.40E-01	1.92E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	-2.86E+01	-1.33E+01	-4.83E+02	-1.50E-01	5.36E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	-3.74E+02	-1.73E+02	-6.31E+03	-1.96E+00	6.99E+02
<b>TOTALE</b>		<b>-3.68E+04</b>	<b>-1.82E+04</b>	<b>-4.21E+05</b>	<b>2.29E+02</b>	<b>7.81E+04</b>

Tabella 24 - Impatti totali (Moduli A1-3, C3-4, D) (Soluzione 4).

<b>Categoria elementi</b>	<b>Materiali</b>	<b>GWP (kgCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>PERT (MJ)</b>	<b>PENRT (MJ)</b>	<b>FW (m<sup>3</sup>)</b>	<b>NHWD (kg)</b>
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	9.35E+04	6.60E+03	1.10E+06	3.42E+02	3.53E+04
	Casseforme	1.23E+03	6.04E+04	8.78E+03	1.49E+02	5.00E+02
	Barre armatura	-3.98E+03	-3.01E+03	-6.33E+03	7.29E+02	1.83E+03
	Profili acciaio	1.14E+03	6.13E+02	1.98E+04	6.57E+00	4.35E+02
	Micropali ghisa	3.01E+04	2.98E+04	3.93E+05	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Calcestruzzo C25/30	6.32E+04	4.33E+03	7.49E+05	2.32E+02	4.34E+04
	Casseforme	2.54E+03	1.25E+05	1.82E+04	3.09E+02	1.04E+03
	Barre armatura	-2.92E+03	-2.22E+03	-4.65E+03	5.36E+02	1.34E+03
Catene	Profili acciaio (catene)	7.99E+02	4.28E+02	1.38E+04	4.59E+00	3.04E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	2.23E+02	1.19E+02	3.85E+03	1.28E+00	8.47E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	2.91E+03	1.56E+03	5.03E+04	1.67E+01	1.11E+03
<b>TOTALE</b>		<b>1.89E+05</b>	<b>2.24E+05</b>	<b>2.35E+06</b>	<b>2.33E+03</b>	<b>8.53E+04</b>

## SOLUZIONE 5

### *Descrizione della soluzione strutturale*

La quinta soluzione di retrofit consiste in:

- pareti sismo-resistenti reticolari in profili HE, assemblate all'esterno dell'edificio esistente.
- ad ogni piano viene introdotta una fascia marcapiano in acciaio collegata alle travi perimetrali dell'impalcato; vengono inseriti nuovi tiranti all'intradosso del tetto e del solaio per migliorare la capacità del diaframma di solaio. Per le fasce marcapiano, ove non sono presenti gli elementi orizzontali delle pareti controventate in acciaio (UPN260), sono realizzate mediante piastre in acciaio (250x15) mm, e sono collegate alla struttura esistente con spinotti  $\Phi 20/250 \div 350$  mm.
- un nuovo sistema di fondazione alla base delle pareti in c.a.; le nuove fondazioni sono collegate all'edificio esistente mediante spinotti  $\Phi 20/20$  cm. Alla base della fondazione vengono inseriti un totale di 90 micropali ( $\Phi 150$ ,  $L > 15$  m, portata  $\pm 243$  kN).
- gli elementi dell'esoscheletro sono realizzati con profili HE in acciaio S235 e barre S355 verniciati contro la corrosione, considerando una categoria di corrosione C3 (ISO 12944) e con una durata prevista da 5 a 15 anni.

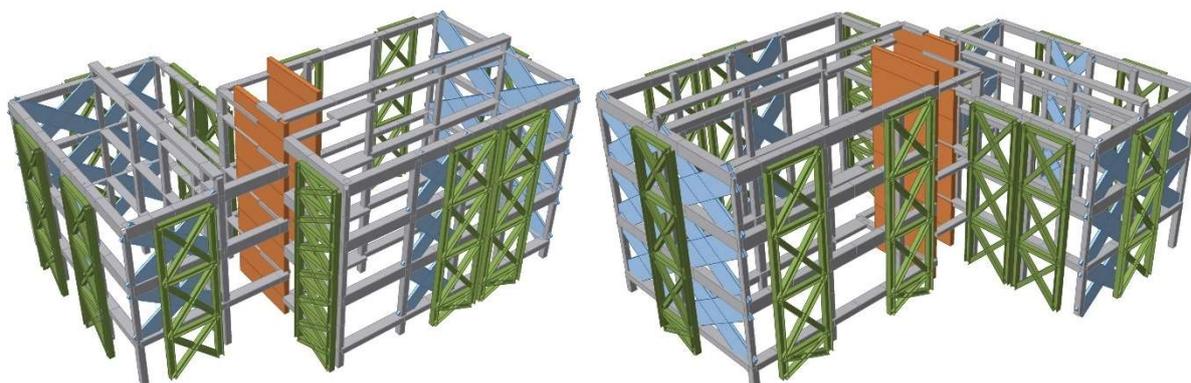
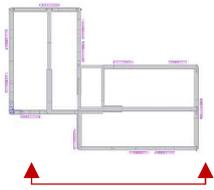
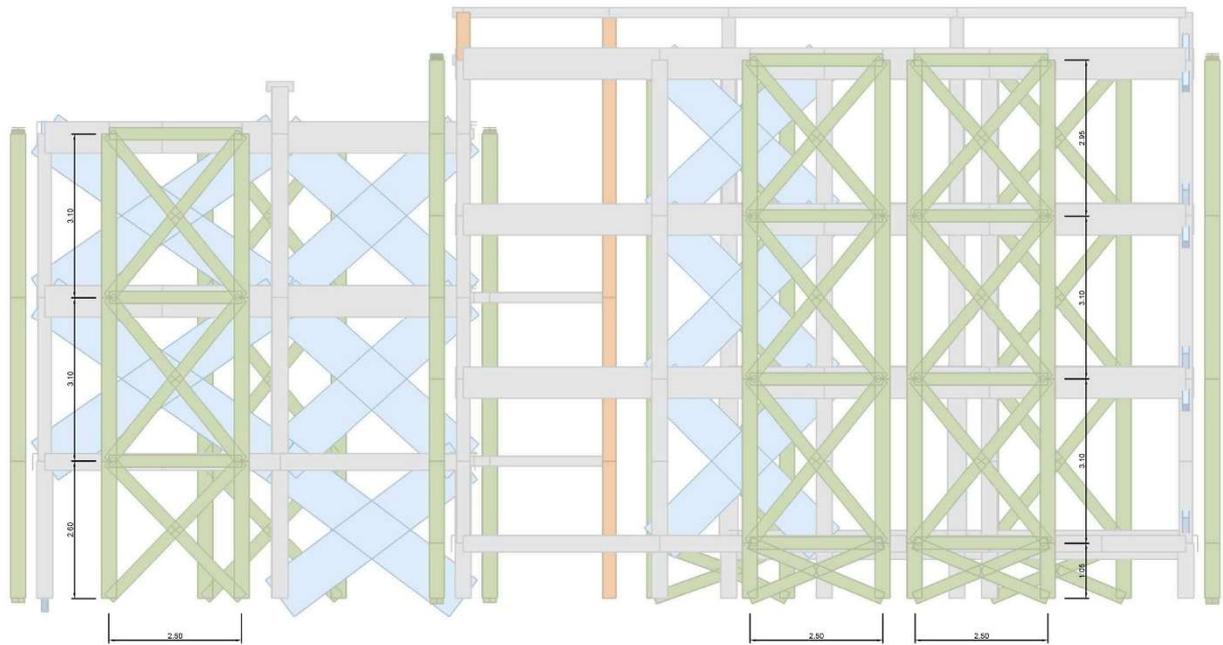


Figura 43 - Modello ad elementi finiti della Soluzione 5 (vista sud-ovest; vista nord-est).

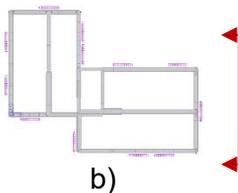
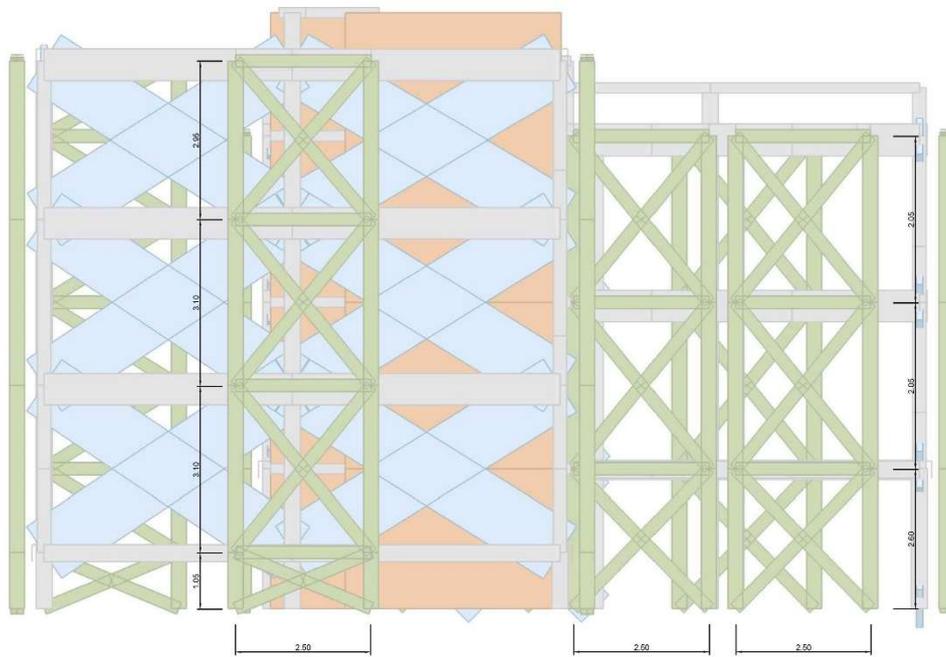
Geometria dell'esoscheletro



a)

Elementi (in verde):

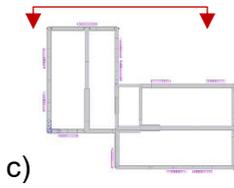
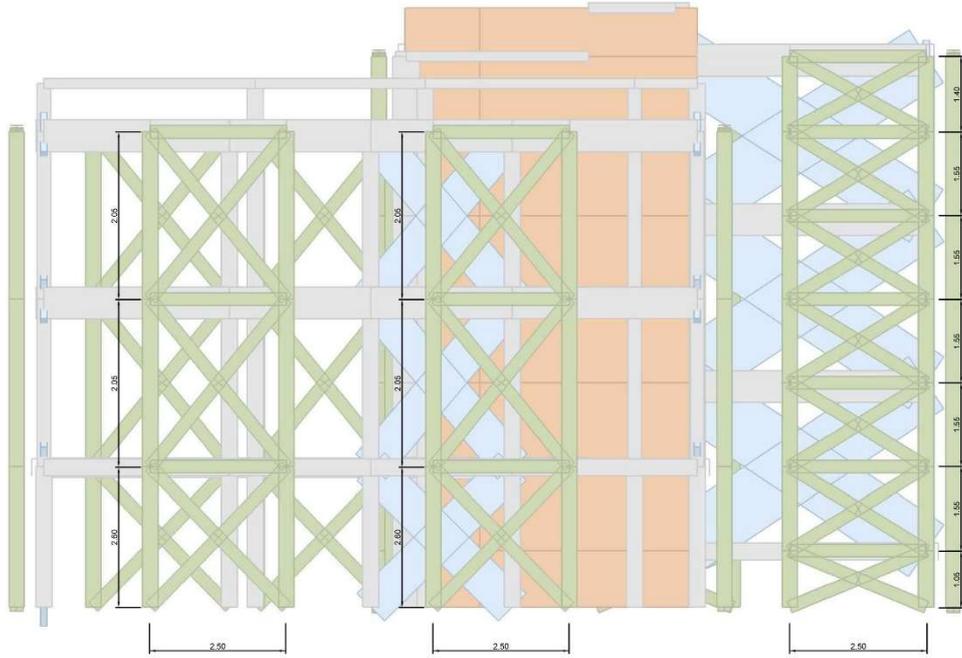
Materiale	Dimensioni
Montanti in acciaio HEB180	58.4 [m]
Correnti in acciaio HEB120	23.1 [m]
Diagonali in acciaio HEB120	80.2 [m]



b)

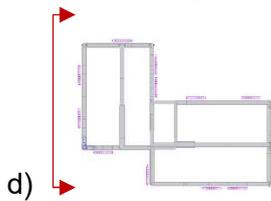
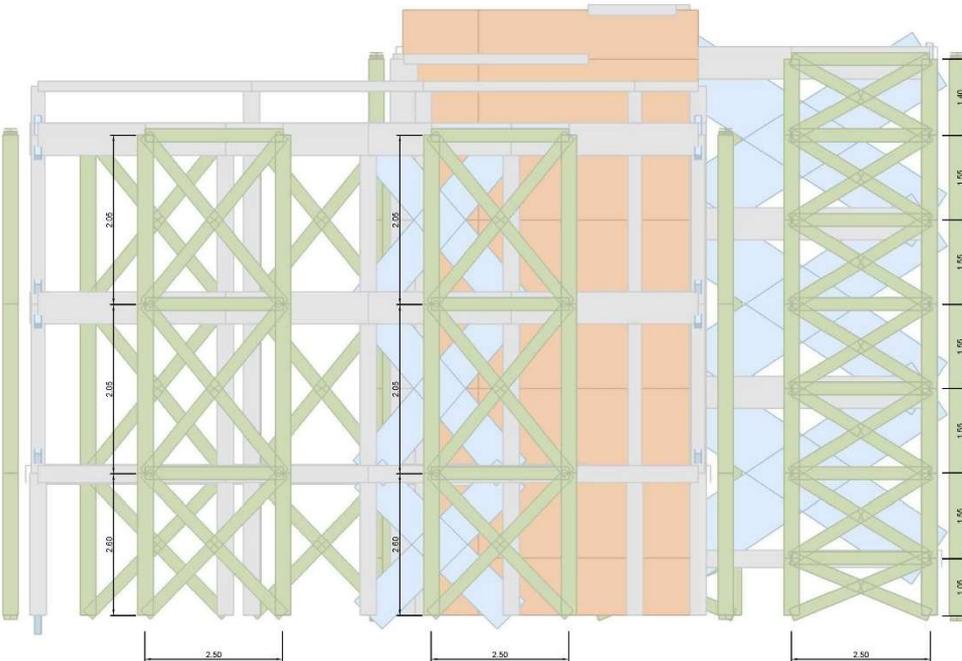
Elementi (in verde):

Materiale	Dimensioni
Montanti in acciaio HEB180	55.6 [m]
Correnti in acciaio HEB120	21.0 [m]
Diagonali in acciaio HEB120	72.5 [m]



Elementi (in verde):

Materiale	Dimensioni
Montanti in acciaio HEB180	58.4 [m]
Correnti in acciaio HEB120	23.1 [m]
Diagonali in acciaio HEB120	80.2 [m]



Elementi (in verde):

Materiale	Dimensioni
Montanti in acciaio HEB180	55.6 [m]
Correnti in acciaio HEB120	21.0 [m]
Diagonali in acciaio HEB120	83.9 [m]

Figura 44 - Geometria delle pareti in acciaio impiegate per la soluzione 5

## Sistema di fondazione

Lungo il perimetro dell'edificio esistente viene realizzato un nuovo sistema di fondazione con travi in c.a. (70x100x400)cm. La nuova fondazione è collegata all'edificio esistente per il trasferimento delle azioni di taglio, mentre le azioni di trazione e compressione trasmesse dalla diagrid vengono trasferite al terreno mediante pali di piccolo diametro infissi in profondità.

Un totale di 90 micropali  $\Phi 150$  L>15m (Capacità  $\pm 243$ kN) vengono inseriti alla base delle pareti di taglio in ca più sollecitate; la posizione di questi elementi è riportata in Figura 45.

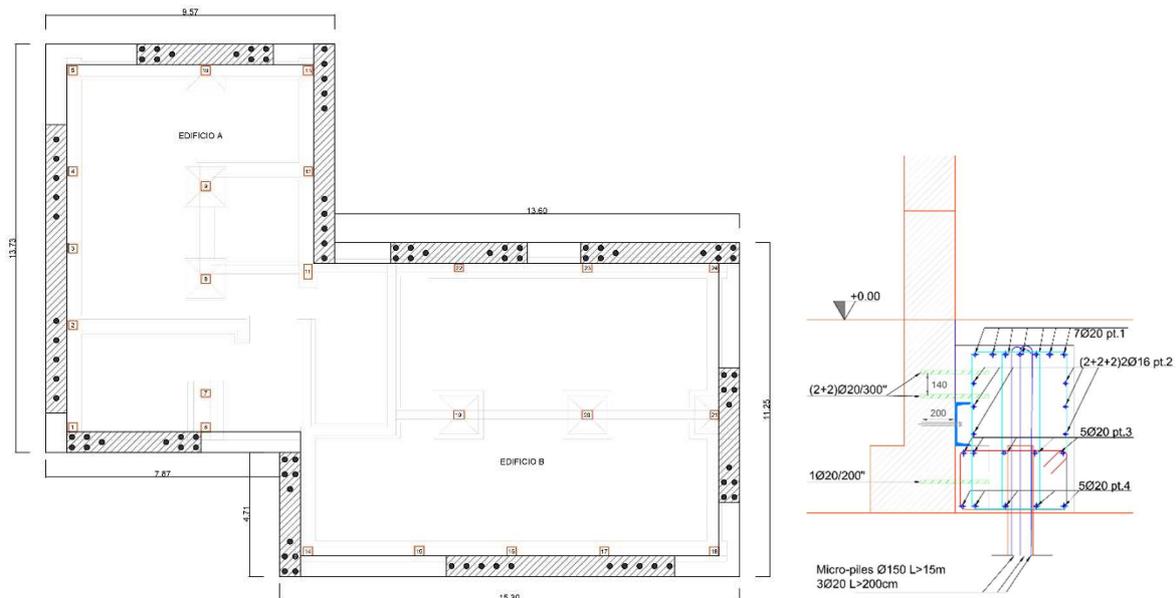


Figura 45 - Sistema di fondazione della Soluzione 5.

## Descrizione delle misure di efficientamento energetico

Le misure di retrofit energetico sono le stesse descritte per la Soluzione 1.

### Costi di costruzione

Per la Soluzione 5 il costo totale di realizzazione è pari a € 614.652,16 mentre il costo di realizzazione per il rinforzo strutturale è pari a € 299.341,60, corrispondente al 49% del costo totale.

Di seguito viene riportato il rendiconto delle voci della parte strutturale dell'intervento.

Tabella 25 -Costi di intervento per la parte strutturale (Soluzione 5).

COMPOSIZIONE DEI COSTI DELLE PRINCIPALI CATEGORIE DI INTERVENTO STRUTTURALE						
VOCE DI COSTO	COSTO	% SUL COSTO TOTALE [%]	€/mq in Sup. Lat.	COSTO UNITARIO	QUANTITA'	
	[€]					
<b>0 FONDAZIONI</b>	<b>154315,99</b>	<b>51,55</b>	<b>193,38</b>	<b>110,38</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
1 Scavo e riempimento	9830,00		12,32	25	393,20	m3
2 Demolizione fondazioni esistenti	6600,00		8,27	220	30,00	m3
3 Magrone	329,00		0,41	100	3,29	m3
4 Calcestruzzo	7020,00		8,80	130	54,00	m3
5 Casseforme	2957,04		3,71	18	164,28	m2
6 Acciaio di armatura	12484,03		15,64	1,1	11349,12	kg
7 Carpenteria metallica	7095,92		8,89	4	1773,98	kg
8 Micropali	108000		135,34	80	1350,00	ml
<b>9 PARETI A TAGLIO IN ACCIAIO</b>	<b>81581,50</b>	<b>27,25</b>	<b>102,23</b>	<b>58,36</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
10 Carpenteria metallica 1	79835,00				22810,00	kg
11 Scrostamento di intonaco	1746,50		2,19	7	249,50	m2
<b>12 CATENE</b>	<b>8145,10</b>	<b>2,72</b>	<b>10,21</b>	<b>5,83</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
13 Carpenteria metallica	6195,10		7,76	5	1239,02	kg
14 Foratura calcestruzzo	1950,00		2,44	65	30,00	m
<b>15 CONNESSIONI</b>	<b>48658,30</b>	<b>16,26</b>	<b>60,98</b>	<b>34,81</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
16 Spinotti	30634,70		38,39	42,945840	713,333	units
17 Fascia marcapiano	18023,60		22,59	4	4505,90	kg
19 Foratura calcestruzzo d>20 mm	0,00		0,00	65	0	m
20 Ancoraggi chimici	0,00		0,00	8	0	units
21 Ancoraggi chimici 2	0,00		0,00	13	0	units
<b>18 RINFORZO VANO SCALE</b>	<b>4584,40</b>	<b>1,53</b>	<b>5,74</b>	<b>3,28</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
19 Ponteggi per vano scale	294,5		0,37	294,5	1	
20 Demolizione	169,40		0,21	220	0,77	m3
21 Ricostruzione della muratura	308,00		0,39	400,00	0,77	m3
22 Malta	58,65		0,07	23,00	2,55	m2
23 Acciaio	3300,32		4,14	4	825,08	kg
24 Pitturazione delle pareti	413,49		0,52	5,5	75,18	m2
25 Scrostamento di intonaco	40,04		0,05	7	5,72	m2
<b>26 ALTRE SPESE</b>	<b>2056,31</b>	<b>0,69</b>	<b>2,58</b>	<b>1,47</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
27 Smaltimento	702,26		0,88	18,98	37	t
28 Riparazioni localizzate o generalizzate	1354,05		1,70	59	22,95	m2
<b>29 TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>299341,60</b>	<b>100</b>		<b>434</b>	<b>690 m2 in pianta</b>	
				<b>126</b>	<b>2376.70 m3</b>	
				<b>375</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>	

I costi vengono riassunti nella Figura 46.

COSTI		[€]	
1	FONDAZIONI	154316	51,6%
2	SETTI IN ACCIAIO	81582	27,3%
3	CATENE	8145	2,7%
4	CONNESSIONI	48658	16,3%
5	RINFORZO VANO SCALE	4584	1,5%
6	ALTRO	2056	0,7%
<b>Costo totale intervento</b>		<b>299342</b>	<b>100%</b>
Costo a m <sup>2</sup> in pianta		<b>433,8</b>	<b>€/m<sup>2</sup></b>
Costo a m <sup>3</sup>		<b>125,9</b>	<b>€/m<sup>3</sup></b>
Costo a m <sup>2</sup> in facciata		<b>375,1</b>	<b>€/m<sup>2</sup></b>

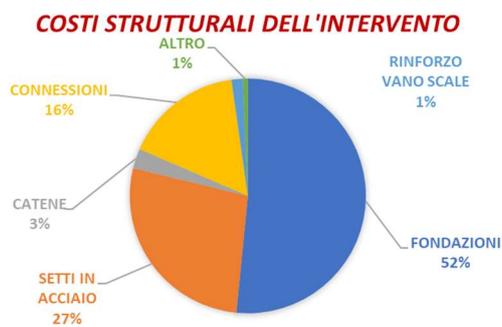


Figura 46 - Costi per la parte strutturale dell'intervento (Soluzione 5).

Per quanto concerne invece l'intero intervento, di seguito viene riportato il computo per macro-aree.

Tabella 26 - Costi di intervento per macroaree (Soluzione 5).

<b>ANALISI DEI COSTI</b>					
<b>TIPO DI STIMA: STIMA A LIVELLO DI PROGETTO PRELIMINARE</b>					
<b>VOCE DI COSTO</b>	<b>COSTO [€]</b>	<b>% SUL COSTO TOTALE [%]</b>	<b>€/mq in Sup. Lat.</b>	<b>COSTO UNITARIO</b>	<b>QUANTITA'</b>
<b>FINITURE FACCIATE</b>	<b>15.399,78 €</b>	<b>2,51</b>	<b>19,30 €</b>	<b>22,32 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Applicazione di isolante fissativo	2.293,50 €	0,37	2,87 €	3,32 €	690 m2 in pianta
Rivestimento a spessore colorato	13.106,28 €	2,13	16,42 €	18,99 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT ENERGETICO</b>	<b>138.174,78 €</b>	<b>22,48</b>	<b>173,15 €</b>	<b>200,25 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema a cappotto	70.362,93 €	11,45	88,17 €	101,98 €	690 m2 in pianta
Nuove finestre	62.811,85 €	10,22	78,71 €	91,03 €	690 m2 in pianta
Nuova caldaia	5.000,00 €	0,81	6,27 €	7,25 €	690 m2 in pianta
<b>RETROFIT STRUTTURALE</b>	<b>299.341,60 €</b>	<b>48,70</b>	<b>375,11 €</b>	<b>433,83 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
Sistema di fondazione	154.315,99 €	25,11	193,38 €	223,65 €	690 m2 in pianta
Super-struttura	81.581,50 €	13,27	102,23 €	118,23 €	690 m2 in pianta
Conessioni	48.658,30 €	7,92	60,98 €	70,52 €	690 m2 in pianta
Catene	8.145,10 €	1,33	10,21 €	11,80 €	690 m2 in pianta
Rinforzo del vano scale	4.584,40 €	0,75	5,74 €	6,64 €	690 m2 in pianta
Altro	2.056,31 €	0,33	2,58 €	2,98 €	690 m2 in pianta
<b>ONERI PER SICUREZZA</b>	<b>34.949,48 €</b>	<b>5,69</b>	<b>43,80 €</b>	<b>50,65 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
<b>VARIE ED EVENTUALI</b>	<b>14.635,97 €</b>	<b>2,38</b>	<b>18,34 €</b>		
<b>TASSE</b>	<b>50.250,16 €</b>	<b>8,18</b>	<b>62,97 €</b>		
<b>SPESE TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE</b>	<b>48.786,56 €</b>	<b>7,94</b>	<b>61,14 €</b>		
<b>TASSE PER LE SPESE DI PROGETTAZIONE</b>	<b>13.113,83 €</b>	<b>2,13</b>	<b>16,43 €</b>		
<b>TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE</b>	<b>614.652,16 €</b>	<b>100</b>		<b>890,80 €</b>	<b>690 m2 in pianta</b>
				<b>258,62 €</b>	<b>2376.70 m3</b>
				<b>770,24 €</b>	<b>798 m2 sup. lat.</b>

#### *Durata dell'intervento*

Per quanto riguarda i tempi di costruzione, sono stati stimati 7.5 mesi (GG lavorativi con una squadra tipo) per la realizzazione di tutti gli interventi previsti (energetico e strutturale).

## Analisi preliminari dei costi sul ciclo di vita – Life Cycle Costs (LCC)

In questa sezione vengono riportate alcune considerazioni qualitative in merito ai possibili costi di Life Cycle della soluzione proposta:

- Fase di costruzione: l'intervento viene effettuato per la maggior parte dall'esterno dell'edificio, con la sola eccezione del retrofit dei diaframmi all'intradosso del pavimento. Le operazioni di costruzione sono organizzate in modo da evitare il trasferimento degli abitanti. Questo aspetto riduce notevolmente i costi di costruzione dell'intervento. Il sistema adotta una tecnica a secco in acciaio, facilmente montabile in cantiere in ogni condizione climatica. Gli elementi sono totalmente preassemblati fuori sede, in fabbrica, e devono solo essere sollevati e fissati all'edificio esistente al momento del trasferimento in cantiere, con conseguenti tempi di costruzione molto ridotti. La sovrastruttura richiede circa 3 settimane per essere montata (considerando una squadra di 4 persone, 1 gru da 40 tonnellate, 1 ascensore, 1 sollevatore telescopico, 2 piattaforme aeree). Per questa soluzione, è necessaria una manodopera specializzata (circa 35€/ora). Si considera un costo per la sovrastruttura pari a 3,5€/kg (inferiore al prezzo adottato per entrambe le soluzioni 1 e 3, data la facilità di produzione e installazione e la tipologia del profilo). Per il sistema di collegamento sono da considerare ulteriori 15 giorni (considerando 2 squadre di 4 persone). Essendo l'intervento strutturale accoppiato all'intervento di riqualificazione energetica, si ottimizzano alcuni costi di costruzione condivisi legati alla sicurezza (es. ponteggi) e all'organizzazione del cantiere. Anche i costi delle finiture possono essere considerati condivisi.
- Fase operativa: le misure di riqualificazione energetica permettono di ridurre la domanda e i consumi energetici, riducendo i costi operativi.
- Fase di manutenzione: per questa soluzione si considerano i profili in acciaio S235 verniciati e le armature S355 con una durata da 5 a 15 anni. Tuttavia, anche in questo caso, essendo l'esoscheletro strutturale completamente incassato nello strato di isolamento termico, si può ritenere che la soluzione non implichi futuri costi di manutenzione aggiuntivi per la riparazione/sostituzione degli elementi strutturali aggiuntivi. Tuttavia, i dettagli delle finiture devono permettere l'ispezionabilità (l'ispezione è raccomandata ogni 5 anni).
- Fase post-sisma: le soluzioni di retrofit sismico sono tutte progettate per minimizzare il danno negli elementi strutturali e non strutturali anche per terremoti di alta intensità. Nella fase post-terremoto, non ci si aspetta alcun danno negli elementi strutturali esistenti e aggiuntivi né negli elementi non strutturali drift-sensitive. Per tali soluzioni rigide, tuttavia, ci si può aspettare qualche danno negli elementi non strutturali sensibili all'accelerazione (mobili, oggetti che potrebbero ribaltarsi e cadere, e impianti idrici, di raffreddamento e di riscaldamento).
- Fase di fine vita: questo intervento strutturale adotta una tecnica a secco in acciaio, progettata per consentire un facile smontaggio della soluzione strutturale a fine vita dell'edificio rinforzato (eccetto il sistema di fondazione). Essendo gli elementi totalmente prefabbricati, il tempo di smontaggio è molto basso, ma anche il livello di riutilizzo degli elementi può essere basso. Dopo lo smontaggio, i componenti strutturali saranno inviati a un impianto per il riutilizzo o il riciclaggio. Le ipotesi per il fine vita dei vari materiali impiegati nella soluzione sono inoltre riportate in **Appendice A2**.

## Analisi dei costi Lyfe Cycle (LCA)

Per le Soluzioni 2, 3, 4 e 5, tra loro iso-performance da un punto di vista sismico, è stata fatta una valutazione degli impatti ambientali in termini di:

- Emissioni di CO<sub>2</sub> equivalenti (GWP - Global Warming Potential) (kgCO<sub>2</sub>eq)
- Consumo di risorse di energia primaria rinnovabile (PERT) (MJ)
- Consumo di risorse di energia primaria non rinnovabile (PENRT) (MJ)
- Consumo di acqua (FW) (m<sup>3</sup>)
- Produzione di rifiuti non pericolosi (NHSD) (kg)

Tali impatti sono stati calcolati considerando come limiti del sistema le fasi di inizio vita, cioè estrazione del materiale, trasporto e produzione degli elementi costruttivi (Moduli A1, A2, A3 del quadro di riferimento della EN15978-2011), fine vita, cioè lavorazione dei rifiuti e discarica (Moduli C3 e C4 del quadro di riferimento della EN15978-2011) e possibili benefit oltre alla vita dell'edificio, nel caso in cui tali elementi fossero riutilizzati, recuperati o riciclati (Modulo D del quadro di riferimento della EN15978-2011) (Figura 32).

Per il calcolo degli impatti è stata condotta un'analisi LCA basata su Etichette Ambientali di Prodotto (in inglese, EPD- Environmental Product Declaration) secondo la metodologia descritta per la Soluzione 2 [5].

### Calcolo degli impatti per la Soluzione 5

Come limiti del sistema viene scelta la sola soluzione strutturale, senza considerare gli impatti connessi alla struttura esistente, all'intervento energetico e alle finiture architettoniche. Le sole fasi di inizio e fine vita, ed in particolare i Moduli A1-3, C3-4, D sono considerati nell'analisi, poiché quelli attualmente più facilmente reperibili dalle EPD.

Con riferimento alla Soluzione 5, presentata nel dettaglio nei paragrafi precedenti, vengono riportate in Tabella 27 i materiali e le quantità di riferimento e le EPD selezionate per il calcolo.

Tabella 27 - Materiali, quantità ed EPD considerate (Soluzione 5).

Categoria elementi	Materiali	unità	quantità	EPD
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	m <sup>3</sup>	99.70	UNICAL + BETON
	Casseforme	m <sup>3</sup>	2.50	PANGUANETA
	Barre armatura	ton	11.35	ALFA ACCIAI
	Profili acciaio	ton	1.77	BELTRAME + ARCELOR
	Micropali ghisa	m	1350.00	TIROLER
Sovrastruttura	Profili acciaio	ton	22.81	BELTRAME + ARCELOR
Catene	Profili acciaio (catene)	ton	1.24	BELTRAME + ARCELOR
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	ton	0.35	BELTRAME + ARCELOR
	Profili acciaio (marcapiano)	ton	4.51	BELTRAME + ARCELOR

Come precedentemente anticipato, i soli impatti GWP, PERT, PENRT, FW, NHWD sono stati considerati nell'analisi, poiché ritenuti quelli di più immediata comprensione e facile comunicazione per tutti gli attori coinvolti nel processo di riqualificazione. Nelle Tabella 28, Tabella 29 e Tabella 30 vengono riportati gli impatti della soluzione considerata in fase di produzione (Moduli A1-3), fine vita (Moduli C3-4 D) e totali (Moduli A1-3 C3-4 D), rispettivamente.

In questi calcoli sono state considerate condizioni di fine vita differenti per ogni materiale, in accordo con le EPD considerate. Tali ipotesi e i riferimenti alle EPD utilizzate sono riportate in **Appendice A2**.

Tabella 28 - Impatti nella fase di produzione (Moduli A1-3) (Soluzione 5).

Categoria elementi	Materiali	GWP (kgCO <sub>2</sub> eq)	PERT (MJ)	PENRT (MJ)	FW (m <sup>3</sup> )	NHWD (kg)
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	9.98E+04	7.28E+03	1.17E+06	3.63E+02	8.91E+02
	Casseforme	1.24E+03	6.04E+04	8.89E+03	4.42E+01	5.19E+02
	Barre armatura	8.75E+03	6.39E+03	1.45E+05	7.53E+02	1.83E+03
	Profili acciaio	1.29E+03	6.82E+02	2.23E+04	7.35E+00	1.60E+02
	Micropali ghisa	3.01E+04	2.98E+04	3.93E+05	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Profili acciaio	1.66E+04	8.76E+03	2.86E+05	9.45E+01	2.06E+03
Catene	Profili acciaio (catene)	9.02E+02	4.76E+02	1.56E+04	5.13E+00	1.12E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	2.51E+02	1.33E+02	4.34E+03	1.43E+00	3.11E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	3.28E+03	1.73E+03	5.66E+04	1.87E+01	4.06E+02
<b>TOTALE</b>		<b>1.62E+05</b>	<b>1.16E+05</b>	<b>2.10E+06</b>	<b>1.29E+03</b>	<b>6.00E+03</b>

Tabella 29 - Impatti a fine vita (Moduli C3-4-D) (Soluzione 5).

Categoria elementi	Materiali	GWP (kgCO <sub>2</sub> eq)	PERT (MJ)	PENRT (MJ)	FW (m <sup>3</sup> )	NHWD (kg)
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	-6.27E+03	-6.80E+02	-6.56E+04	-2.16E+01	3.44E+04
	Casseforme	-1.64E+01	-2.77E+01	-1.06E+02	1.05E+02	-1.93E+01
	Barre armatura	-1.27E+04	-9.41E+03	-1.52E+05	-2.36E+01	0.00E+00
	Profili acciaio	-1.47E+02	-6.82E+01	-2.48E+03	-7.73E-01	2.75E+02
	Micropali ghisa	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Profili acciaio	-1.14E+02	-8.77E+02	-3.19E+04	-9.93E+00	3.54E+03
Catene	Profili acciaio (catene)	-1.03E+02	-4.76E+01	-1.73E+03	-5.40E-01	1.92E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	-2.86E+01	-1.33E+01	-4.83E+02	-1.50E-01	5.36E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	-3.74E+02	-1.73E+02	-6.31E+03	-1.96E+00	6.99E+02
<b>TOTALE</b>		<b>-1.98E+04</b>	<b>-1.13E+04</b>	<b>-2.60E+05</b>	<b>4.64E+01</b>	<b>3.91E+04</b>

Tabella 30 - Impatti totali (Moduli A1-3, C3-4, D) (Soluzione 5).

Categoria elementi	Materiali	GWP (kgCO <sub>2</sub> eq)	PERT (MJ)	PENRT (MJ)	FW (m <sup>3</sup> )	NHWD (kg)
Fondazioni	Calcestruzzo C25/30	9.35E+04	6.60E+03	1.10E+06	3.42E+02	3.53E+04
	Casseforme	1.23E+03	6.04E+04	8.78E+03	1.49E+02	5.00E+02
	Barre armatura	-3.98E+03	-3.01E+03	-6.33E+03	7.29E+02	1.83E+03
	Profili acciaio	1.14E+03	6.13E+02	1.98E+04	6.57E+00	4.35E+02
	Micropali ghisa	3.01E+04	2.98E+04	3.93E+05	0.00E+00	0.00E+00
Sovrastruttura	Profili acciaio	1.65E+04	7.89E+03	2.55E+05	8.45E+01	5.60E+03
Catene	Profili acciaio (catene)	7.99E+02	4.28E+02	1.38E+04	4.59E+00	3.04E+02
Conessioni	Profili acciaio (spinotti)	2.23E+02	1.19E+02	3.85E+03	1.28E+00	8.47E+01
	Profili acciaio (marcapiano)	2.91E+03	1.56E+03	5.03E+04	1.67E+01	1.11E+03
<b>TOTALE</b>		<b>1.42E+05</b>	<b>1.04E+05</b>	<b>1.84E+06</b>	<b>1.33E+03</b>	<b>4.51E+04</b>

## Confronto tra le differenti soluzioni strutturali

### Considerazioni sui costi di costruzione delle differenti soluzioni strutturali

Viene ora riportato un confronto dei costi di costruzione delle diverse soluzioni di intervento; il costo totale è riportato nella Tabella 31, mentre nella Tabella 32 si riporta il costo scervo della voce legata alle tasse, varie ed eventuali, nonché alle spese di progettazione, in maniera da rendere maggiormente paragonabile la soluzione proposta con altre presenti sul mercato da un punto di vista dell'economicità.

Tabella 31 -Costo totale di costruzione delle differenti soluzioni (comprensivo di tasse, varie ed eventuali).

INTERVENTI	Totale	€/m2 in pianta	€/m3	€/m2 facciata
SOLUZIONE 1	653.953 €	948	275	819
SOLUZIONE 2	520.366 €	754	219	652
SOLUZIONE 3	547.502 €	793	230	686
SOLUZIONE 4	544.959 €	790	229	683
SOLUZIONE 5	614.652 €	891	259	770

Tabella 32 -Costo totale di costruzione delle differenti soluzioni (escluse tasse, varie ed eventuali).

INTERVENTI	Totale	€/m2 in pianta	€/m3	€/m2 facciata
SOLUZIONE 1	519.060 €	752	218	650
SOLUZIONE 2	413.029 €	599	174	518
SOLUZIONE 3	434.567 €	630	183	545
SOLUZIONE 4	432.548 €	627	182	542
SOLUZIONE 5	487.866 €	707	205	611

Escludendo la Soluzione di tipo 1 che è stata realizzata con precisi vincoli architettonici per quanto riguarda l'intervento di retrofit, si nota dal confronto come le altre soluzioni (Soluzione 2, 3, 4 e 5), progettate come iso-prestazionali, abbiano costi di costruzione di fatto simili; i risultati variano attorno al valor medio al massimo di  $\pm 15\%$ . Le stesse considerazioni possono essere condotte osservando i costi della sola parte strutturale dell'intervento nella Tabella 34.

Di seguito vengono mostrati invece un grafico (Figura 47) ed una tabella (Tabella 33) che riassumono i costi a metro quadrato in pianta delle principali macro-voci di cui si compone il costo complessivo dell'opera.

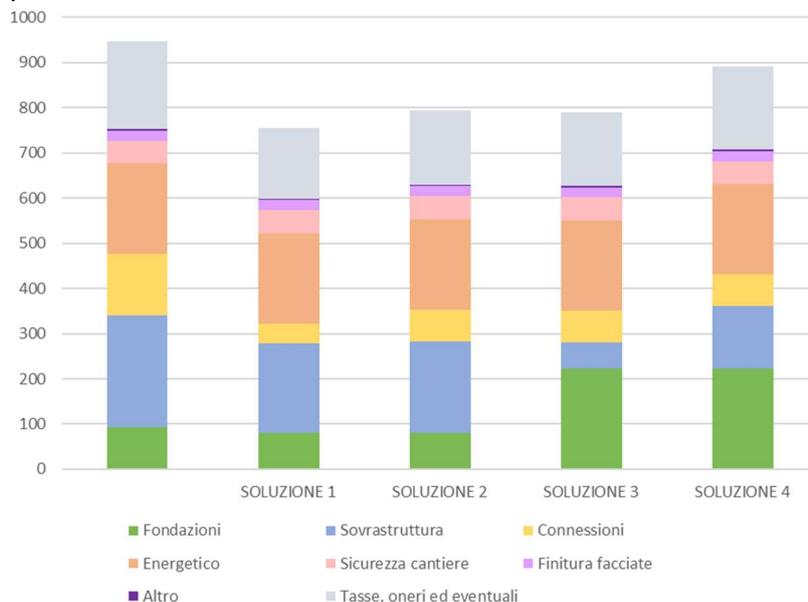


Figura 47 - Costo di costruzione delle differenti soluzioni diviso per macro-aree (€/m² in pianta).

Tabella 33 - Costi a €/m<sup>2</sup> in pianta delle principali macro-voci dei diversi interventi strutturali.

	SOLUZIONE 1	SOLUZIONE 2	SOLUZIONE 3	SOLUZIONE 4	SOLUZIONE 5
	€/m <sup>2</sup>				
<b>INTERVENTI</b>	948	754	793	790	891
Fondazioni	93	81	81	224	224
Sovrastuttura	248	197	202	57	137
Connessioni	135	44	71	71	71
Energetico	200	200	200	200	200
Sicurezza cantiere	51	51	51	51	51
Finitura facciate	22	22	22	22	22
Altro	3	3	3	3	3
Tasse, oneri ed eventuali	195	156	164	163	184

È utile precisare che all'interno della categoria 'Altro' vengono ricomprese le voci relative alle demolizioni e allo smaltimento dei rifiuti.

La macro-voce 'Tasse, oneri ed eventuali' viene calcolata come somma di diverse componenti:

- *Varie ed eventuali*: 3% del costo dei lavori;
- *Tassazione*: 10% di costo dei lavori maggiorato delle varie ed eventuali;
- Spese tecniche per la progettazione: 10% del costo dei lavori
- *Tassazione per le spese di progettazione*: 26.88% delle spese tecniche di progettazione.

Si evidenzia inoltre come nel computo metrico realizzato per le varie soluzioni, non siano inserite voci di costo relative ad opere che è necessario realizzare per completare l'intervento, tra cui ripristini, opere interne, elettricista, idraulico e linea vita.

Da ultimo è utile sottolineare come la macro-voce relativa alle connessioni sia composta dai costi legati agli spinotti e quelli legati alla fascia marcapiano; la Soluzione 2 differisce dunque dalle altre soluzioni iso-performance 3-4-5 per la presenza in queste ultime della fascia marcapiano. Il costo relativo agli spinotti invece è medesimo per le 4 soluzioni iso-performance.

Si passa ora all'analisi dei costi relativi al mero intervento di rinforzo strutturale. I costi, illustrati in Tabella 34 e nella Figura 48, non comprendono la quota relativa alle voci di costo di tasse od oneri per la progettazione. A differenza della soluzione 1, così concepita per specifiche esigenze architettoniche, le altre 4 soluzioni iso-performance differiscono per meno del 15% dal prezzo medio attorno a 367 €/m<sup>2</sup> in pianta.

Tabella 34 - Costi a €/m<sup>2</sup> in pianta delle principali macro-voci dei diversi interventi strutturali.

<b>INTERVENTI</b>	<b>Strutturale</b>	<b>€/m<sup>2</sup> in pianta</b>	<b>€/m<sup>3</sup></b>	<b>€/m<sup>2</sup> facciata</b>
SOLUZIONE 1	330.536 €	479	139	414
SOLUZIONE 2	224.505 €	325	94	281
SOLUZIONE 3	246.043 €	357	104	308
SOLUZIONE 4	244.024 €	354	103	306
SOLUZIONE 5	299.342 €	434	126	375

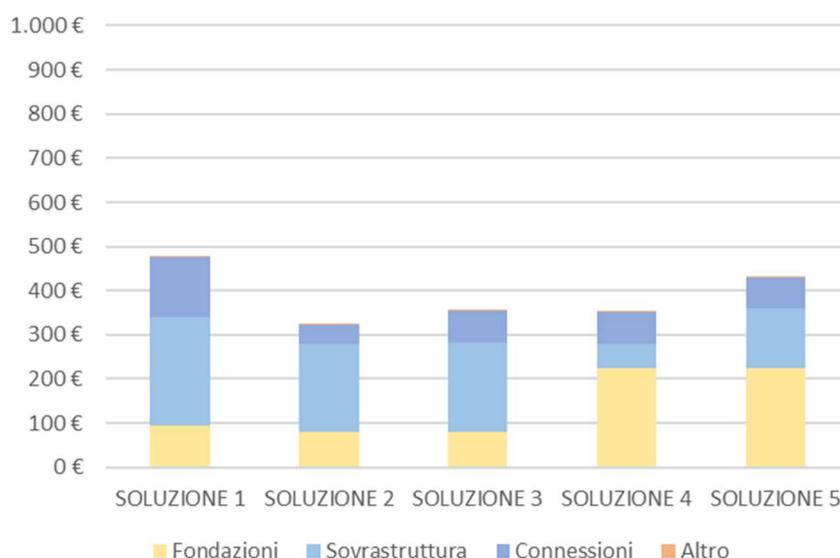


Figura 48 - Costo di costruzione della sola parte strutturale diviso per macro-categorie.

Analizzando la scomposizione dei costi strutturali per macro-categorie, è utile sottolineare come per le Soluzioni 4, 5 un'importante quota del costo totale sia determinata dal sistema di fondazione, mentre nelle Soluzioni 1,2 e 3, la maggior parte è dovuta alla sovrastruttura (Figura 48). Negli esoscheletri a guscio (Soluzione 2 e 3), estendendo a tutta la facciata l'intervento, si ha una sollecitazione inferiore sul sistema di fondazione; al contrario, negli esoscheletri a setti (Soluzione 4 e 5) è richiesto un maggior numero di micropali per resistere all'elevato carico trasferito alla fondazione dalle pareti di taglio, da cui il maggior costo.

#### *Considerazioni sugli impatti ambientali delle differenti soluzioni strutturali*

Viene riportato un confronto delle soluzioni iso-performance 2, 3, 4 e 5 in termini di impatti ambientali, considerando i seguenti indicatori:

- Emissioni di CO<sub>2</sub> equivalenti (GWP - Global Warming Potential) (kgCO<sub>2</sub>eq)
- Consumo di risorse di energia primaria rinnovabile (PERT) (MJ)
- Consumo di risorse di energia primaria non rinnovabile (PENRT) (MJ)
- Consumo di acqua (FW) (m<sup>3</sup>)
- Produzione di rifiuti non pericolosi (NHSD) (kg)

In Tabella 35, Tabella 36 e Tabella 37 vengono riportati gli impatti delle diverse soluzioni in fase di produzione (Moduli A1-3), fine vita (Moduli C3-4 D) e totali (Moduli A1-3 C3-4 D), rispettivamente. Gli stessi risultati sono riportati graficamente in Figura 49. Dall'analisi dei risultati è possibile notare come i contributi maggiori degli impatti si abbiano nella fase di produzione per tutti gli indicatori tranne che per la produzione di rifiuti. Per gli altri indicatori, i benefici del Modulo D al fine vita, permettono di abbattere notevolmente gli impatti totali delle soluzioni.

Analizzando i valori degli impatti totali (Tabella 37 e Figura 50), la soluzione più sostenibile è quella in legno per tutti gli indicatori tranne la produzione di rifiuti, dove è migliore la soluzione diagrid, seppur di poco. Per la produzione di rifiuti due diversi scenari sono stati considerati, nella prima ('NHWD (a)') si calcola la quantità di rifiuti al netto dei pali, come da indicazioni da EPD (Appendice 2), nella seconda ('NHWD (b)') si considerano invece i pali (palo di ghisa sferoidale e calcestruzzo) come rifiuti al 100%.

Per meglio interpretare i risultati, in Figura 50 gli impatti totali sono stati analizzati dividendo i risultati per macro-categorie: fondazioni, sovrastruttura, catene e cerchiature e connessioni (le cerchiature sono presenti solo nella soluzione 3). Come atteso, l'incidenza delle connessioni, delle catene e

delle cerchiature sull'impatto totale è praticamente nulla. Il ruolo delle fondazioni è invece determinante e ciò è legato principalmente al largo uso di calcestruzzo nella realizzazione dei pali (soprattutto nelle soluzioni a pareti – soluzione 4 e 5) e del cordolo di fondazione. Soluzioni tese a ridurre l'impatto delle fondazioni e il consumo di calcestruzzo o che impieghino un calcestruzzo più sostenibile andrebbero dunque privilegiate. L'utilizzo di accorgimenti che siano in grado di aumentare ulteriormente il tasso di riutilizzo degli elementi a fine vita permetterebbe inoltre di aumentare ulteriormente i benefici nel Modulo D, riducendo quindi gli impatti totali. L'adozione di materiale riutilizzato permetterebbe invece di abbattere gli impatti nella fase di produzione.

Tabella 35 - Impatti nella fase di produzione (Moduli A1-3)

INTERVENTI	GWP (kgCO <sub>2</sub> eq)	PERT (MJ)	PENRT (MJ)	FW (m <sup>3</sup> )	NHWD (kg)
SOLUZIONE 2	1.39E+05	1.18E+05	1.59E+06	9.84E+02	3.55E+03
SOLUZIONE 3	1.89E+04	9.02E+05	1.18E+06	7.42E+02	3.46E+03
SOLUZIONE 4	2.26E+05	2.42E+05	2.77E+06	2.10E+03	7.26E+03
SOLUZIONE 5	1.62E+05	1.16E+05	2.10E+06	1.29E+03	6.00E+03

Tabella 36 - Impatti a fine vita (Moduli C3-4-D)

INTERVENTI	GWP (kgCO <sub>2</sub> eq)	PERT (MJ)	PENRT (MJ)	FW (m <sup>3</sup> )	NHWD (kg)
SOLUZIONE 2	-4.85E+04	1.40E+04	-4.33E+05	1.35E+01	3.44E+04
SOLUZIONE 3	2.43E+03	-1.27E+06	-4.80E+05	6.51E+01	3.71E+04
SOLUZIONE 4	-3.68E+04	-1.82E+04	-4.21E+05	2.29E+02	7.81E+04
SOLUZIONE 5	-1.98E+04	-1.13E+04	-2.60E+05	4.64E+01	3.91E+04

Tabella 37 - Impatti totali (Moduli A1-3, C3-4, D)

INTERVENTI	GWP (kgCO <sub>2</sub> eq)	PERT (MJ)	PENRT (MJ)	FW (m <sup>3</sup> )	NHWD (kg)
SOLUZIONE 2	9.07E+04	1.32E+05	1.16E+06	9.97E+02	3.80E+04
SOLUZIONE 3	2.14E+04	-3.65E+05	7.03E+05	8.07E+02	4.06E+04
SOLUZIONE 4	1.89E+05	2.24E+05	2.35E+06	2.33E+03	8.53E+04
SOLUZIONE 5	1.42E+05	1.04E+05	1.84E+06	1.33E+03	4.51E+04

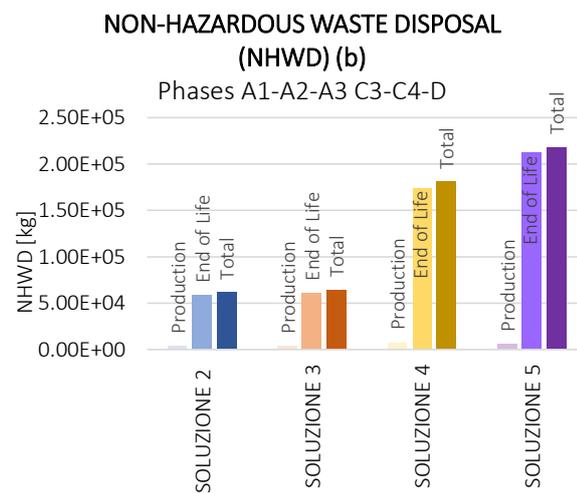
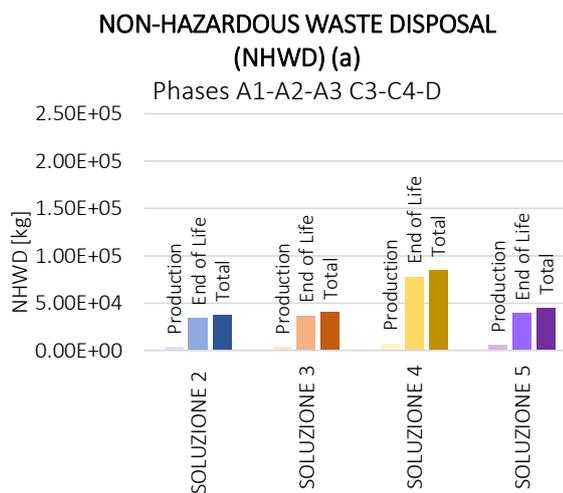
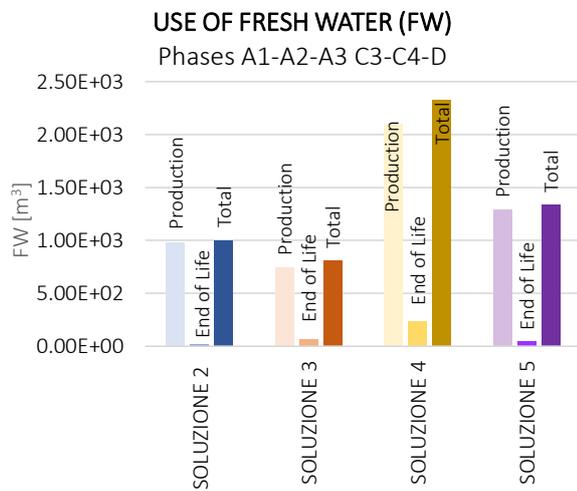
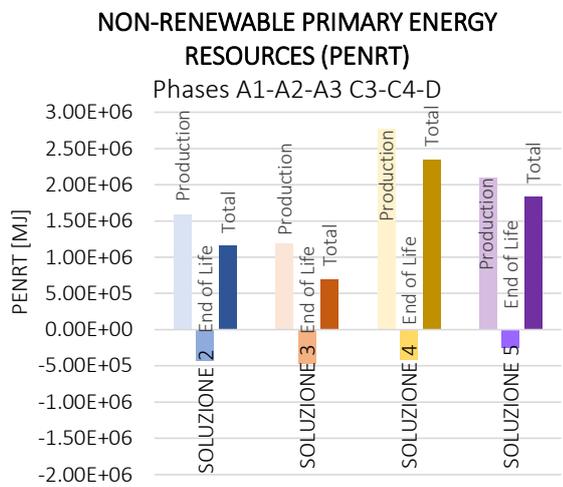
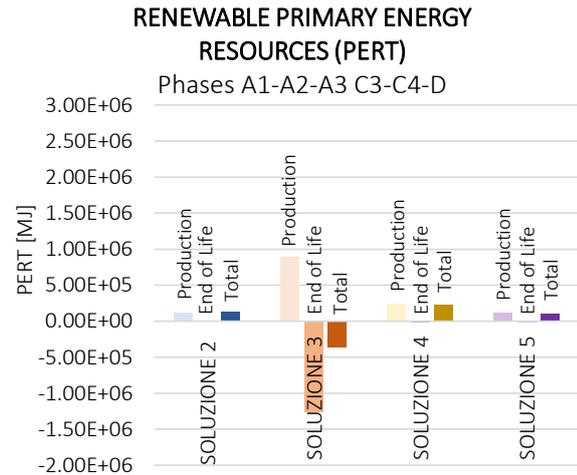
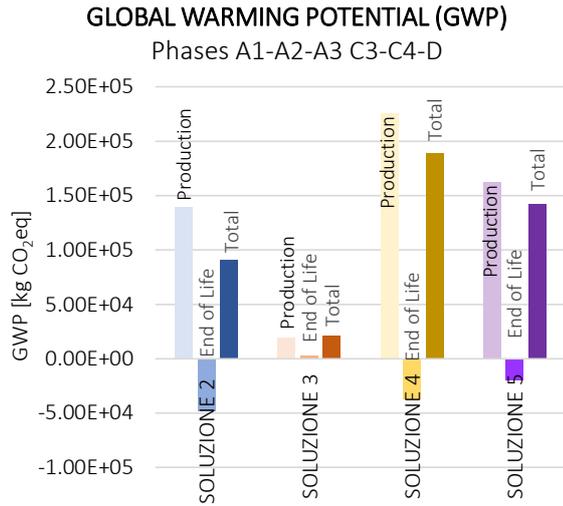


Figura 49 - Impatti della sola parte strutturale nelle fasi di produzione, fine vita e totali.

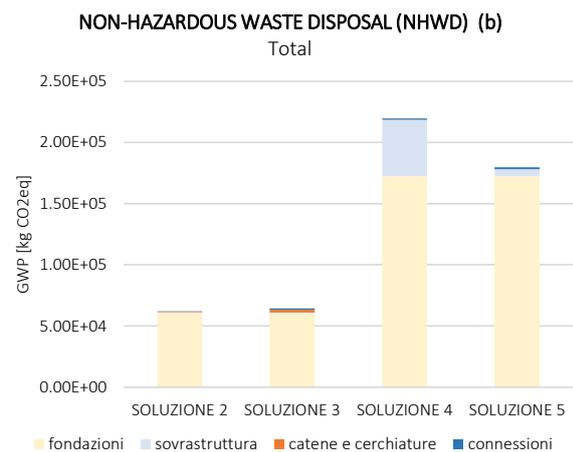
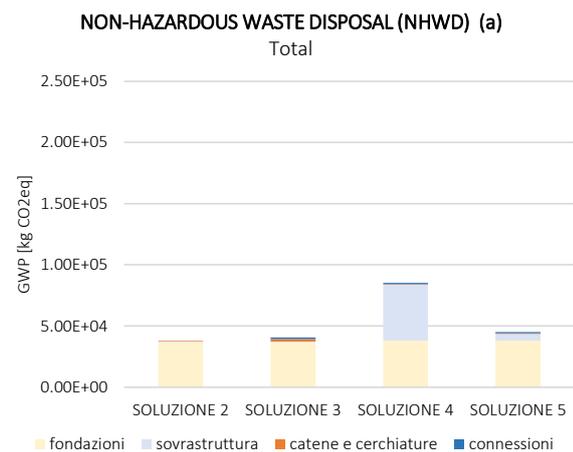
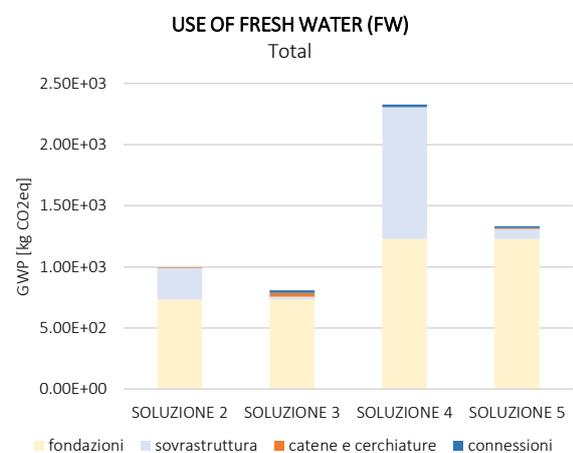
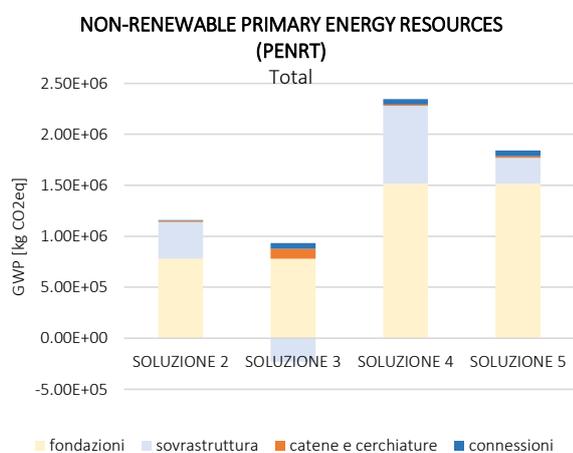
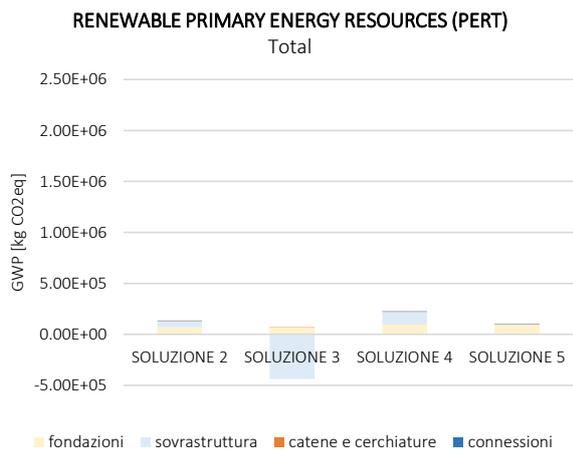
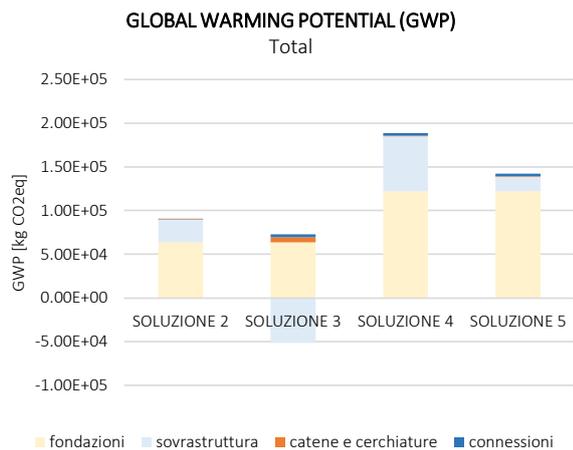


Figura 50 - Impatti totali della sola parte strutturale divisi per macro-categorie.

### Valutazione della sicurezza sismica per gli interventi iso-performance

In seguito alle analisi condotte si riporta la classificazione sismica, in accordo con il DM n.58 del 28/02/2017 – “Linee guida per la classificazione del rischio sismico nelle costruzioni”, con riferimento alla curva più sfavorevole tra quelle riportate, ovvero quella relativa alla direzione X.

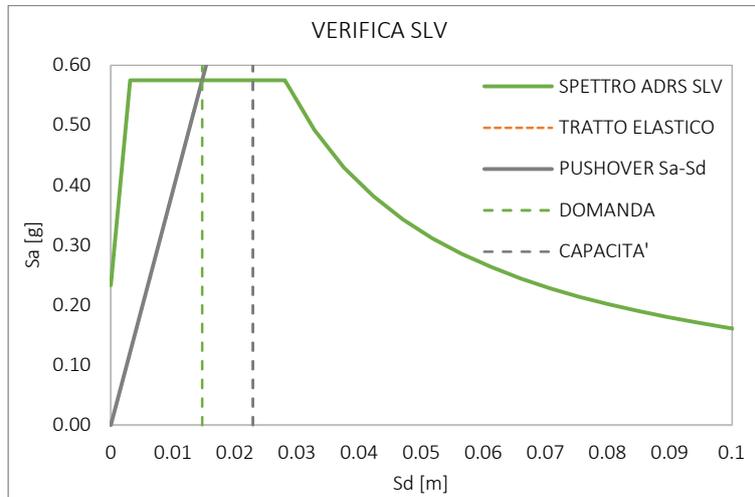


Figura 51-Rappresentazione grafica della verifica a SLV per l'edificio post-intervento in direzione X

Stato Limite	$d^*_{max}$ [m]	$d^*_{SL}$ [m]	$d^*_{max}/d^*_{SL}$
SLV	0.0147	0.0223	0.64
SLD	0.0054	0.0250	0.22

Stato Limite	$S_e(T^*)$ [g]	$F^*/m^*$ [g]	$q^*$
SLV	0.575	0.978	0.59

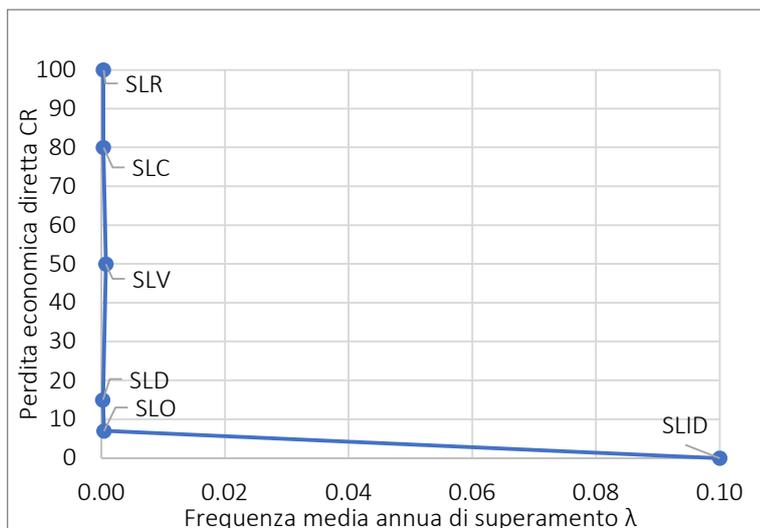
Le verifiche risultano soddisfatte.

- indice di sicurezza a SLV:  $\zeta_E = \frac{a_{g,SLV}}{a_{g(T_R, P_{VR}=1\%)} S} = \frac{0.362 \text{ g}}{0.233 \text{ g}} = 1.55$
- indice di sicurezza a SLD:  $\zeta_E = \frac{a_{g,SLD}}{a_{g(T_R, P_{VR}=\%)} S} = \frac{0.394 \text{ g}}{0.086 \text{ g}} = 4.61$

Assumendo il minore tra gli indici ricavati, ovvero quello per l'SLV, è possibile associare all'edificio nelle condizioni post-intervento la classe di rischio sismico secondo la classificazione IS-V, ovvero la classe **A+**.

IS-V	Classe IS-V
100% < IS-V	<b>A+</b>
100% < IS-V < 80%	A
80% < IS-V < 60%	B
60% < IS-V < 45%	C
45% < IS-V < 30%	D
30% < IS-V < 15%	E
IS-V < 15%	F

Si procede infine a calcolare l'indice associato alle perdite annue medie (PAM), dato dall'area sottesa dalla curva che mette in relazione le perdite economiche dirette (rapportate al costo di ricostruzione) e la frequenza media annua di superamento ( $\lambda$ ).



SL	CR [%]	$\lambda$	PAM
SLR	100	0.0004	0.04
SLC	80	0.0004	0.04
SLV	50	0.0008	0.06
SLD	15	0.0003	0.05
SLO	7	0.0005	0.05
SLID	0	0.1	<b>0.40</b>

Figura 52-Curva delle perdite economiche dirette rapportate alla frequenza media annua di superamento. Nella tabella di destra sono riportati i valori utilizzati per la costruzione della curva

L'indice PAM calcolato è pari a **0.40**, cui corrisponde la classe di rischio **A+**.

PAM	Classe PAM
$PAM \leq 0.5\%$	<b>A+</b>
$0.5\% < PAM < 1\%$	A
$1\% < PAM < 1.5\%$	B
$1.5\% < PAM < 2.5\%$	C
$2.5\% < PAM < 3.5\%$	D
$3.5\% < PAM < 4.5\%$	E
$4.5\% < PAM < 7.5\%$	F
$7.5\% \leq PAM$	G

In conclusione, la classe di rischio per la struttura nelle condizioni post-intervento sollecitata in direzione X, in accordo con le linee guida, corrisponde alla classe **A+**.

## ***PARTE II***

***Contributo UR: Università degli Studi di Brescia (UNIBS)***

***Coordinatore: Marco Preti***

***Componenti: Marco Preti, Valentino Bolis, Anthony Paderno, Simone  
Pelucco***

#### **4. Parte II - Strategie di intervento integrate (UniBs)**

*(A cura dell'Università degli Studi di Brescia)*

##### **Introduzione**

In questa trattazione viene descritto un intervento di rinforzo che mira a sfruttare, per quanto possibile, la flessibilità disponibile del sistema strutturale esistente, in alternativa alla ricerca di un comportamento scatolare rigido, contenendo quindi la dimensione degli elementi strutturali aggiuntivi di rinforzo e del sistema di fondazione. Lo sviluppo delle risorse di deformabilità del telaio nudo è promosso da un intervento di “downgrade” dei tamponamenti [19, 20] che ne riduce l'interazione con il telaio in c.a., limitando sia la ben nota sovrasollecitazione a taglio delle colonne, sia i fenomeni di danneggiamento del tamponamento stesso. La flessibilità della struttura esistente, inoltre, beneficia della presenza di barre di armatura a superficie liscia negli elementi in calcestruzzo armato (c.a.) del telaio strutturale. Come mostrato da diversi studi sperimentali [21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28] e recenti simulazioni numeriche [29, 30], la presenza di tali armature e il loro scorrimento rispetto alla matrice di calcestruzzo consente agli elementi strutturali del telaio di incassare grandi rotazioni in corrispondenza delle fessure che si sviluppano alle loro estremità già in campo “elastico”, cioè prima dello snervamento delle armature.

L'esempio trattato riguarda il rinforzo dell'edificio caso studio tramite l'introduzione di pareti esterne isolate, nel caso specifico in c.a., vincolate all'edificio esistente e fondate su un sistema che prevede l'utilizzo di micropali. Per consentire un efficiente comportamento a diaframma degli impalcati, data la posizione sfalsata in quota degli impalcati stessi nei due blocchi che compongono l'edificio, è introdotto un sistema di pareti aggiuntive e tiranti con la funzione di collegamento verticale tra gli impalcati. La resistenza nel piano degli impalcati è affidata ad un meccanismo ad arco. L'intero intervento è pensato per essere operato dall'esterno, limitando le lavorazioni negli spazi interni alla fasciatura di quattro colonne del piano cantinato. L'efficientamento energetico non è qui trattato e si rimanda per le possibili soluzioni di intervento alle altre proposte descritte nel report.

## Descrizione dell'intervento di rinforzo

La soluzione prevede i seguenti interventi:

— Introduzione di due tipologie di pareti esterne in CA:

- *Pareti sismo resistenti: 8 pareti in CA vengono introdotte con l'obiettivo di offrire equilibrio alle azioni orizzontali; esse risultano disposte in modo da poter costituire un sistema autonomo per entrambi i blocchi, pensati isolati. Si tratta di 2 pareti di sezione 25x170cm<sup>2</sup>, 4 pareti di sezione 25x200cm<sup>2</sup> e 2 pareti di sezione 25x100cm<sup>2</sup> connesse fra loro da un cordolo a livello di impalcato.*
- *Pareti di taglio: 3 pareti in CA vengono introdotte con l'obiettivo di collegare i due blocchi; esse permettono il reciproco trasferimento delle azioni fra gli impalcati dei due blocchi, posti rispettivamente a quote differenti. Si tratta di 2 pareti di sezione 25x100cm<sup>2</sup> connesse da un cordolo a livello di ogni impalcato ed 1 parete di dimensione 25x135cm<sup>2</sup>. Esse non sono vincolate nei confronti dello scorrimento alla sottostante fondazione, per cui l'armatura è interrotta alla base della parete stessa.*
- *Collegamento delle pareti agli impalcati della struttura esistente mediante giunti meccanici costituiti da piastre angolari in acciaio e tiranti.*

— Interventi a livello di impalcato:

- *Realizzazione di una fascia marcapiano con piatti in acciaio di sezione 10x200 mm<sup>2</sup>, collegato agli elementi perimetrali in CA esistenti (travi e cordoli) con spinotti M20 cl. 8.8 L15cm. Esse hanno il compito di garantire un efficace comportamento a diaframma degli impalcati grazie all'attivazione di un meccanismo ad arco.*
- *Introduzione di tiranti tramite barre ad alta resistenza  $\phi 36$  a collegamento delle pareti di taglio con l'edificio. Esse sono destinate a convogliare il carico degli impalcati alle pareti di taglio.*

— Interventi locali:

- *Effettuazione di tagli perimetrali nella parete esterna delle pareti tamponate senza aperture ed introduzione di un sistema di ritegno nel fuori piano.*
- *Rinforzo locale mediante incamiciatura di pilastri corti critici presenti nel piano cantinato.*

— Realizzazione di un nuovo sistema di fondazione costituito da:

- *Fondazioni locali al di sotto delle pareti sismo resistenti: la sezione è di dimensione 60x60cm<sup>2</sup> e sono intestate su micropali di diametro 170mm e lunghezza 7m (azione di progetto di circa 280kN); ad esse è affidato il compito di trasmettere le sole azioni verticali e flettenti. Il collegamento alla fondazione esistente è realizzato mediante spinotti  $\phi 20$  L40cm in acciaio B450C.*
- *Fondazioni locali al di sotto delle pareti di taglio: fondazioni superficiali di sezione 60x60cm<sup>2</sup> con lo scopo di trasmettere il solo peso proprio della parete; seppur non ricevano azioni taglianti o flettenti dalla sovrastante struttura, sono vincolate all'edificio esistente mediante la stessa tipologia di spinotti prevista per le pareti sismo resistenti.*
- *Cordolo perimetrale di sezione 30x60 cm<sup>2</sup> con lo scopo di trasferire il taglio alla base alla struttura esistente; esso è collegato alla struttura esistente con spinotti  $\phi 20/50$  L40cm in acciaio B450C.*



Figura 53: Rappresentazione schematica del modello 3D.

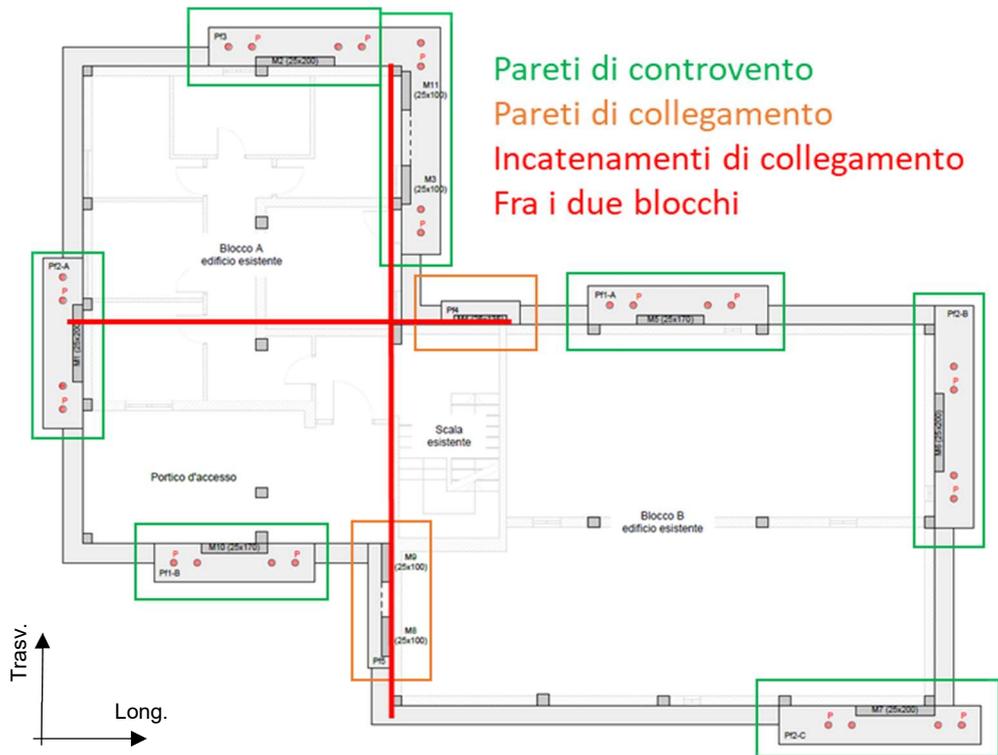


Figura 54: Rappresentazione in pianta dell'intervento con indicazioni delle tipologie di pareti introdotte.

Geometria della struttura in elevazione e collegamento all'edificio.

A titolo esemplificativo, si riportano nelle seguenti immagini degli esecutivi sia per quanto riguarda le pareti sismo resistenti (Figura 55) che per le pareti di taglio (Figura 56). Esse risultano significative per confrontare la tipologia di armatura longitudinale che le contraddistingue, infatti nelle seconde essa non prosegue all'interno della fondazione per evitare il trasferimento dell'azione tagliante. In Figura 57 è riportato il dettaglio del giunto meccanico di collegamento delle pareti alla struttura esistente.

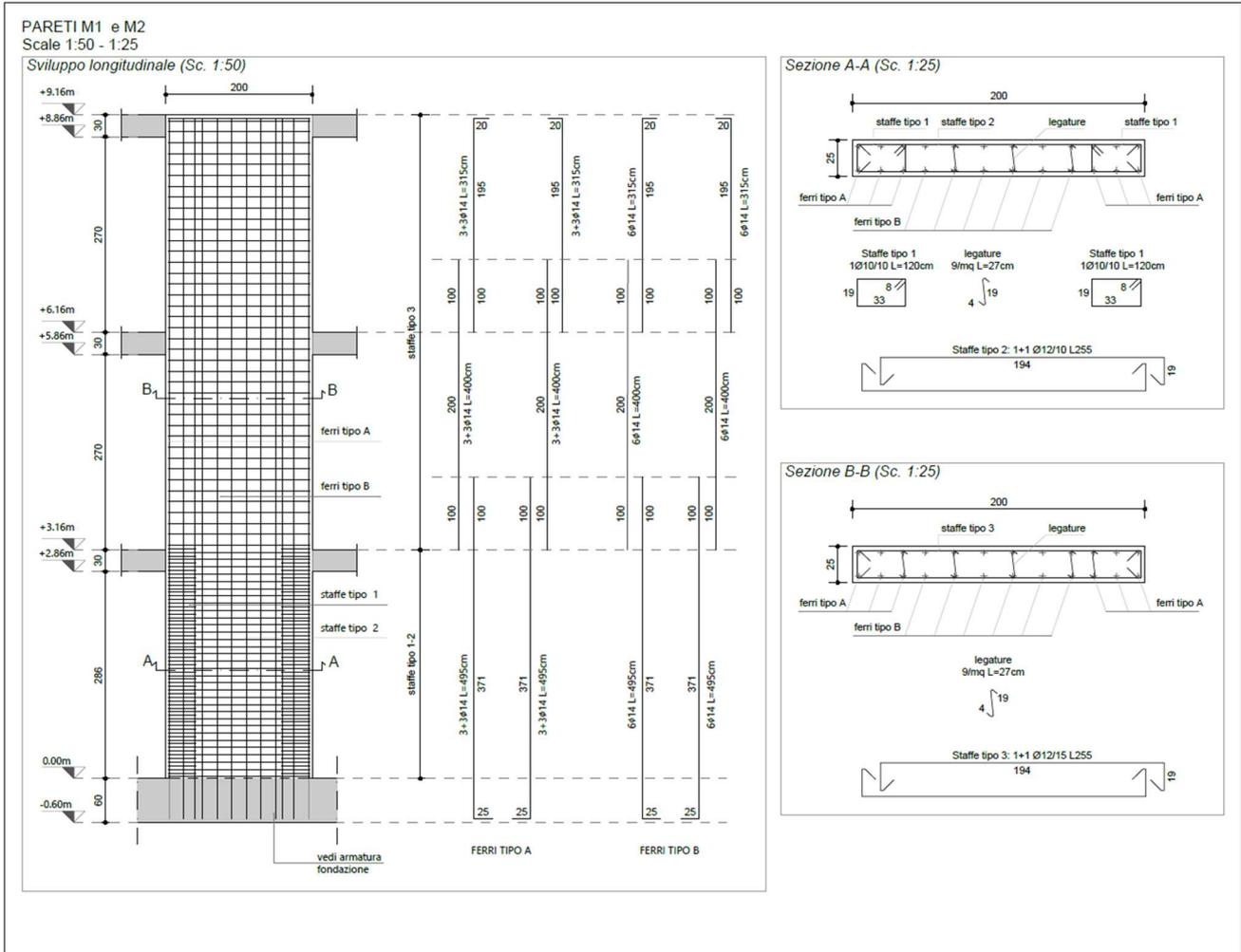


Figura 55: Rappresentazione delle pareti M1 e M2.

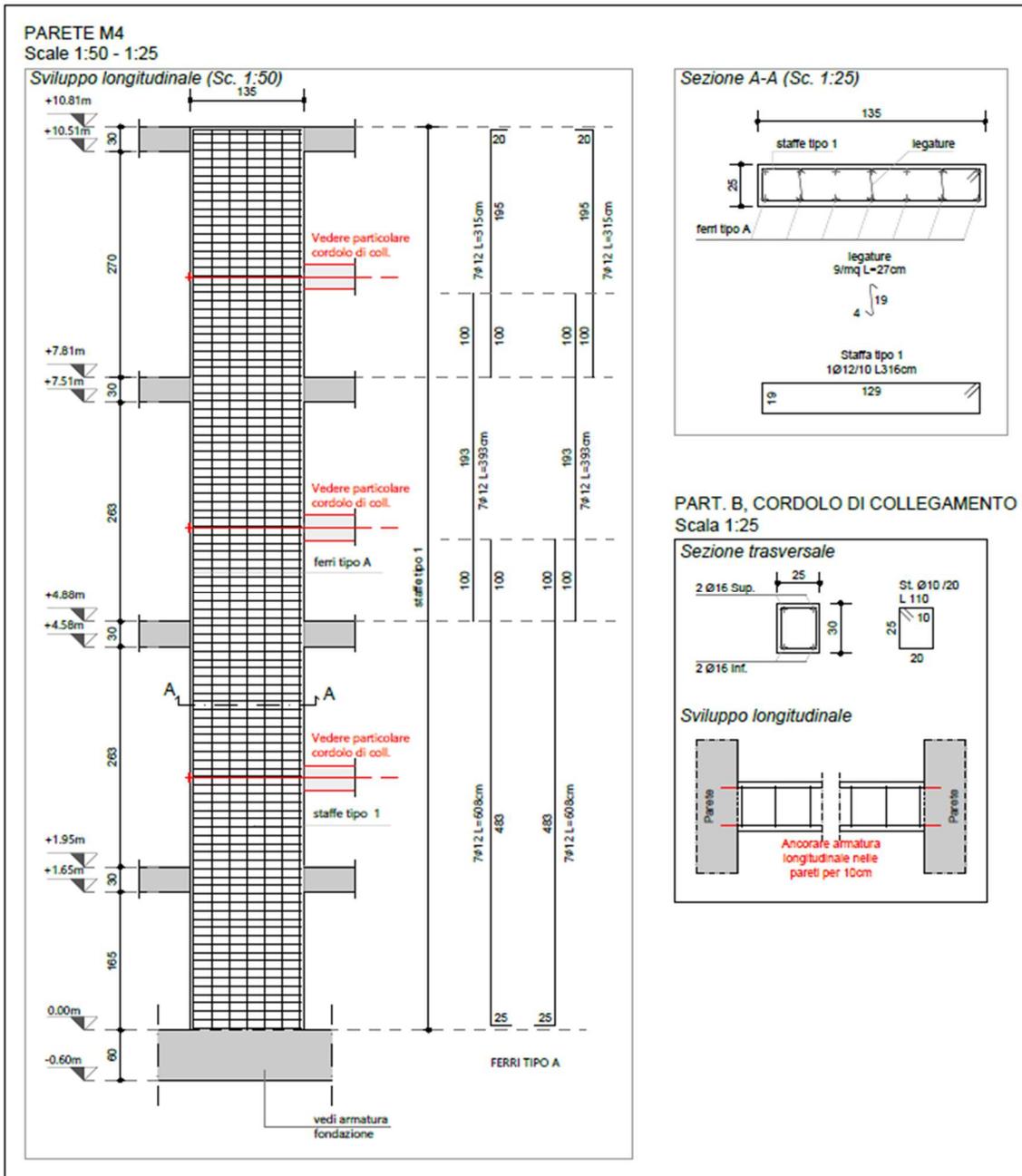


Figura 56: Rappresentazione della parete di taglio M4 e del relativo cordolo di collegamento.

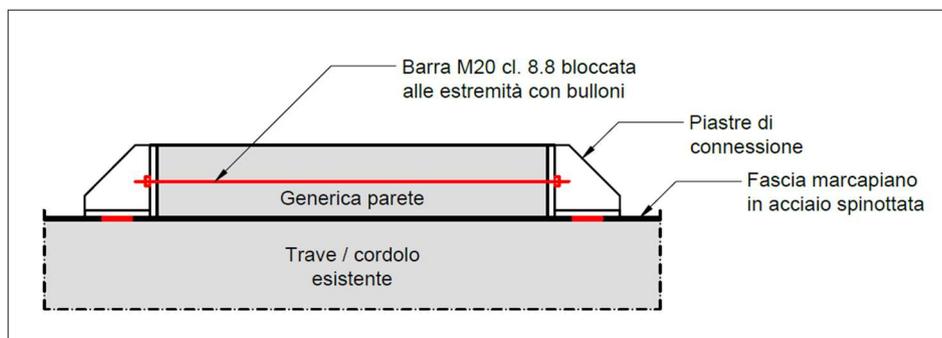


Figura 57: Giunto meccanico di collegamento pareti-edificio esistente.

## Sistema di fondazione

Il sistema di fondazione è composto da fondazioni profonde (dado e micropali) per le pareti sismo resistenti, fondazioni superficiali per le pareti di taglio ed un cordolo perimetrale di collegamento.

Le fondazioni delle pareti sismo resistenti hanno il compito di trasferire le sole azioni verticali e flettenti, l'azione tagliante viene affidata al sistema di fondazione esistente per meccanismo attritivo. Per ciascuna parete sismo resistente si utilizzano 4 micropali di diametro 170mm e lunghezza 7m, un esempio dell'esecutivo è riportato in Figura 58a.

Le fondazioni delle pareti di taglio, invece, hanno il solo compito di trasferire al terreno il carico verticale proveniente dalla soprastante parete, in Figura 58b ne è riportato un esecutivo tipo.

La presenza di una connessione mediante spinotti e di un cordolo perimetrale a collegamento di tutti gli elementi di fondazione consente una distribuzione uniforme del taglio alla base alle strutture esistenti, coinvolgendone l'intero peso nel meccanismo attritivo resistente alla traslazione.

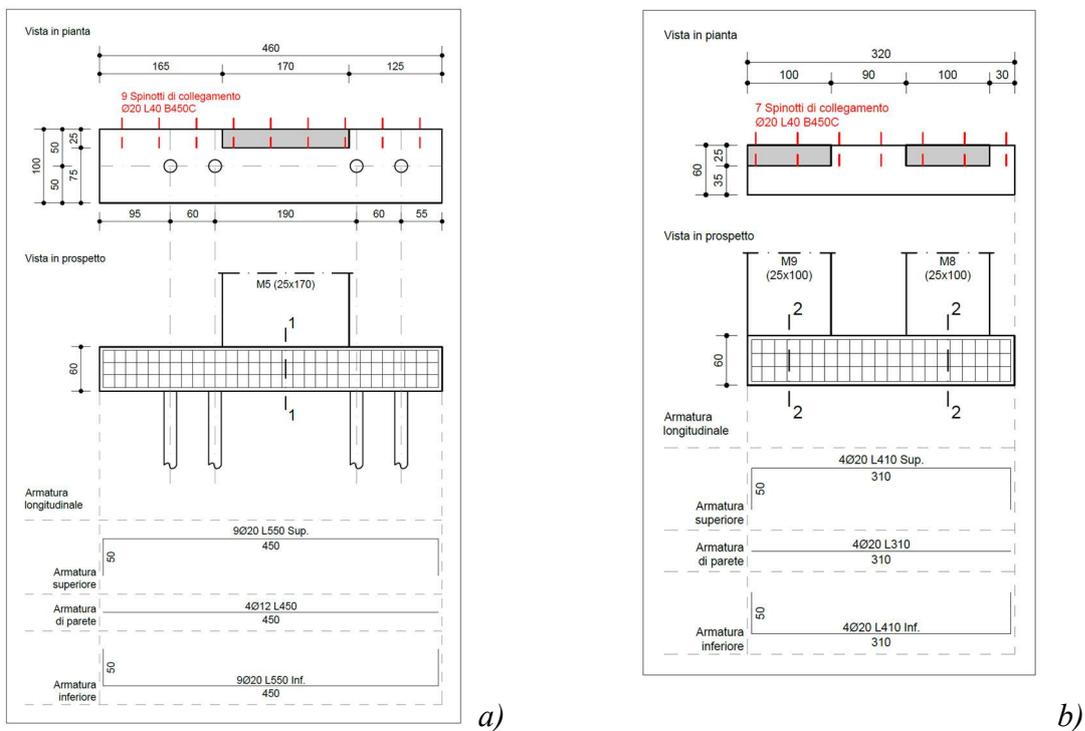


Figura 58: Rappresentazione dell'esecutivo tipo della fondazione di una parete sismoresistente (fondazione della parete M5) a) e di una parete di taglio b).

## Risultati dell'intervento di rinforzo

Il grado di sicurezza raggiunto con l'intervento di rinforzo proposto è stato valutato mediante analisi statiche non lineari. L'intervento consente di ottenere l'adeguamento sismico della struttura; infatti, come visibile in Figura 59 e Figura 60, nonostante le pareti murarie attorno al vano scala si fessurano a bassi livelli di drift, la capacità della struttura è in grado di superare la rispettiva domanda per entrambe le direzioni principali di carico, sia per la distribuzione modale delle accelerazioni che per quella proporzionale alle masse. La direzione trasversale, orientata parallelamente alle pareti in muratura del vano scala, risulta essere quella critica per la verifica in quanto condizionata dalla rottura delle pareti stesse del vano scala per valori di drift globali inferiori allo 0,5%. Si osserva che la disattivazione dei tamponamenti sia condizione necessaria alla verifica della struttura in quanto consente di disattivare i meccanismi di rottura per sovrassollecitazione a taglio delle colonne, che si manifesterebbero per deformazioni della struttura inferiori alla domanda di spostamento (drift minori del 0,2%).

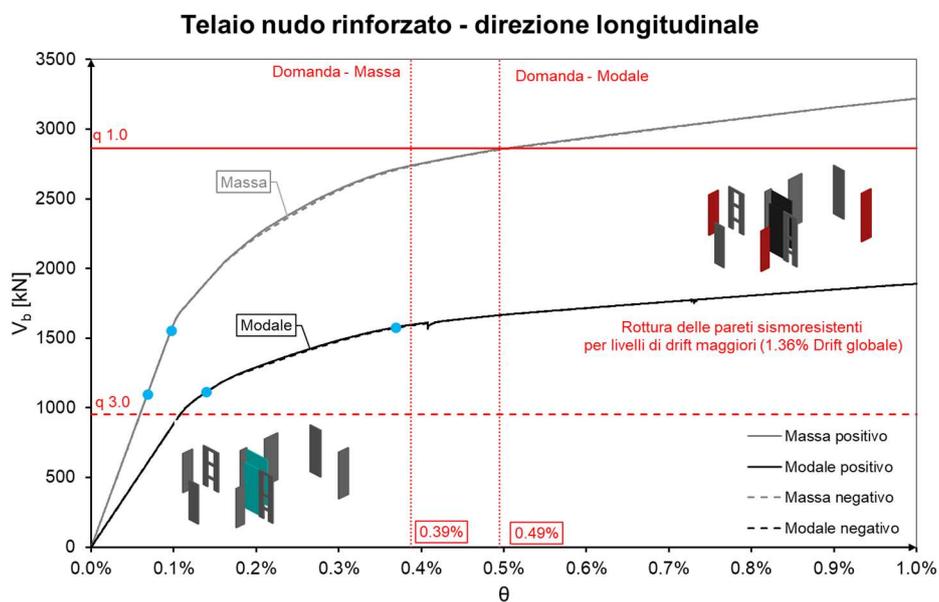


Figura 59: Rappresentazione del comportamento non lineare in direzione longitudinale. Sono evidenziate le pareti di rinforzo che per prime raggiungono lo SLV capacità, e quelle in muratura che manifestano fessurazione.

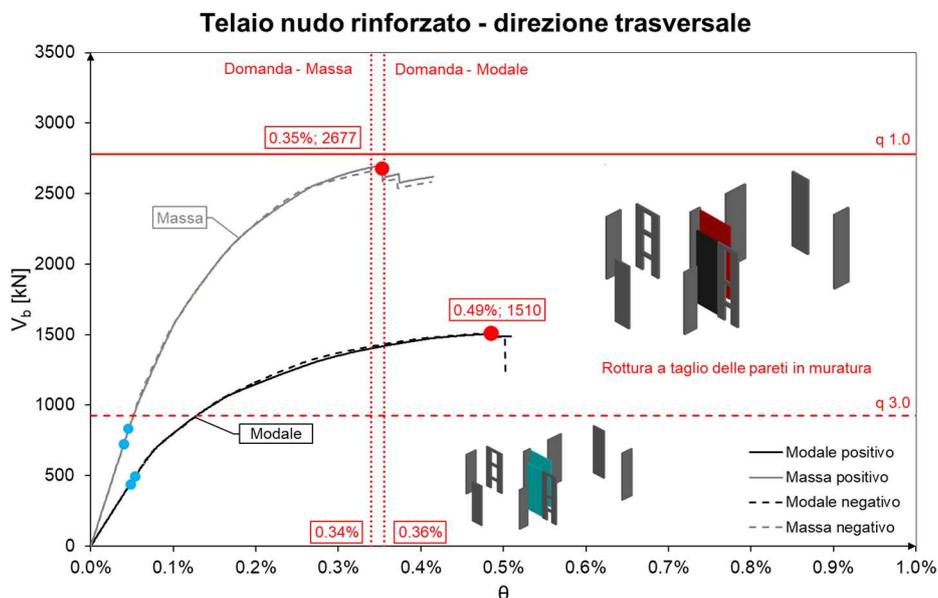


Figura 60: Rappresentazione del comportamento non lineare in direzione trasversale.

## Valutazione economica dell'intervento di rinforzo strutturale

Il costo totale stimato dell'intervento strutturale è pari a 134.098,28€, a cui vanno sommati 18.335,98€ per gli oneri legati alla sicurezza; in Tabella 38 ne è riportato il rendiconto mentre in Tabella 39 sono riassunte le voci principali.

**Tabella 38:** Dettaglio della stima dei costi dell'intervento strutturale.

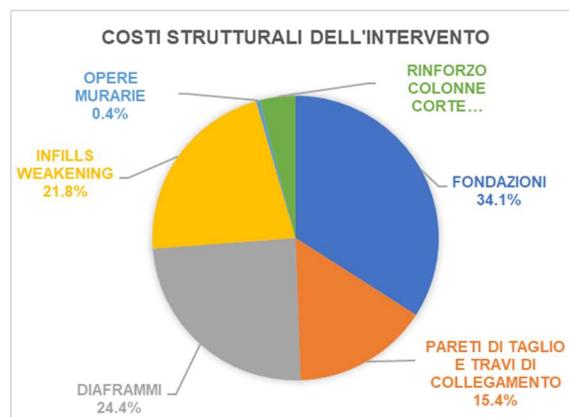
COMPOSIZIONE DEI COSTI DELLE PRINCIPALI CATEGORIE DI INTERVENTO STRUTTURALE				
VOCE DI COSTO	Importo		Incidenza	
	[€]	[%]	€/m <sup>2</sup>	€/m <sup>3</sup>
<b>FONDAZIONI</b>	<b>45711.38</b>	<b>34.09</b>	<b>69.90</b>	<b>25.89</b>
Scavo, riempimento e smaltimenti	5457.95		8.35	3.09
Micropali	27511.34		42.07	15.58
Magrone	774.51		1.18	0.44
Calcestruzzo	4038.09		6.17	2.29
Casseforme	934.62		1.43	0.53
Armatura in acciaio	5096.24		7.79	2.89
Conessioni	1898.63		2.90	1.08
<b>PARETI DI TAGLIO IN CA E TRAVI DI COLLEGAMENTO</b>	<b>20593.02</b>	<b>15.36</b>	<b>31.49</b>	<b>11.66</b>
Casseformi	4571.02		6.99	2.59
Calcestruzzo	7104.69		10.86	4.02
Armatura in acciaio	8917.31		13.64	5.05
<b>DIAFRAMMI</b>	<b>32665.29</b>	<b>24.36</b>	<b>49.95</b>	<b>18.50</b>
Fascia marcapiano e catene	18030.24		27.57	10.21
Spinotti	5796.34		8.86	3.28
Piastre per fissaggio pareti	8838.71		13.51	5.01
<b>INFILLS WEAKENING</b>	<b>29184.00</b>	<b>21.76</b>	<b>44.62</b>	<b>16.53</b>
<b>OPERE MURARIE</b>	<b>555.82</b>	<b>0.41</b>	<b>0.85</b>	<b>0.31</b>
Apertura/chiusure finestre e smaltimenti	555.82		0.85	0.31
<b>RINFORZO COLONNE CORTE</b>	<b>5388.77</b>	<b>4.02</b>	<b>8.24</b>	<b>3.05</b>
Opere murarie annesse e smaltimenti	1447.88		2.21	0.82
Fasciatura con FRP	3940.89		6.03	2.23
<b>TOTALE INTERVENTO STRUTTURALE</b>	<b>134098.28</b>	<b>87.97</b>	<b>205.04</b>	<b>75.94</b>
<b>ONERI DI SICUREZZA</b>	<b>18335.98</b>	<b>12.03</b>	<b>28.04</b>	<b>10.38</b>
<b>TOTALE COMPLESSIVO</b>	<b>152434.26</b>	<b>100.00</b>	<b>233.08</b>	<b>86.33</b>

**Tabella 39:** Riassunto dei costi dell'intervento strutturale.

VOCE DI COSTO	Importo	
	[€]	[%]
FONDAZIONI	45711.38	34.09
PARETI DI TAGLIO E TRAVI DI COLLEGAMENTO	20593.02	15.36
DIAFRAMMI	32665.29	24.36
INFILLS WEAKENING	29184.00	21.76
OPERE MURARIE	555.82	0.41
RINFORZO COLONNE CORTE	5388.77	4.02
<b>TOTALE</b>	<b>134098.3</b>	<b>100.00</b>

Costo totale dell'intervento	134098.28	€
Incidenza al m <sup>2</sup> in pianta	205.04	€/m <sup>2</sup>
Incidenza al m <sup>3</sup>	75.94	€/m <sup>3</sup>



### Durata dell'intervento

Per quanto riguarda i tempi di costruzione, sono stati stimati 7.5 mesi (GG lavorativi con una squadra tipo).

## 5. Considerazioni conclusive

Il presente report mette a confronto diverse soluzioni di retrofit sismico per un edificio residenziale selezionato come caso-studio, sito sulla costa ovest del lago di Garda. Tutte le soluzioni strutturali considerate sono state poi accoppiate allo stesso intervento di recupero energetico, che permette di passare da una classe energetica E a una classe A1. È doveroso notare che le soluzioni proposte dalle due unità di ricerca non sono direttamente confrontabili per le ipotesi fatte sull'edificio esistente e sulla strategia di rinforzo proposta.

Nella prima parte del report, a cura dell'Università degli studi di Bergamo, si è considerato per la valutazione della capacità dell'edificio esistente che i dettagli costruttivi degli elementi strutturali non fossero adeguati a sviluppare un comportamento duttile in caso di sisma (ad esempio, i nodi non fossero sufficientemente armati, le armature non avessero un ancoraggio sufficiente, ecc.). Inoltre, si è considerato che gli elementi non strutturali (ad es. tamponamenti e partizioni interne, componenti del rinforzo energetico, ecc.) non fossero in grado di incassare drift superiori allo 0.3% senza danneggiamenti (Scheda 3 di Allegato 1). Le soluzioni sono state tutte concepite nel rispetto dei principi del Life Cycle Thinking: sono realizzate dall'esterno dell'edificio, evitando la rilocalizzazione degli abitanti; sono progettate per ridurre al minimo gli impatti lungo tutto il ciclo di vita, compresi i danni a tutti i componenti -strutturali e non strutturali- dell'edificio in caso di terremoto, in modo da non comprometterne in alcun modo la funzionalità dell'edificio e al fine di minimizzare i costi di riparazione. Con l'obiettivo di garantire un confronto efficace delle diverse tecniche, tutte le soluzioni sono state progettate per garantire le stesse prestazioni strutturali (soluzioni iso-performance allo SLV), ad eccezione della Soluzione 1, progettata da Di.Mo.Re. Srl e condizionata a particolari necessità funzionali-architettoniche. In particolare, per evitare il danneggiamento agli elementi strutturali e non strutturali sia esistenti che dell'esoscheletro, è stato considerato un design drift target dello 0.3%, consentendo di passare da una classe sismica C a una classe A+. In questa parte del report si è proceduto al predimensionamento e alla valutazione comparativa di soluzioni tradizionali, parzialmente reingegnerizzate in ottica LCT, e soluzioni innovative, pensate per garantire un facile montaggio, smontaggio nonché riuso e riciclo a fine vita. Le valutazioni comparative sono operate in termini di costi e impatti di costruzione e sul ciclo di vita. A fronte di costi di costruzione paragonabili, negli esoscheletri a setti si rileva una maggiore incidenza del costo delle opere di fondazione, mentre negli esoscheletri a guscio incide prevalentemente la sovrastruttura. Per quanto riguarda i costi e gli impatti sul ciclo di vita, le soluzioni proposte sono state progettate per minimizzare i danni in caso di terremoto ed i relativi costi di riparazione.

Nella seconda parte del report viene invece proposta una soluzione alternativa, sviluppata a cura dell'Università degli studi di Brescia, che comporta la preliminare disconnessione dei tamponamenti esterni dal telaio esistente e la successiva introduzione di un sistema di rinforzo costituito da pareti in c.a. con la funzione di resistere alle azioni orizzontali e di collegare gli impalcati dei due edifici posti a quote differenti. L'esempio descritto mostra come grazie all'intervento di downgrade sui tamponamenti e alle risorse di deformabilità del sistema strutturale esistente dovuto alla presenza di barre d'armatura a superficie liscia, sia possibile progettare un sistema di rinforzo sismico di adeguamento più snello facendo affidamento sulla capacità della struttura di poter raggiungere, senza danno significativo, deformazioni dell'ordine dello 0.35% di drift globale. La soluzione proposta si basa sugli studi di approfondimento effettuati e sulle conoscenze acquisite in merito allo specifico comportamento in campo sismico esibito da edifici a telaio in c.a. armati con barre a superficie lisce. Infatti, se da un lato la scarsa aderenza delle barre lisce comporta ridotte prestazioni degli ancoraggi, dall'altro si innescano meccanismi differenti rispetto a quelli esibiti da edifici armati con barre nervate e caratterizzati da una elevata deformabilità. Questa peculiarità può essere sfruttata per introdurre elementi di rinforzo più snelli, a patto di accettare danni moderati agli elementi non strutturali, nel caso specifico alle tramezzature interne. La soluzione prevede un contributo aggiuntivo ai costi di costruzione legato all'intervento di downgrade dei tamponamenti, ad esso si contrappone una riduzione generale dei costi degli elementi strutturali di rinforzo e del loro sistema di fondazione

dovuto allo sfruttamento delle risorse in campo non lineare degli elementi di elevazione stessi. Tuttavia, in questa seconda parte del report, i costi sul ciclo di vita – e dunque la possibile incidenza dei costi legati alla riparazione degli elementi non strutturali in caso di sisma – non sono stati considerati.

## 6. Bibliografia

- [1] BPIE, Europe's buildings under the microscope: A country-by-country review of the energy performance of the buildings, Brussel, 2011.
- [2] A. Marini, C. Passoni, A. Belleri, F. Feroldi, M. Preti, G. Metelli, P. Riva, E. Giuriani and G. Plizzari, "Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept," *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. 1-21, 2017.
- [3] C. Passoni, A. Marini, A. Belleri e C. Menna, «Redefining the concept of sustainable renovation of buildings: state of the art and an LCT-based design framework,» *Sustainable Cities and Society*, vol. 64, n. 2021, 2021.
- [4] A. Marini, C. Passoni e A. Belleri, «Life cycle perspective in RC building integrated renovation,» in *XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair – CINPAR*, Florence, 2018.
- [5] Passoni, C., Palumbo, E., Pinho, R., Marini, A. (2022). "The LCT Challenge: Defining New Design Objectives to Increase the Sustainability of Building Retrofit Interventions". *Sustainability*. 2022, 14(14), 8860
- [6] NTC, *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)*, Gazzetta Ufficiale del 20/02/2018, Supplemento ordinario n.42, 2018.
- [7] MidasGEN, «Analysis Manual for Midas GEN,» 2020.
- [8] EC8, *Design of structures for earthquake resistance*, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, CEN 2005.
- [9] F. P-420, *Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation. Federal Emergency Management Agency (FEMA)*, USA, 2009.
- [10] S. Labò, J. Zanni e A. Marini, «Valutazioni preliminari sul modello numerico relativo al caso studio ALER,» *ReLUIS 2018 – Linea Costruzioni in Muratura*, 2018.
- [11] L. Decanini, C. Gavarini e S. Bertoldi, «Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico,» in *VI Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica in Italia*, Perugia, 1993.
- [12] P. Fajfar, «A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design,» *Earthquake Spectra*, vol. 16, n. 3, pp. 573-592, 2000.
- [13] S. Yadav e V. Garg, «Advantage of Steel Diagrid Building Over,» *International Journal of Civil and Structural Engineering Research*, vol. 3, n. 1, pp. 394-406, 2015.
- [14] S. Labò, C. Passoni, A. Marini e A. Belleri, «Design of diagrid exoskeletons for the retrofit of existing RC buildings,» *Engineering Structures*, vol. 220, 2020.
- [15] J. Zanni, A. Marini, A. Belleri, P. Riva e F. Simonetti, «Integrated rehabilitation with exoskeleton under a life cycle thinking approach application to an existing building,» in *XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio*, Bologna, 2019.
- [16] S. Labò, C. Passoni, A. Marini, A. Belleri e P. Riva, «Design spectra for the preliminary design of elastic seismic retrofit solution from the outside,» in *7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - COMPDYN*, Crete, 2019.

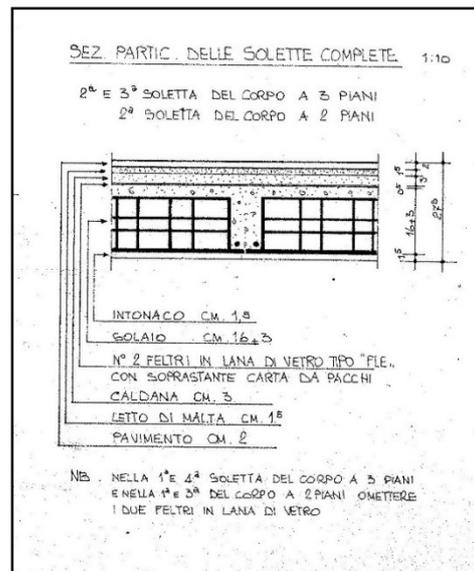
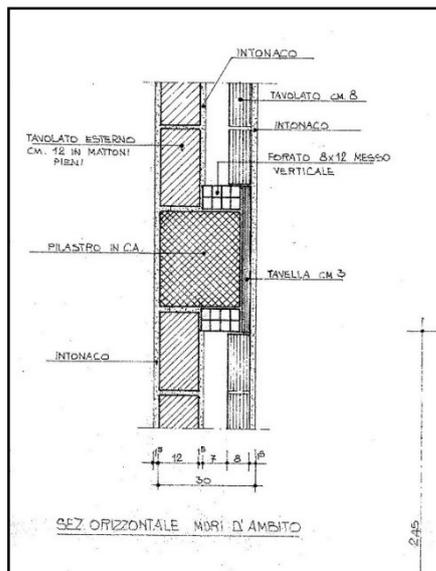
- [17] A. Marini, A. Belleri, C. Passoni, F. Feroldi e E. Giuriani, «In-plane capacity of existing post-WWII beam-and-clay block floor systems,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 20, n. 3, 2022.
- [18] J. Zanni, S. Cademartori, A. Marini, A. Belleri, E. P. Giuriani, P. Riva, B. Angi, G. Franchini, A. Marchetti, P. Odorizzi e G. Luitprandi, «Riqualificazione integrata e sostenibile di edifici esistenti con esoscheletri a guscio prefabbricati: il caso studio AdESA,» in *Colloqui ATE. Nuovi orizzonti per l'architettura sostenibile*, Catania, 2020.
- [19] V. Bolis, A. Paderno e M. Preti, «Experimental assessment of an innovative isolation technique for the seismic downgrade of existing masonry infills,» *Brick and Block Masonry - From Historical to Sustainable Masonry*, 2020.
- [20] M. Preti e V. Bolis, «Masonry infill construction and retrofit technique for the infill-frame interaction mitigation: Test results,» *Engineering Structures*, 2017.
- [21] C. Beschi, P. Riva, G. Metelli e A. Meda, «HPFRC Jacketing of Non Seismically Detailed RC Corner Joints,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 19, 2015.
- [22] F. Braga, R. Gigliotti e M. Laterza, «R/C Existing Structures with Smooth Reinforcing Bars: Experimental Behaviour of Beam-Column Joints Subject to Cyclic Lateral Loads,» *TOBCTJ*, 2009.
- [23] G. M. Calvi, G. Magenes e S. Pampanin, «Experimental test on a three storey R.C. frame designed for gravity only,» in *Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering*, 2002.
- [24] M. Di Ludovico, G. M. Verderame, A. Prota, G. Manfredi e E. Cosenza, «Cyclic Behavior of Nonconforming Full-Scale RC Columns,» *J. Struct. Eng.*, 2014.
- [25] J. Melo, H. Varum e T. Rossetto, «Experimental cyclic behaviour of RC columns with plain bars and proposal for Eurocode 8 formula improvement,» *Engineering Structures*, 2015.
- [26] S. Pampanin, G. M. Calvi e M. Moratti, «Seismic Behavior of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Only,» in *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, 2002.
- [27] G. M. Verderame, G. Fabbrocino e G. Manfredi, «Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part I: Monotonic tests,» *Engineering Structures*, 2008a.
- [28] G. M. Verderame, G. Fabbrocino e G. Manfredi, «Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests,» *Engineering Structures*, 2008b.
- [29] G. J. O'Reilly e T. J. Sullivan, «Modeling Techniques for the Seismic Assessment of the Existing Italian RC Frame Structures,» *Journal of Earthquake Engineering*, 2019.
- [30] A. Paderno, S. Pelucco, G. Metelli e M. Preti, «Analytical and numerical modelling of existing RC frames with smooth rebars,» *Engineering Structures Accepted for publication*, 2021.

## Appendice A1

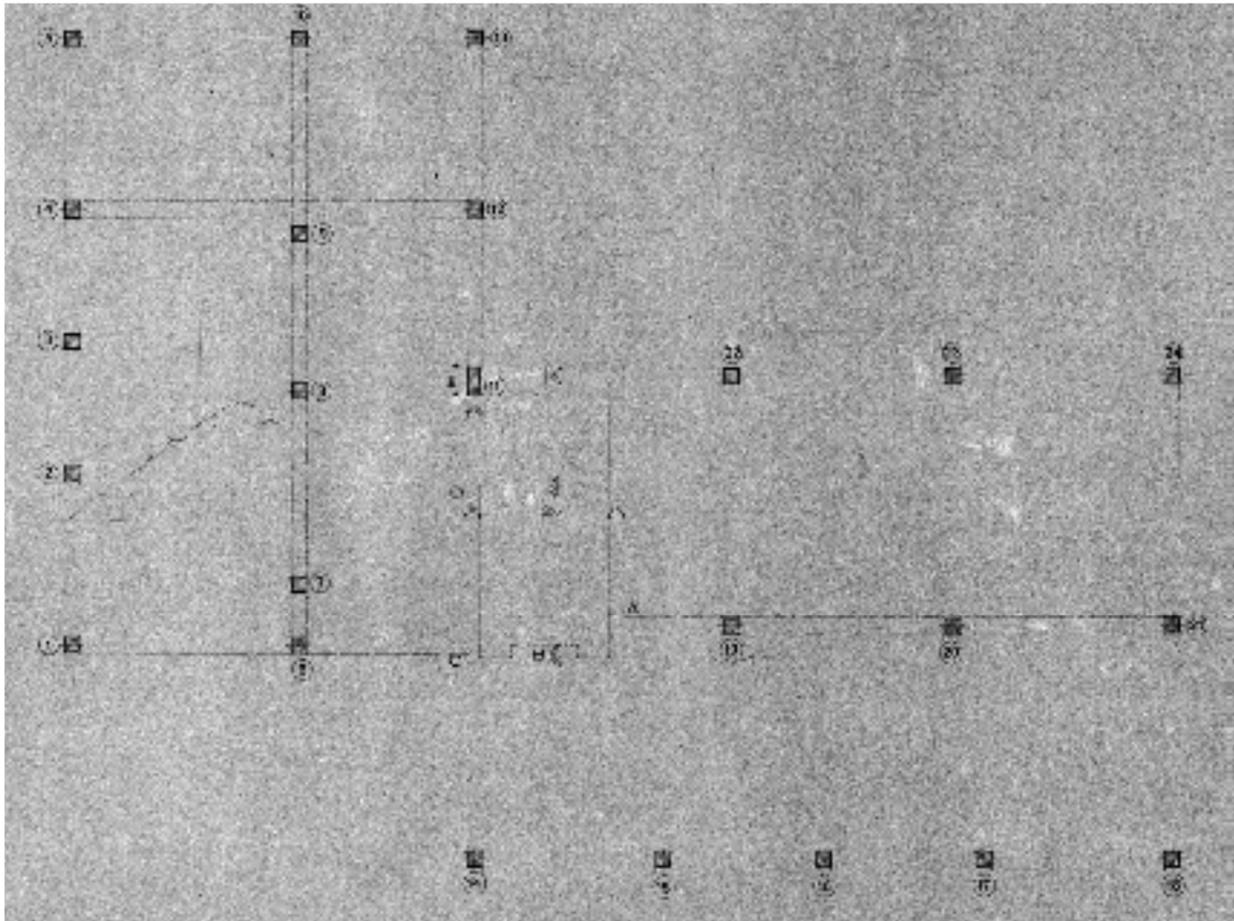
(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)



© Studio Di.Mo.Re., Brescia, Italy



© ALER, Brescia, Italy



© ALER, Brescia, Italy

NUMERO PILASTRI Q. MANI	1-5-13	2-3-4-12	7-10	8-9	6
DA Q+260 A Q+570	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$
DA Q+570 A Q+875	 $4\phi 10 - \text{or } \phi 6 \times 10'$	 $4\phi 10 - \text{or } \phi 6 \times 10'$	 $4\phi 10 - \text{or } \phi 6 \times 10'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$

NUMERO PILASTRI Q. MANI	15-24-11	2'	16-17 22-23	18-20	21	2'
DA Q+105 A Q+215	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$
DA Q+425 A Q+725	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$
DA Q+925 A Q+1025	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$	 $4\phi 12 - \text{or } \phi 6 \times 12'$

© ALER, Brescia, Italy

## Appendice A2

(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)

**Tabella A1** Lista delle EPD adottate per ogni materiale e ipotesi di fine vita considerate nelle EPD per il calcolo degli impatti dei Moduli C3-4-D

Materiale	EPD	Paese	Validità (anno)	Moduli	Ipotesi di fine vita
	Unical	IT	2022	A1-A3	-
Calcestruzzo C25/30	Beton	FR	2024	C3-C4-D	75% riciclo, 25% scarica (C3: trattamento di rifiuti di demolizione: frantumazione per ottenere ghiaia per uso stradale e stoccaggio; carbonatazione di rifiuti di calcestruzzo - 75% del prodotto in scarica carbonato) (D: sostituzione di materiale vergine - ghiaia naturale per applicazioni stradali)
Casseforme	Panguaneta	SE	2025	A1-A3 + C3-C4-D	49% recupero materiale, 4% recupero energetico, 13% incenerimento, 34% scarica
Barre armatura	Alfa Acciai	IT	2025	A1-A3 + C3-C4-D	Contenuto di materiale riciclato $\geq$ 97% (D: valore netto tra l'impatto diretto, cioè il riciclaggio dell'acciaio nel Electric Arc Furnace, e l'impatto evitato, cioè la produzione di acciaio dal minerale di ferro nel Basic Oxygen Furnace)
XLAM	Stora Enso	FI	2026	A1-A3 + C3-C4-D	4 scenari alternativi: 1- Riutilizzo: il 100% dell'XLAM viene riutilizzato in forma coerente (D: sostituzione di materiale vergine - prodotto) 2- Riciclaggio: 100% cippatura dell'XLAM per il riciclaggio (D: sostituzione del materiale vergine - cippato) 3- Incenerimento: Incenerimento del 100% dell'XLAM per il recupero di energia (75% di efficienza) (D: sostituzione del gas naturale nella produzione di calore) 4- Scarica: 100% dell'XLAM viene messo in scarica (D: l'assorbimento di metano dalla scarica sostituisce in parte il gas naturale nella produzione di calore)
Tubi acciaio	ArcelorMittal	LU	2025	A1-A3 + C3-D	11% riutilizzo, 88% riciclo, 1% scarica (C3: selezione e frantumazione dell'acciaio da riciclare e percentuale di rottami in scarica non recuperati a causa dell'efficienza di selezione - valore conservativo dell'1%) (D: produzione evitata)
	Beltrame	IT	2024	A1-A3	-
Profili acciaio	ArcelorMittal	LU	2024	C3-C4-D	11% riutilizzo, 88% riciclo, 1% scarica (C3: selezione e frantumazione dell'acciaio da riciclare e percentuale di rottami in scarica non recuperati a causa dell'efficienza di selezione - valore conservativo dell'1%) (D: produzione evitata)
Micropali in ghisa	Tiroler	AT	2022	A1-A3 + C3-C4-D	In linea di principio, è possibile riciclare i pali di ferro. Tuttavia, di solito, questo non viene fatto per ragioni economiche e i pali rimangono nel terreno



## **Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021**

**WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati**

### **ALLEGATO 1**

**APPLICAZIONE DI INTERVENTI CONDOTTI DALL'ESTERNO AD UN  
CASO STUDIO - EDIFICIO RESIDENZIALE IN CALCESTRUZZO ARMATO**

U.R: UNIBG, prof. Alessandra Marini

Gruppo di lavoro: S. Labò, C. Passoni, J. Zanni, M. Milesi, A. Belleri, A. Marini, P. Riva

*Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate, Università degli Studi di Bergamo*

# SOMMARIO

INQUADRAMENTO SCHEDE ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ).....	99
SCHEDA 1: Travi e pilastri ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ).....	100
Modellazione.....	100
Riferimenti .....	100
SCHEDA 2: Vani scale o pareti in c.a. esistenti ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ) .....	101
Criticità.....	101
Modellazione.....	101
Riferimenti .....	102
SCHEDA 3: Tamponamenti ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ) .....	103
Criticità.....	103
Modellazione.....	103
SCHEDA 4: Solai in latero-cemeneto ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ) .....	106
Criticità.....	106
Modellazione.....	107
Riferimenti .....	108
SCHEDA 5: Predimensionamento di esoscheletri ( <i>A cura dell'Università degli Studi di Bergamo</i> ) .....	109
Premessa .....	109
Metodo: stima della rigidezza minima e azioni di progetto .....	109
Riferimenti .....	109

# INQUADRAMENTO SCHEDE

(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)

Per la valutazione dello stato di fatto e della situazione post-intervento si fa riferimento alle schede riportate in seguito ed inquadrare in Figura A1 e Figura A2.

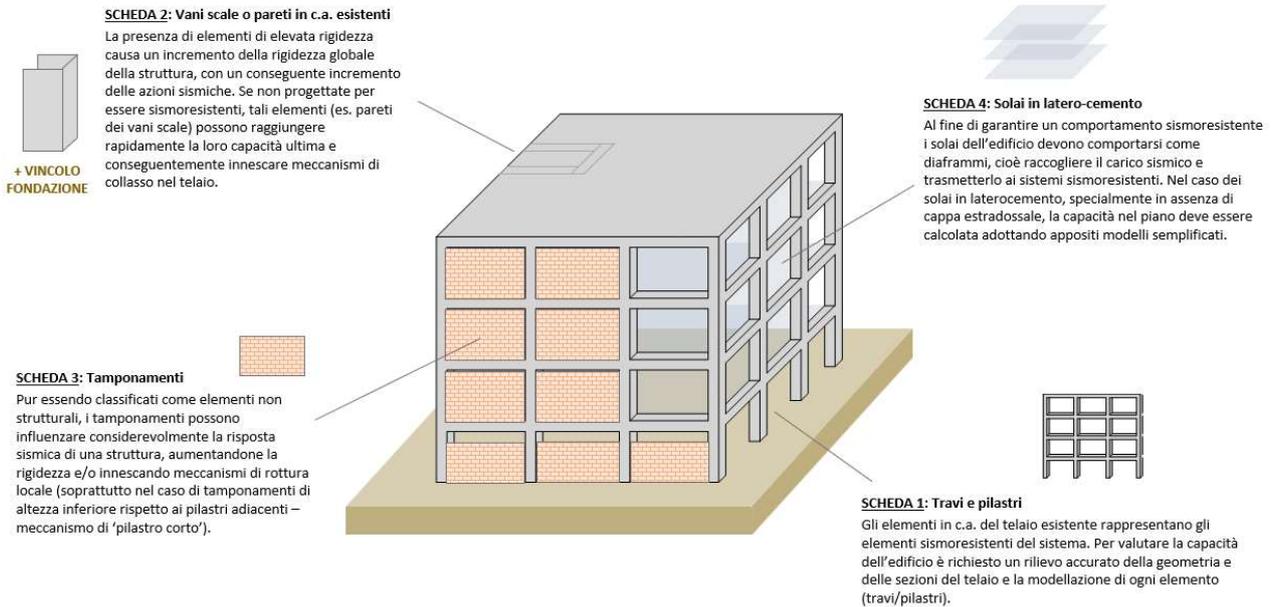


Figure A 1 – Inquadratura delle schede realizzate per la modellazione del caso studio nello stato di fatto.

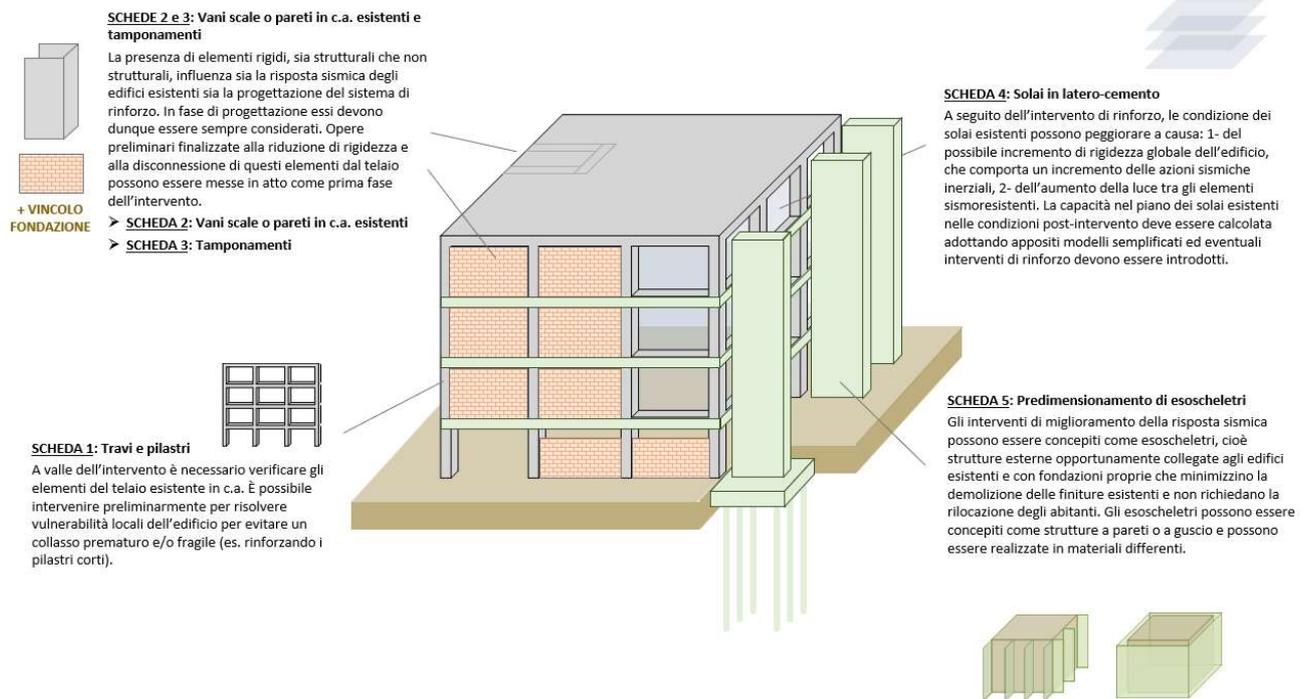


Figure A 2 – Inquadratura delle schede realizzate per il predimensionamento dell'intervento e della modellazione del caso studio post intervento.

# SCHEDA 1: Travi e pilastri

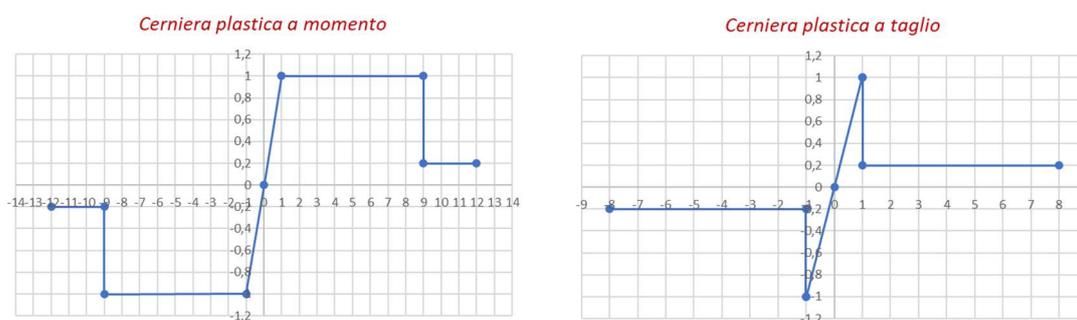
(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)

## 1.1 Modellazione

La modellazione degli elementi di un telaio in c.a. si basa innanzitutto su di un rilievo accurato della geometria, delle sezioni e dei particolari costruttivi. Successivamente, a seconda del livello di conoscenza ottenuto in fase di indagine sul manufatto, è possibile definire le proprietà di resistenza dei materiali che lo compongono, attraverso opportuni fattori di confidenza (NTC 2018). Tali dati possono essere poi implementati in un modello ad elementi finiti sviluppato con un software di calcolo.

Le proprietà non lineari di travi e pilastri possono essere modellate attraverso delle cerniere plastiche a plasticità concentrata introdotte alle due estremità del singolo componente. Nel caso delle travi, qualora si volesse introdurre una cerniera plastica in mezzeria (zona di momento massimo positivo), è possibile dividere tali elementi in due sotto elementi.

Per le cerniere plastiche a flessione di travi e pilastri si considera un legame di tipo bilineare, definito dalla capacità a snervamento e ultima della sezione, trascurando, a favore di sicurezza, la rigidità iniziale della sezione non fessurata in quanto significativa solo per il primo ciclo di sollecitazione. Più precisamente, per le *travi* si inseriscono delle cerniere plastiche a flessione e a taglio (a taglio si considera la direzione perpendicolare al piano dell'impalcato) calcolate secondo l'Eurocodice 8 (CEN 2005). Le stesse prevedono un comportamento duttile per quanto concerne la sollecitazione di momento flettente, mentre elasto-fragile per quanto riguarda la sollecitazione tagliante (**Figura 1.1**).



**Figura 1.1** – Descrizione grafica del comportamento delle cerniere plastiche a momento flettente ed a taglio per gli elementi trave/pilastro. Gli assi dei due grafici sono da intendersi nel seguente modo: asse x, valori riscalati rispettivamente rispetto alla rotazione e allo spostamento a snervamento, posto pari a 1; asse y, valori riscalati rispettivamente rispetto alla sollecitazione a snervamento ( $M_y$  o  $F_y$ ) posta pari a 1 (riadattato da Eurocode 8 (CEN 2005)).

In merito ai *pilastri* invece è necessario inserire delle cerniere plastiche a pressoflessione e a taglio (nelle due direzioni ortogonali all'asse di sviluppo dell'elemento), calcolate secondo l'Eurocodice 8 (CEN 2005). Come per le travi, si considera un comportamento duttile per quanto concerne la sollecitazione di momento flettente, valutando anche l'interazione con l'azione assiale (dominio M-N), mentre elasto-fragile per quanto riguarda la sollecitazione tagliante (**Figura 1.1**).

## 1.2 Riferimenti

**EC8** (CEN 2005). Design of structures for earthquake resistance. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.

**NTC** (2018). Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). Gazzetta Ufficiale del 20/02/2018, Supplemento ordinario n.42.

## SCHEDA 2: Vani scale o pareti in c.a. esistenti

(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)

### 1.3 Criticità

L'elevata rigidezza che caratterizza le pareti in c.a. di un edificio esistente, siano esse appartenenti al vano scale o meno, fa sì che le forze sismiche trasferitegli siano frequentemente molto significative. Le stesse, generalmente concepite solamente per resistere ai carichi gravitazionali, rappresentano dunque elementi di particolare criticità negli edifici realizzati nel secondo dopoguerra, e presentano una resistenza modesta nei confronti dei carichi orizzontali. Se non tenute in considerazione in fase di progettazione dell'intervento, in caso di evento sismico possono manifestare danni severi prima ancora che si attivi il sistema sismo-resistente.



Figura 2.1 – Danno alla base di un vano scale di un edificio in C.A. in seguito al terremoto dell'Emilia del 2012. (da Maneges et al., 2012)

### 1.4 Modellazione

Nella modellazione ad elementi finiti, le pareti in c.a. non progettate per i carichi orizzontali sono modellate come elementi *Beam*. Il comportamento non lineare viene tenuto in considerazione implementando cerniere a plasticità concentrata ad ogni piano. In particolare, il comportamento di queste ultime a compressione, a taglio ed a flessione può essere descritto ricorrendo a leggi costitutive del tipo FEMA, come esplicitato nella figura seguente (FEMA, 2009).

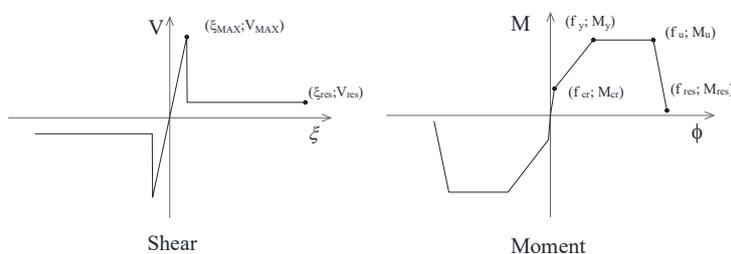


Figura 2.2 – Cerniere plastiche tipo FEMA per la descrizione del comportamento (a) a taglio (comportamento elasto-fragile); (b) a flessione (comportamento elasto-plastico) (da FEMA, 2009).

Inoltre, in fase di modellazione è necessario approfondire il tema del collegamento a terra di queste pareti rigide. I vincoli alla base adottati nel modello FEM devono infatti rappresentare correttamente il comportamento delle fondazioni esistenti, spesso non in grado di garantire un vincolo di incastro perfetto.

Per ovviare a tale problema, si possono seguire due scelte differenti di modellazione:

- Introduzione di una molla rotazionale non lineare alla base della parete

Si introduce, alla base della parete rigida in c.a., una molla rotazionale con legame di comportamento elasto-plastico. La rigidità e la resistenza della molla rotazionale sono determinate valutando il momento massimo della fondazione in relazione al tipo di terreno e la sua rigidità è calibrata secondo la relazione:

$$\theta = \frac{M}{K_\theta}$$

In particolare, la rigidità rotazionale della molla viene desunta attraverso la formulazione:

$$K_\theta = k_t \frac{L_f^3 b_f}{12}$$

dove:

- $L_f$  rappresenta la lunghezza della fondazione;
- $b_f$  indica la larghezza della fondazione;
- $k_t$  descrive il carico sopportato da un volume unitario del terreno considerato, si può assumere un valore medio di  $k_t$  pari a  $0.1 \text{ N/mm}^3$ .

- Introduzione di un letto di molle verticali alla base della parete

Si opta per la disposizione di un letto di molle verticali assiali alla base di ogni setto della parete rigida in c.a. con interasse  $\Delta x$  (ad esempio si può considerare  $\Delta x=10\text{cm}$ ), ad eccezione del punto centrale del setto dove è necessario un collegamento rigido (rigid link) atto ad impedire lo scorrimento orizzontale del setto stesso.

Le molle hanno comportamento non lineare elasto-plastico definito attraverso i valori di rigidità iniziale  $K$  e di forza di snervamento  $R_{iu}$ . Peraltro, queste vengono definite come non reagenti a trazione, così da rappresentare il fatto che la parete possiede una resistenza a trazione trascurabile se paragonata con quella a compressione. I parametri sono così definiti (Bianchi et al., 2013):

$$\delta_u = \varepsilon_u \cdot \frac{\lambda \Delta x}{2} \cdot 2$$

$$R_{iu} = \sigma_u \cdot \Delta x \cdot b_w$$

$$K = \frac{R_{iu}}{\delta_u}$$

In cui:

- $\lambda \Delta x$  rappresenta l'altezza della zona di plasticità (un valore ragionevole per la muratura è  $\lambda = 3$ );
- $\varepsilon_u$  indica la deformazione ultima del calcestruzzo;
- $\delta_u$  descrive l'abbassamento della molla a snervamento;
- $\sigma_u$  rappresenta la resistenza a compressione del calcestruzzo;
- $b_w$  indica la larghezza della parete.

## 1.5 Riferimenti

**Bianchi, S., Giuriani, E., e Metelli, G.,** (2013) "Studio dinamico non lineare di pareti in muratura sollecitate nel proprio piano", Università degli Studi di Brescia.

**Eurocode 8** "European Standard EN 1998-2005: Design of structures for", Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.

**F. P-420** (2009) "Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation", Federal Emergency Management Agency (FEMA), USA.

**Magenes, G., e Pampanin, S.** (2004) "Seismic response of gravity-load design frames with masonry infills", Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

## SCHEDA 3: Tamponamenti

(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)

### 1.6 Criticità

In un edificio esistente, i tamponamenti vengono concepiti e progettati come elementi non strutturali. Tuttavia, la presenza di questi elementi, specialmente nel caso di tamponature senza aperture, determina un significativo incremento della rigidità strutturale del sistema, alterando così l'intensità e la distribuzione delle azioni sismiche e delle deformazioni nell'edificio.



**Figura 3.1** – Meccanismi di collasso legati ai tamponamenti: globale a) per formazione piano debole; locale, b) per formazione pilastro corto. (a) da Preti et al., 2012, b) da Maneges e Pampanin, 2004).

### 1.7 Modellazione

La modellazione dei tamponamenti in muratura risulta particolarmente complessa dal momento che la stima delle proprietà degli stessi dipende da molti fattori: proprietà meccaniche di mattone e malta, presenza di aperture nel muro, tipo di interfaccia tra tamponamento e telaio (presenza di un vuoto o di un giunto di malta di spessore variabile), qualità della muratura legata all'abilità della lavorazione, presenza di tagli per il posizionamento di sistemi elettrici o idraulici. Per superare le difficoltà legate alla varietà e all'incertezza dei parametri coinvolti, sono stati indagati molti modelli durante gli anni, spesso basati sui risultati di indagini sperimentali.

Tra gli approcci di macro-modellazione, il più diffuso è il metodo a puntone equivalente, basato sull'assunzione che un tamponamento in muratura può essere rappresentato tramite un puntone diagonale con appropriate caratteristiche geometriche e meccaniche. Questo metodo venne introdotto inizialmente da Polyakov (1960) e poi sviluppato da Holmes (1961), Stafford Smith (1966), Stafford Smith and Carter (1969), e Mainstone (1971). Un'estesa ricognizione di questi metodi è presente in Uva (2012).

Tra quelli in letteratura, un metodo valido per considerare l'interazione tra telaio e tamponamenti è quello proposto da Decanini, Gavarini e Bertoldi (1993), che consiste nel modellare questi ultimi per mezzo di bielle diagonali compresse che convergono nei nodi trave-pilastro. Il comportamento non lineare di questi elementi viene modellato mediante l'introduzione di cerniere plastiche assiali descritte dal punto di fessurazione ( $F_{cr}$ ;  $\theta_{cr}$ ), dal punto di rottura ( $F_P$ ;  $\theta_P$ ) e dal punto della capacità residua ( $F_R$ ;  $\theta_R$ ) come riportato in **Tabella 3.1**. Le forze relative alla fessurazione, alla rottura ed alla capacità residua possono essere calcolate in accordo con la formulazione proposta da Decanini et al. (1993), mentre per i drift relativi ai suddetti punti è preferibile consultare i risultati ottenuti da Sassun et al. (2016).

**Tabella 3.1** – Descrizione grafica e matematica del comportamento trilineare a compressione delle cerniere plastiche dei tamponamenti, secondo la formulazione di Decanini et al. (1993) e di Sassun et al. (2016).

	Forza [kN] - (Decanini et al., 1993)	Drift [%] - (Sassun et al., 2016)
	$F_m = (\sigma_w)_{min} t_m w$ <ul style="list-style-type: none"> <li><math>(\sigma_w)_{min} = \min(\sigma_{w1}; \sigma_{w2}; \sigma_{w3}; \sigma_{w4})</math>, sforzo minimo fra i quattro possibili meccanismi di collasso del tamponamento.</li> <li><math>t_m</math> = spessore del tamponamento;</li> <li><math>w</math> = larghezza del puntone compresso.</li> </ul>	$\theta_m = 0.5\%$
	$F_y = 0.8F_m$	$\theta_y = 0.3\%$
	$F_R = 0.35F_m$	$\theta_R = 1.86\%$

### 1.8 Trattazione di Decanini et al. (1993) per la stima di $(\sigma_w)_{min}$

Decanini et al. (1993) propongono un modello a puntone diagonale equivalente per rappresentare il comportamento dei tamponamenti in muratura nei confronti delle sollecitazioni orizzontali.

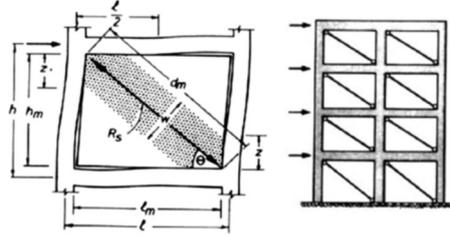


Figura 3.2 – Modello a puntone equivalente (da: Pauley and Prestley, 1992).

In particolare, nel caso di tamponamenti senza aperture, è possibile esprimere il rapporto tra larghezza e lunghezza del puntone nel modo seguente:

$$\frac{w}{d_m} = \frac{K_1}{\lambda h} + K_2$$

Dove,  $K_1, K_2$  sono parametri definiti come funzione del prodotto  $\lambda h$  secondo la tabella seguente:

Tabella 3.2 – Parametri  $K_1$  e  $K_2$  del modello a puntone diagonale (Decanini, 1993).

	$\lambda h < 3.14$	$3.14 < \lambda h < 7.85$	$\lambda h > 7.85$
$K_1$	1.300	0.707	0.470
$K_2$	-0.178	0.010	0.040

- $h$  = altezza del telaio da centro a centro;
- $\lambda$  = parametro di rigidità adimensionale introdotto da Stafford Smith and Carter (1969) e definito come segue:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_{w\theta} t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}}$$

- $E_{w\theta}$  = modulo elastico della muratura;
- $E_c$  = modulo elastico del calcestruzzo;
- $h_m$  = altezza del tamponamento;
- $I_c$  = momento di inerzia della sezione trasversale della colonna adiacente al tamponamento;
- $\theta$  = inclinazione del puntone diagonale rispetto all'orizzontale;

È possibile stimare il modulo elastico della muratura nel seguente modo:

$$E_{w\theta} = \left[ \frac{\cos^4 \theta}{E_{wh}} + \frac{\sin^4 \theta}{E_{wv}} + \cos^2 \theta \sin^2 \theta \left( \frac{1}{G} - 2 \frac{\nu}{E_{wv}} \right) \right]^{-1}$$

- $\nu$  = modulo di Poisson;

Si passa quindi all'analisi degli sforzi relativi ai quattro meccanismi di rottura che il tamponamento può sperimentare, come in figura:

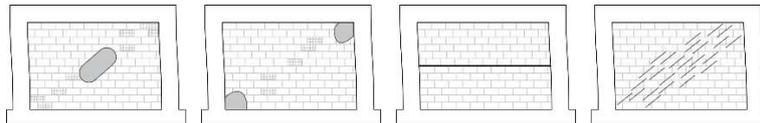


Figura 3.3 – Meccanismi di rottura tipici di un tamponamento in muratura: (a) compressione al centro del pannello, (b) schiacciamento ai nodi, (c) scorrimento dei giunti orizzontali di malta, (d) rottura a trazione diagonale (adattato da Hak et al., 2013).

- Rottura per compressione al centro del pannello:  $\sigma_{w1} = \frac{1.16 w \nu \tan \theta}{K_1 + K_2 \lambda h}$ ;
- Rottura per schiacciamento ai nodi:  $\sigma_{w2} = \frac{1.12 w \nu \sin \theta \cos \theta}{K_1 (\lambda h)^{-0.12} + K_2 (\lambda h)^{0.88}}$ ;
- Scorrimento dei giunti orizzontali di malta:  $\sigma_{w3} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) f_{wu} + 0.3 \sigma_v}{\frac{K_1}{\lambda h} + K_2}$ ;
- Rottura per trazione:  $\sigma_{w4} = \frac{0.6 f_{ws} + 0.3 \sigma_v}{\frac{K_1}{\lambda h} + K_2}$

Per quanto riguarda le proprietà della muratura, i valori assumibili per una tipologia media di muratura (12+12cm blocchi forati) secondo quanto proposto da Hak et al. (2013) sono riportati nella tabella sottostante:

**Tabella 3.3** – Proprietà della muratura per la tipologia di tamponamento considerata (Hak et al. (2013)), dove  $f_{wv}$  rappresenta lo sforzo massimo a compressione in direzione verticale,  $f_{wu}$  esprime la resistenza a taglio-scorrimento dei giunti di malta,  $f_{ws}$  indica la resistenza a taglio in regime di compressione diagonale,  $E_{wh}, E_{wv}$  rappresentano il modulo elastico secante per la direzione orizzontale e verticale,  $G$  esprime il modulo di taglio.

$f_{wv}$ [MPa]	$f_{wu}$ [MPa]	$f_{ws}$ [MPa]	$E_{wh}$ [MPa]	$E_{wv}$ [MPa]	$G$ [MPa]
1.50	0.25	0.31	991	1873	1089

## 1.9 Riferimenti

**Decanini, L.D., Gavarini, C., and Bertoldi, S.H.,** (1993) “Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico”, Atti del VI Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica in Italia, Perugia, 1993.

**Hak, S., Morandi, P., and Maneges, G.,** (2013) “Damage Control of Masonry Infills in Seismic Design”, Research EUCENTRE, 2013/01, IUSS Press, Pavia.

**Magenes, G., and Pampanin, S.,** (2004) “*Seismic response of gravity-load design frames with masonry infills*”, *Proceedings of 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada*.

**Paulay, T., and Priestley, M.,** (1992) “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building”, John Wiley & Sons, New York.

**Preti, M., Bettini, N., and Plizzari, G.,** (2012) “Infill Walls with Sliding Joints to Limit Infill-Frame Seismic Interaction: Large-Scale Experimental Test” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 16:1, pp. 125-141.

**Sassun, K., Sullivan, T. J., Morandi, P., & Cardone, D.** (2016). *Characterising the in-plane seismic performance of infill masonry. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*.

**Uva, G., Raffaele, D., Porco, F., and Fiore, A.,** (2012) “On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings”, *Engineering Structures*, vol. 42, pp. 83-94.

Per eventuali approfondimenti:

**Holmes, M.,** (1961) “Steel frame with brickwork and concrete infilling”, *ICE Proceedings* 19: 473-478.

**Mainstone, R.J.,** (1971) “On the stiffness and strengths of infilled frames”, *ICE Proceedings* 230.

**Polyakov, S.V.,** (1960) “On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall”, *Earthquake Engineering Research Institute, Moscow*, 36-42.

**Stafford Smith, B.,** (1966) “Behaviour of square infilled frames”, *Journal of the structural division, Proceedings of the ASCE*, 92: 381-403.

**Stafford Smith, B., and Carter, C.,** (1969) “A method of analysis for infilled frames”, *ICE Proceedings* 44: 31-48.

## SCHEDA 4: Solai in latero-cemento

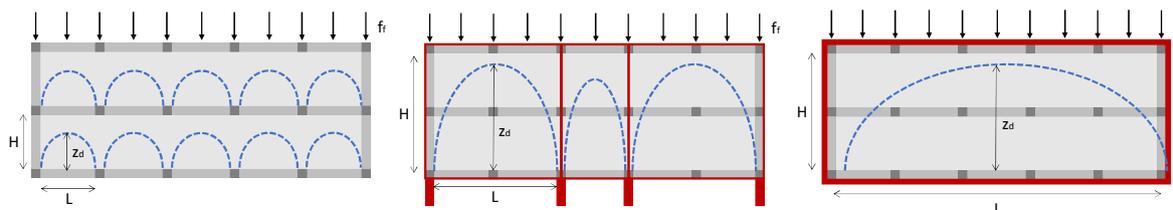
(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)

### 1.10 Criticità

Gli impalcati di un edificio esistente soggetto a sollecitazione sismica devono essere in grado di comportarsi come diaframmi di piano (Moehle, et al. 2010). Sebbene la vulnerabilità strutturale degli edifici esistenti nelle condizioni ante intervento sia raramente associata alla mancata efficacia del diaframma, quest'ultimo può diventare critico nelle condizioni post-retrofit.

La capacità nel piano dei solai in laterocemento è legata alla resistenza di un meccanismo resistente 'arco-catena' (o 'a puntoni e tiranti', (Bull 2004)) che si sviluppa all'interno dello spessore del solaio. Le forze di inerzia del piano, che vengono rappresentate come un carico distribuito lungo la lunghezza del diaframma, sollecitano il solaio creando dei puntoni compressi che corrono ad arco sino ai supporti laterali, bilanciati alla base da una catena tesa. L'entità delle azioni dipende dunque dalla luce netta ( $L$ ) e dalla freccia ( $Z_d$ ) dell'arco, che dipendono a loro volta dalle caratteristiche geometriche del solaio, dalle aperture (ovvero i vani scale) e dalla presenza di elementi rigidi (telai tamponati).

La capacità nel piano dei solai può diventare critica in particolare in due scenari: 1) quando l'intervento di riqualificazione aumenta la rigidità globale dell'edificio, con una conseguente riduzione del periodo fondamentale della struttura e un aumento delle azioni sismiche di piano; 2) quando la luce dell'arco, dapprima pari alla luce della campata tra i pilastri del telaio esistente, aumenta fino a diventare pari alla distanza tra gli elementi del nuovo e più rigido sistema sismo-resistente.



**Figura 4.1** – Esempi di distribuzione dei carichi nel piano mediante la formazione del meccanismo 'arco-catena' per l'edificio esistente (sinistra) e per due configurazioni di interventi di riqualificazione sismica (a pareti, al centro, e a guscio, a destra) (adattato da (Marini, et al. 2022)).

Il meccanismo ad arco può svilupparsi all'interno della soletta estradossale, ove presente, all'interno del solaio in laterocemento, grazie all'interazione laterizio-travetto, o in entrambi, in funzione della loro rigidità. Lo sviluppo del meccanismo resistente ad arco dipende dalla verifica di tre differenti regioni, che possono manifestare differenti meccanismi di rottura (Marini, Belleri, et al. 2022):

- La chiave dell'arco (**Meccanismo A**), dove la pignatta è compressa ortogonalmente alla direzione dei fori (**Eq. A**);
- I supporti alla base dell'arco (**Meccanismo B**), dove si trasferisce una combinazione di sforzi di compressione e di taglio e si potrebbe eccedere la massima resistenza a compressione o a taglio della pignatta nella direzione dei fori, oppure la resistenza a taglio all'interfaccia pignatta-calcestruzzo (**Eq. B**);
- La catena dell'arco (**Meccanismo C**), dove la rottura a trazione può essere innescata dal superamento della resistenza a trazione della trave in c.a., dell'adesione all'interfaccia trave-pignatta o della resistenza a trazione della pignatta (**Eq. C**).

La capacità di resistenza nel piano del solaio è definita come il valore minimo della reazione agli appoggi del meccanismo arco-catena (**Eq. D**).

**Tabella 4.1** – Meccanismo resistenza arco-catena con indicazione delle tre regioni critiche da verificare per stimare la capacità resistente nel piano del solaio. Per ciascuno di questi ne viene enunciata la formula di calcolo (Marini, et al. 2022).

<p><b>Eq. A</b> <math>F_A^{TOT} = \min \left[ f_{c,b\perp} \left( A_b + \frac{E_c}{E_b} A_c \right); f_c \left( A_c + \frac{E_b}{E_c} A_b \right) \right]; V_{fA} = 4F_A^{TOT} \left( \frac{z_d}{L} \right)</math></p> <p>in cui:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <math>f_{c,b\perp}</math> rappresenta il massimo sforzo di compressione nella direzione debole del laterizio;</li> <li>➤ <math>f_c</math> indica lo sforzo di compressione del calcestruzzo;</li> <li>➤ <math>\frac{E_c}{E_b}</math> rappresenta il rapporto tra il modulo elastico della cappa e quello dei blocchi in laterizio;</li> <li>➤ <math>A_b = t_{eq} b^*</math> indica l'area resistente dei blocchi in laterizio, considerando uno spessore equivalente (<math>t_{eq}</math>) di una lastra omogenea in laterizio, corrispondente allo spessore netto delle sottili anime del blocco in laterizio, e una larghezza <math>b^*</math> pari alla larghezza massima dell'arco che si sviluppa nel piano (assumibile pari a 25-50<math>t_{eq}</math>);</li> <li>➤ <math>A_c = t_c b^*</math> indica l'area resistente della cappa di completamento, con spessore <math>t_c</math> e larghezza <math>b^*</math>;</li> <li>➤ <math>z_d</math> rappresenta la freccia dell'arco;</li> <li>➤ <math>L</math> indica la luce dell'arco.</li> </ul> <p><b>Eq. B</b> <math>V_{fB} = \min \left[ \frac{\tau_{ud} H}{\beta} \left( t_{eq} + \frac{G_c}{G_b} t_c \right); \frac{\tau_{cd} H}{\beta} \left( t_c + \frac{G_b}{G_c} t_{eq} \right) \right]</math></p> <p>in cui:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <math>\tau_{ud}</math> rappresenta lo sforzo ultimo a taglio di progetto del laterizio;</li> <li>➤ <math>\tau_{cd}</math> indica lo sforzo ultimo a taglio di progetto della cappa di completamento in calcestruzzo;</li> <li>➤ <math>\frac{G_c}{G_b}</math> rappresenta il rapporto tra il modulo di taglio della cappa e quello dei blocchi in laterizio;</li> <li>➤ <math>H</math> indica la lunghezza del solaio;</li> <li>➤ <math>\beta</math> rappresenta un coefficiente relativo alla distribuzione dello sforzo di taglio, definito come il rapporto tra il valore massimo e quello medio di sforzo di taglio lungo l'estensione del diaframma (pari a 1.3 oppure 2.0 a seconda della distribuzione).</li> </ul> <p><b>Eq. C</b> <math>F_t = \max \left( F_{t,pre} = f_t \left( \alpha_1 A_c + \frac{E_s}{E_c} \alpha_2 A_s + \frac{E_s}{E_c} A_{Tie} \right); F_{t,post} = f_{yd} \alpha_2 A_s + f_{ydTie} A_{Tie} \right); V_{fC} = 4F_t \left( \frac{z_d}{L} \right)</math></p> <p>in cui:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <math>f_t</math> rappresenta la resistenza a trazione del calcestruzzo;</li> <li>➤ <math>\frac{E_s}{E_c}</math> rappresenta il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e del calcestruzzo;</li> <li>➤ <math>A_c</math> indica l'area del calcestruzzo della trave di bordo;</li> <li>➤ <math>A_s</math> indica la somma delle aree delle barre nella trave di bordo;</li> <li>➤ <math>A_{Tie}</math> rappresenta l'area di possibili fasce marcapiano;</li> <li>➤ <math>\alpha_1</math> e <math>\alpha_2</math> rappresentano coefficienti che permettono di combinare la forza di trazione sismica al momento flettente dovuto ai carichi gravitazionali.</li> <li>➤ <math>f_{yd}</math> indica la resistenza a trazione di progetto del rinforzo;</li> <li>➤ <math>f_{ydTie}</math> indica la resistenza a trazione di progetto della catena.</li> </ul> <p><b>Eq. D</b> <math>V_{fd} = \min \{ V_{fA}; V_{fB}; V_{fC} \}; f_{fd} = 2V_{fd}/L</math></p>

### 1.11 Modellazione

Nel caso di diaframmi di forma regolare, è possibile modellare l'impalcato come un diaframma rigido e verificare la capacità dello stesso di comportarsi come diaframma a posteriori, calcolando le forze di piano in

corrispondenza dello stato limite considerato e confrontandole con la capacità ultima del solaio calcolata con le formule precedenti.

Alcuni valori di riferimento per le proprietà dei materiali sono di seguito riportate (valori in MPa):

**Tabella 4.2** – Valori di riferimento per le proprietà dei materiali.

$f_{c,b\perp}$	$f_c$	$E_c$	$G_c$	$E_b$	$G_b$	$\tau_{ud}$	$\tau_{cd}$	$f_t$	$E_s$	$f_{yd}$	$f_{ydrie}$
<b>18</b>	<b>20</b>	<b>23000</b>	<b>15000</b>	<b>15000</b>	<b>6800</b>	<b>1.72</b>	<b>2</b>	<b>1.47</b>	<b>21000</b>	<b>235</b>	<b>275</b>

### 1.12 Riferimenti

**Bull, D. K.** (2004). Understanding the complexities of designing diaphragms in buildings for earthquakes. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 37(2), 70-88. Tratto da <https://doi.org/10.5459/bnzsee.37.2.70-88>

**Marini, A., Belleri, A., Passoni, C., Feroldi, F., & Giuriani, E.** (2022). In-plane capacity of existing post-WWII beam-and-clay block floor systems. Bulletin of Earthquake Engineering, 20(3). doi:10.1007/s10518-021-01301-y

**Moehle, J. P., Hooper, J. D., Kelly, D. J., & Meyer, T. R.** (2010). Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors: a guide for practicing engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3.

Per eventuali approfondimenti:

**Belleri, A., Feroldi, F., Passoni, C., Marini, A., & Giuriani, E.** (2019). Il ruolo critico dei diaframmi di piano negli interventi di adeguamento sismico condotti dall'esterno. Atti del XVIII Convegno ANIDIS, 15-19 Settembre 2019, Ascoli Piceno (in italiano).

## SCHEDA 5: Predimensionamento di esoscheletri

(A cura dell'Università degli Studi di Bergamo)

### 1.13 Premessa

La progettazione strutturale di esoscheletri richiede particolare attenzione dalla definizione del layout alla definizione della rigidità minima, nonché alla verifica delle azioni negli elementi per le condizioni di progetto. Un ulteriore aspetto da considerare riguarda il controllo del comportamento dell'edificio oltre lo stato limite di progetto, ossia nel caso in cui si verifichi un terremoto di intensità superiore. Oltre lo stato limite di progetto, l'obiettivo dovrebbe essere quello di minimizzare e localizzare i danni derivati dall'evento sismico eccezionale, in modo da permettere la riparazione localizzata del sistema di rinforzo (e, eventualmente, dell'edificio) riducendone così i tempi di riparazione e di inutilizzo anche in caso di evento eccezionale.

### 1.14 Metodo: stima della rigidità minima e azioni di progetto

Per controllare gli spostamenti laterali dell'edificio va definita la rigidità del sistema aggiuntivo di controvento. Si propone un metodo basato sull'impiego di spettri di pre-dimensionamento per la determinazione della rigidità minima (Labò, et al. 2019) basato su (Ciampi, et al. 1995; Feroldi, 2014; Labò, 2019; Labò, et al. 2019) in modo da rispettare un determinato target in termini di spostamento. Il metodo è illustrato schematicamente in **Figura 5.1**.

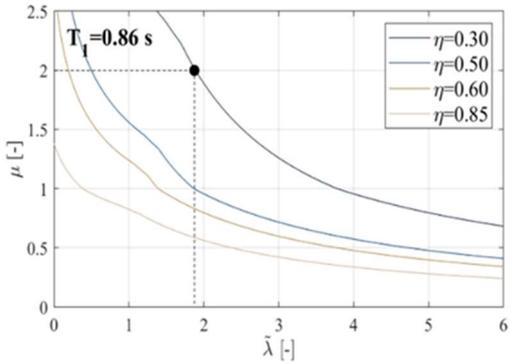
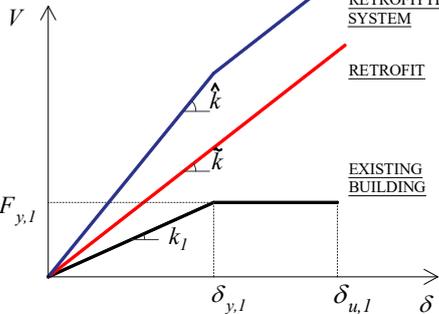
Step 0	
<p>Noti la massa <math>m_1</math>, il periodo <math>T_1</math> ed i parametri principali della curva di capacità dell'edificio esistente (EC8 CEN 2005, NTC 2018): rigidità <math>k_1</math>, forza di snervamento <math>F_{y,1}</math> e la stima della capacità <math>\eta = \frac{F_{y,1}}{[m_1 \cdot S_a(T_1)]}</math></p>	<p>Noti i target di progetto (Passoni 2016, Passoni, et al. 2021) espressi in termini di duttilità richiesta <math>\mu = \frac{\delta_{MAX}}{\delta_{y,1}}</math>: rapporto tra lo spostamento massimo di progetto (<math>\delta_{MAX}</math>) e lo spostamento a snervamento dell'edificio esistente (<math>\delta_{y,1} = \frac{F_{y,1}}{k_1}</math>),</p>
Step 1	
<p>Attraverso l'impiego di spettri di predimensionamento (Labò, et al. 2019) che plottano <math>\mu</math> in funzione del rapporto di rigidità tra sistema di rinforzo e edificio esistente (<math>\tilde{\lambda} = \frac{\tilde{k}}{k_1}</math>) per determinati <math>\eta</math>, si stabilisce la rigidità (<math>\tilde{k}</math>) del sistema rinforzato (edificio esistente + esoscheletro) e, pertanto, del solo esoscheletro (<math>k_2 = \tilde{k} - k_1</math>).</p>	
 <p>The graph shows the ductility ratio <math>\mu</math> on the y-axis (ranging from 0 to 2.5) versus the stiffness ratio <math>\tilde{\lambda}</math> on the x-axis (ranging from 0 to 6). Four curves are plotted for different values of <math>\eta</math>: 0.30 (blue), 0.50 (green), 0.60 (orange), and 0.85 (red). A vertical dashed line is drawn at <math>\tilde{\lambda} \approx 1.8</math>, and a horizontal dashed line is drawn at <math>\mu = 2.0</math>. Their intersection is marked with a black dot, and the corresponding period is indicated as <math>T_1 = 0.86</math> s.</p>	 <p>The diagram shows Force (<math>V</math>) on the y-axis and Displacement (<math>\delta</math>) on the x-axis. It compares the behavior of an existing building and a retrofitted system. The existing building's behavior is shown as a bilinear curve with yield force <math>F_{y,1}</math> and yield displacement <math>\delta_{y,1}</math>. The retrofitted system's behavior is shown as a stiffer bilinear curve with yield force <math>F_{y,1}</math> and yield displacement <math>\delta_{u,1}</math>. The stiffness of the existing building is <math>k_1</math>, and the stiffness of the retrofitted system is <math>\tilde{k}</math>. The stiffness of the added bracing is <math>k_2</math>. The diagram also shows a red line representing the stiffness of the retrofitted system, <math>\tilde{k}</math>, and a blue line representing the stiffness of the existing building, <math>k_1</math>.</p>
Step 2a	Step 2b
<p>Noti i parametri del sistema rinforzato (<math>\tilde{k}, \tilde{T}, \mu</math>) è possibile ricavare il taglio alla base del sistema globale <math>\hat{V} = m \cdot S_a(\tilde{T})</math> e quello alla base dell'esoscheletro</p> $\text{se } V_1 = \frac{\hat{V}}{\tilde{k}} \cdot k_1 \leq F_{y,1} \rightarrow \tilde{V} = \hat{V} - V_1$ $\text{se } V_1 = \frac{\hat{V}}{\tilde{k}} \cdot k_1 > F_{y,1} \rightarrow \tilde{V} = \hat{V} - F_{y,1}$	<p>In funzione del tipo di esoscheletro, è possibile dimensionarne gli elementi. Si riportano a titolo esemplificativo alcuni esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Esoscheletro in legno, tipo AdESA (Zanni, et al. 2020)</li> <li>➤ Diagrid (Labò, et al. 2020, Mele, et al. 2016, Mele, et al. 2012, Montuori, et al. 2013)</li> <li>➤ Setti in acciaio (Passoni, et al. 2020)</li> </ul>

Figura 5.1 – Metodo di pre-dimensionamento dell'esoscheletro attraverso l'impiego di spettri.

### 1.15 Riferimenti

Ciampi, V., De Angelis, M., e Paolacci, F., (1995) «Design of yielding or friction-based dissipative bracings for seismic protection of buildings,» Engineering Structures, vol. 17, n. 5, pp. 381-391.

EC8 (CEN 2005) Design of structures for earthquake resistance, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.

**Feroldi, F.**, (2014) Sustainable renewal of the post WWII building stock through engineered double skin, allowing for structural retrofit, energy efficiency upgrade, architectural restyling and urban regeneration, University of Brescia.

**Labò, S.**, (2019) Holistic sustainable renovation of post-world war II reinforced concrete building under a life cycle perspective by means of diagrid exoskeletons, University of Bergamo.

**Labò, S., Passoni, C., Marini, A., e Belleri, A.** (2020) «Design of diagrid exoskeletons for the retrofit of existing RC buildings,» *Engineering Structures*, vol. 220.

**Labò, S., Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., e Riva, P.** (2019) «Design spectra for the preliminary design of elastic seismic retrofit solution from the outside,» in *COMPDYN*, Crete.

**Mele, E., Fraldi, M., Montuori, G. M. e Perrella, G.** (2016) «Non-conventional Structural Patterns for Tall Buildings: from Diagrid to Hexagrid and Beyond,» in *Fifth International Workshop on Design in Civil and Environmental Engineering*, Rome.

**Mele, E., Toreno, M., Brandonisio, G. e De Luca, A.** (2012) «Diagrid structures for tall buildings: case studies and design considerations,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, n. 2, pp. 124-145.

**Montuori, G. M., Mele, E., Brandonisio, G. e De Luca, A.** (2013) «Design criteria for diagrid tall buildings: Stiffness versus strength,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, n. 17, pp. 1294-1314.

**NTC** (2018) *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)*, Gazzetta Ufficiale del 20/02/2018, Supplemento ordinario n.42.

**Passoni, C.**, (2016) *Holistic renovation of existing RC buildings: a framework for possible integrated structural interventions*. (PhD thesis), University of Brescia.

**Passoni, C., Guo, J., Christopoulos, C., Marini, A. e Riva, P.** (2020) «Design of dissipative and elastic high-strength exoskeleton solutions for sustainable seismic upgrades of existing RC buildings,» *Engineering Structures*, vol. 221.

**Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., e Menna, C.**, (2021) «Redefining the concept of sustainable renovation of buildings: State of the art and an LCT-based design framework,» *Sustainable Cities and Society*, vol. 64, January.

**Zanni, J., Cademartori, S., Marini, A., Belleri, A., Giuriani, E. P., Riva, P., Angi, B., Franchini, G., Marchetti, A., Odorizzi, P., e Luitprandi, G.** (2020) «Riqualificazione integrata e sostenibile di edifici esistenti con esoscheletri a guscio prefabbricati: il caso studio AdESA,» in *Colloqui ATE. Nuovi orizzonti per l'architettura sostenibile*, Catania.