

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Rigenerazione integrata strutturale ed energetica di edifici per la riduzione della vulnerabilità sismica e dell'impatto ambientale



Relatore:

Prof. Ing. Giuseppe Andrea Ferro

Correlatori:

Prof. Ing. Vincenzo Corrado

Ing. Anna Reggio

Arch. Luciana Restuccia

Candidato:

Alberto Menardi

Aprile 2019

Indice

Indice delle Figure	III
Indice delle Tabelle	V
Sommario	1
Abstract.....	2
1. Introduzione	3
2. Aspetti teorici	5
3. Esoscheletro: inquadramento energetico - strutturale	13
3.1 Vantaggi dell'approccio integrato energetico-strutturale	13
3.2 Esoscheletro come soluzione adattiva a doppio involucro	16
3.3 Comportamento e prestazioni attese	19
4. Edificio esistente: stato attuale e modellazione.....	20
4.1 Descrizione edificio	20
4.2 Modellazione strutturale	23
4.2.1 Fondazioni.....	23
4.2.2 Pilastrini e travi	24
4.2.3 Solai.....	27
4.2.4 Setti.....	28
4.2.5 Copertura	28
4.3 Analisi dei carichi verticali	29
4.3.1 Carico permanente strutturale	30
4.3.2 Carico permanente non strutturale	31
4.3.3 Carico variabile	32
4.3.4 Carico neve.....	33
4.3.5 Carico tamponamenti esterni.....	33
4.4 Definizione della massa sismica	34
4.5 Definizione dell'analisi modale	36
4.6 Definizione dello spettro di progetto	39
4.7 Definizione dell'analisi sismica	42
4.8 Analisi dei risultati.....	46
4.8.1 Analisi modale.....	47
4.8.2 Analisi sismiche	52

4.8.3	Verifiche combinazione sismica	57
4.9	Caratterizzazione energetica: parametri termo-fisici	59
5.	Retrofitting strutturale	64
5.1	Progettazione esoscheletro	64
5.1.1	Studio ottimizzazione risposta per configurazioni di esoscheletro	66
5.1.2	Studio rigidità dei controventi esoscheletro	73
5.2	Analisi dei risultati	79
5.2.1	Analisi modale.....	80
5.2.2	Analisi sismiche	85
5.3	Analisi comparative	90
5.3.1	Spostamenti di piano	90
5.3.2	Tagli di piano	97
5.3.3	Verifiche combinazione sismica	108
6.	Retrofitting energetico.....	111
6.1	Descrizione e classificazione intervento	111
6.2	Progettazione cappotto termico e calcoli involucro esterno	113
6.2.1	Chiusure opache	113
6.2.2	Chiusure trasparenti.....	116
6.2.3	Superficie disperdente dell'involucro esterno.....	118
6.2.4	Ponti termici	120
6.2.5	Coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione.....	121
6.3	Prescrizioni, requisiti minimi e verifiche	124
6.3.1	Chiusure opache	124
6.3.2	Chiusure trasparenti.....	126
6.3.3	Coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione.....	127
6.3.4	Verifica delle prestazioni igrometriche	128
	Conclusioni.....	130
	Bibliografia.....	132
	Ringraziamenti	135

Indice delle Figure

Figura 1. Modellazione dinamica struttura non controllata.....	6
Figura 2. Modellazione dinamica struttura controllata.....	6
Figura 3. Confronto ampiezza funzioni di risposta in frequenza per oscillatore primario in termini di spostamento tra configurazioni NC e RC [Reggio et al., 2018]	11
Figura 4. Indice di prestazione ampiezza funzioni di risposta in frequenza per oscillatore primario in termini di spostamento al variare dei rapporti α e μ [Reggio, 2018].....	12
Figura 5. Mappa concettuale sui possibili scenari di retrofit [Belleri, Marini, 2016] ...	14
Figura 6. Crollo edificio dotato di impianto fotovoltaico nel sisma in Emilia-Romagna del 2012 [Negro et al., 2015].....	15
Figura 7. Vantaggi ed obiettivi della progettazione integrata [Marini et al., 2017]	16
Figura 8. Rappresentazione schematica della soluzione a doppio involucro [Feroldi et al., 2014].....	17
Figura 9: Esempi delle modalità di retrofit con esoscheletro adattivo [Bellini et al., 2018].....	18
Figura 10. Mappa di inquadramento dell'edificio oggetto di studio	20
Figura 11. Vista a volo d'uccello dell'edificio in oggetto [Google Maps]	21
Figura 12. Vista del prospetto SO e del prospetto SE	22
Figura 13. Vista frontale del prospetto SE	22
Figura 14. Definizione ipotesi piano rigido.....	27
Figura 15. Definizione casi di carico.....	29
Figura 16. Definizione sorgente di massa sismica	36
Figura 17. Definizione analisi modale.....	38
Figura 18. Definizione spettro di progetto SLD	41
Figura 19. Definizione spettro di progetto SLV	42
Figura 20. Definizione azione sismica SLD	45
Figura 21. Definizione azione sismica SLV	46
Figura 22. Vista 3d estrusa modello struttura non controllata.....	47
Figura 23. Deformata 1° modo di vibrazione	51
Figura 24. Deformata 2° modo di vibrazione	51
Figura 25. Deformata 3° modo di vibrazione	52
Figura 26. Section Cuts per determinazione taglio di piano	53
Figura 27. Deformata sismica SLD	55
Figura 28. Deformata sismica SLV	56
Figura 29. Color map verifiche combinazione sismica pilastri.....	58
Figura 30. Schema stratigrafia chiusura opaca verticale	63
Figura 31. Indice di prestazione spostamento massimo direzione X	69
Figura 32. Indice di prestazione spostamento massimo direzione Y	70
Figura 33. Indice di prestazione taglio alla base in direzione X	70

Figura 34. Indice di prestazione taglio alla base in direzione Y	71
Figura 35. Indice di prestazione spostamento massimo direzione X	76
Figura 36. Indice di prestazione spostamento massimo direzione Y	76
Figura 37. Indice di prestazione taglio alla base direzione X.....	77
Figura 38. Indice di prestazione taglio alla base direzione Y.....	77
Figura 39. Vista 3d estrusa modello struttura primaria con esoscheletro.....	80
Figura 40. Deformata 1° modo di vibrazione.....	84
Figura 41. Deformata 2° modo di vibrazione.....	84
Figura 42. Deformata 3° modo di vibrazione.....	85
Figura 43. Section Cuts per determinazione taglio di piano	86
Figura 44. Deformata sismica SLD	88
Figura 45. Deformata sismica SLV	88
Figura 46. Spostamenti di piano SLD direzione X.....	91
Figura 47. Spostamenti di piano SLD direzione Y.....	91
Figura 48. Spostamenti di piano SLV direzione X.....	92
Figura 49. Spostamenti di piano SLV direzione Y.....	92
Figura 50. Indice di prestazione spostamento di piano direzione X.....	94
Figura 51. Indice di prestazione spostamento di piano direzione Y.....	94
Figura 52. Drift interpiano normalizzati direzione X.....	96
Figura 53. Drift interpiano normalizzati direzione Y.....	96
Figura 54. Taglio di piano SLD direzione X.....	98
Figura 55. Taglio di piano SLD direzione Y	98
Figura 56. Taglio di piano SLV direzione X.....	99
Figura 57. Taglio di piano SLV direzione Y	99
Figura 58. Indice di prestazione taglio di piano direzione X	101
Figura 59. Indice di prestazione taglio di piano direzione Y	101
Figura 60. Indice di prestazione taglio di piano sui pilastri e sui setti SLV direzione X	104
Figura 61. Indice di prestazione taglio di piano sui pilastri e sui setti SLV direzione Y	105
Figura 62. Confronto taglio alla base SLD direzione X.....	106
Figura 63. Confronto taglio alla base SLD direzione Y.....	106
Figura 64. Confronto taglio alla base SLV direzione X.....	107
Figura 65. Confronto taglio alla base per SLV direzione Y.....	107
Figura 66. Color map verifiche combinazione sismica pilastri.....	109
Figura 67. Schema stratigrafia parete opaca verticale con cappotto termico	115

Indice delle Tabelle

Tabella 1. Dimensioni sezioni e armature pilastri	25
Tabella 2. Dimensioni sezioni travi	26
Tabella 3. Dimensioni sezioni setti.....	28
Tabella 4. Calcolo carico permanente strutturale G1 agente sul solaio.....	31
Tabella 5. Peso elementi divisori interni	31
Tabella 6. Calcolo carico permanente non strutturale agente sul solaio.....	32
Tabella 7. Coefficienti di combinazione [NTC 2018].....	35
Tabella 8. Risultati analisi modale struttura non controllata	48
Tabella 9. Quote impalcati indicati come “Piano” nella rappresentazione risultati	54
Tabella 10. Spostamenti di piano e Drift interpiano SLD	54
Tabella 11. Spostamenti di piano SLV	54
Tabella 12. Tagli di piano SLD	56
Tabella 13. Tagli di piano SLV	57
Tabella 14. Tipologia edilizia dell’edificio in oggetto	60
Tabella 15. Proprietà geometriche e termo-fisiche chiusura opaca verticale	63
Tabella 16. Profili acciaio utilizzati nello studio ottimizzazione risposta	67
Tabella 17. Valori grandezze rappresentative SLV struttura non controllata	67
Tabella 18. Risultati spostamento massimo nello studio ottimizzazione risposta.....	68
Tabella 19. Risultati taglio alla base nello studio ottimizzazione risposta.....	68
Tabella 20. Indici di prestazione struttura controllata configurazione esoscheletro 12	73
Tabella 21. Profili HEA utilizzati per gli elementi diagonali.....	74
Tabella 22. Profili utilizzati per gli elementi dell’esoscheletro	75
Tabella 23. Risultati taglio alla base in studio rigidezza controventi esoscheletro	75
Tabella 24. Risultati spostamento massimo in studio rigidezza controventi esoscheletro	75
Tabella 25. Indici di prestazione con esoscheletro con diagonali HEA 200	79
Tabella 26. Risultati analisi modale struttura controllata	81
Tabella 27. Spostamenti di piano e Drift interpiano SLD	87
Tabella 28. Spostamenti di piano SLV	87
Tabella 29. Tagli di piano SLD	89
Tabella 30. Tagli di piano SLV	89
Tabella 31. Taglio di piano sui pilastri e sui setti struttura non controllata.....	103
Tabella 32. Taglio di piano sui pilastri e sui setti struttura primaria con esoscheletro	104
Tabella 33. Proprietà geometriche e termo-fisiche chiusura opaca verticale	115
Tabella 34. Superficie complessiva delle pareti	118
Tabella 35. Superfici Parete SE.....	118
Tabella 36. Superfici Parete SO.....	119
Tabella 37. Superfici Parete NO	119
Tabella 38. Superfici Parete NE	119

Tabella 39. Superfici complessive involucro esterno	120
Tabella 40. Classificazione ponti termici e determinazione trasmittanza termica lineica	121
Tabella 41. Valutazione contributo ponti termici per il calcolo di H'_T	123
Tabella 42. Area e trasmittanza termica componenti involucro	124
Tabella 43. Dati verifica delle prestazioni igrometriche	129

Sommario

Il presente lavoro di tesi ha come obiettivo lo studio di una metodologia che permetta la rigenerazione integrata di edifici esistenti, garantendo i moderni standard di sicurezza strutturale, di efficienza energetica, nonché di riqualificazione funzionale ed un moderno aspetto architettonico, tenendo in considerazione la sostenibilità ambientale.

L'intervento è pensato per edifici esistenti vetusti, come tipicamente quelli in cemento armato costruiti nel secondo dopoguerra, i quali per via del vecchio metodo di progettazione presentano una risposta inadeguata ad un possibile evento sismico; al contempo tali edifici risultano essere poco prestanti sotto il profilo energetico, per via del carattere dispersivo delle datate tecnologie costruttive.

Nello specifico l'intenzione è quella di studiare un sistema di "retrofitting" integrato, denominato esoscheletro, che prevede la realizzazione di un involucro esterno all'edificio, al fine di migliorare sensibilmente il comportamento sismico della costruzione e contemporaneamente di riqualificare l'edificio, rendendolo più performante in termini di efficienza energetica.

L'obiettivo è valutare come porsi, all'interno delle fasi di progettazione, rispetto al doppio aspetto energetico e strutturale, indagando eventuali interazioni tra le due problematiche. Per fare ciò si è scelto come riferimento un caso reale, ovvero un edificio di edilizia popolare sito a Torino. Si è dapprima studiato lo stato attuale ed il comportamento della struttura esistente, quindi sono state esaminate diverse configurazioni di esoscheletro, tramite l'introduzione di una struttura esterna in acciaio; infine si è prevista la disposizione di un cappotto termico.

A livello strutturale si è eseguita un'analisi modale con spettro di risposta, valutando i periodi e i modi di vibrazione, nonché gli spostamenti di piano e le sollecitazioni di taglio alla base. A livello energetico si è valutata la prestazione dell'edificio in termini di parametri termo-fisici che caratterizzano l'involucro esterno. Infine, progettato l'intero esoscheletro, sono stati eseguiti dei confronti tra la struttura controllata e quella originaria, al fine di quantificare il miglioramento apportato.

Con il presente lavoro si intende mostrare l'importanza che assume un intervento integrato di riqualificazione, con notevoli vantaggi in termini di sicurezza strutturale, efficienza, funzionalità, operatività, economicità e sostenibilità ambientale.

Abstract

This thesis work aims to study a methodology that allows the integrated regeneration of existing buildings, ensuring modern standards of structural safety, energy efficiency, as well as functional upgrading and a modern architectural aspect, considering environmental sustainability.

The intervention is designed for existing old buildings, such as typically those in reinforced concrete built after the Second World War, which because of the old design method have an inadequate response to a possible seismic event. Meantime these buildings are not very performing in energy terms, because of the dispersive nature of the old construction technologies.

Specifically, the intention is to study an integrated "retrofitting" system, called exoskeleton, which involves the construction of a shell outside the building, in order to significantly improve the seismic behaviour of the building and at the same time to upgrade the building, making it more performing in energy efficiency terms.

The goal is to evaluate how to approach, within the design phases, with respect to the double energy and structural aspect, investigating any interactions between the two problems. To do this, a real case was chosen as reference, that is a building of social housing located in Turin. First of all, the current state and the behaviour of the existing structure were studied, then different configurations of exoskeleton were examined, through the introduction of an external steel structure; finally, a thermal insulation layer was arranged.

At a structural level a modal analysis with response spectrum was performed, evaluating the periods and modes of vibration, as well as the storey displacements and the shear stresses at the base. At the energy level the building's performance was assessed in terms of the thermo-physical parameters that characterise the external envelope. Finally, after the entire exoskeleton was designed, comparisons were made between the controlled structure and the original one, in order to quantify the improvement.

The aim of this work is to show the importance of an integrated retrofitting, with significant benefits in terms of structural safety, energy efficiency, functionality, operability, economic and environmental sustainability.

1. Introduzione

Gli eventi sismici verificatisi in Italia negli ultimi anni hanno mostrato in maniera inequivocabile come, seppur sia ormai noto che l'intero territorio nazionale risulti caratterizzato da una medio-alta pericolosità sismica, il nostro patrimonio edilizio risulti estremamente sensibile ad eventuali terremoti. L'edificato esistente, in particolare quello storico, è fortemente vulnerabile: si stima che l'80% degli edifici presenti in Italia sia stato costruito prima della classificazione sismica del territorio nazionale del 2003.

È quindi evidente la necessità di studiare soluzioni innovative per ridurre la vulnerabilità sismica e l'impatto ambientale degli edifici esistenti, cercando di trasmettere la consapevolezza dell'importanza che assume la messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente.

Da qui nasce l'obiettivo della tesi, ovvero la modellazione e lo studio di un involucro in acciaio da predisporre esternamente ad una struttura in c.a., ottenendo una migliore risposta sismica di un edificio esistente, e contemporaneamente adottare delle strategie per una migliore performance energetica della struttura, tramite un approccio di progettazione integrata.

Il concetto della vulnerabilità delle strutture presenti sul nostro territorio è antico, ma spesso è ancora percepito come una questione distante dalla realtà, a causa della bassa frequenza degli eventi sismici rilevanti.

Negli ultimi anni invece questo concetto è emerso con maggiore risalto, per via del carattere distruttivo dei sismi verificatisi in Abruzzo, Emilia-Romagna e nelle regioni del Centro Italia, i quali hanno sensibilmente scosso la comunità viste le perdite in termini di vite umane, economico-sociali e di beni di interesse storico-culturale.

Nonostante l'Italia sia uno dei paesi con una pericolosità sismica tra le più elevate in Europa, gran parte della popolazione non possiede ancora la consapevolezza del rischio; tendenzialmente lo stesso non è avvertito o è trascurato, mettendo in evidenza il fatto che il problema di fondo sia essenzialmente di tipo culturale. Infatti, nella percezione della popolazione spesso l'idea di un terremoto è associata ad un evento casuale, i cui effetti sono considerati una fatalità.

Ma il rischio è davvero una questione incontrollabile sulla quale non si può agire?

La risposta è no, in quanto intervenendo sulla vulnerabilità sismica degli edifici si può ottenere una notevole diminuzione del rischio sismico, inteso come prodotto tra pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

La scarsa percezione del rischio sismico fa sì che risultino molto più appetibili, soprattutto dal punto di vista economico, interventi di rinnovamento energetico come l'inserimento di pannelli fotovoltaici, il cambio degli infissi, l'introduzione di involucri isolanti, che singolarmente diventano però poco sensati se permane la vulnerabilità sismica e l'intera struttura crolla in caso di un terremoto.

Da qui sorge l'esigenza di proporre e promuovere soluzioni accoppiate, che consentano di far fronte ad entrambe le problematiche. Seguendo questa strada il tema della sostenibilità può essere affiancato dall'importante sfida della prevenzione sismica, per rendere gli interventi sempre più efficaci e multidisciplinari.

Si intende quindi sottolineare il fatto che gli interventi di adeguamento sismico, che portano l'edificio ad avere le stesse caratteristiche di uno di nuova costruzione, possono essere affiancati dagli interventi di miglioramento energetico.

All'interno dell'involucro esterno si inseriscono i presidi per l'intervento di sicurezza strutturale e tutte le tecnologie per rendere l'edificio performante a livello energetico. Questo involucro, in funzione dei vincoli urbanistici, può essere aderente alla struttura oppure posto ad una certa distanza ed in questo caso si possono realizzare nuovi spazi per balconi, ascensori e serre solari.

Questa tipologia di interventi integrati può essere estesa ad un livello ancora superiore, fino a diventare una vera e propria riqualificazione olistica dell'edificio nel suo complesso, proponendosi come soluzione per il problema sismico, energetico, ma anche architettonico e funzionale, ridisegnando l'aspetto della costruzione stessa.

Replicato a livello di quartiere l'intervento può favorire il processo di rigenerazione urbana delle periferie, che diventano più sicure, confortevoli, vivibili e sostenibili a livello ambientale.

Tali interventi si ispirano alle soluzioni già proposte in alcune nazioni europee, come Francia e Germania, per la riqualificazione del costruito, ma in Italia vanno re-ingegnerizzati integrando l'aspetto del consolidamento strutturale, per tenere conto dell'ulteriore e fondamentale sfida sismica, non presente in altri paesi.

2. Aspetti teorici

Dopo avere introdotto il contesto in cui si può realizzare un intervento con una struttura esoscheletro, si intende effettuare un inquadramento teorico sulla modellazione strutturale; in particolare si espongono i concetti teorici alla base dei criteri utilizzati per la modellazione dinamica della struttura primaria, della struttura esoscheletro e del collegamento tra le due.

Effettuando degli studi in campo dinamico, si sottolinea la possibilità di discretizzare una struttura esistente, riducendo i gradi di libertà al fine di ottenere un modello del tipo telaio shear-type; tale ipotesi considera le masse concentrate nei traversi supposti rigidi, mentre il contributo alla rigidezza di piano per un'azione orizzontale è dovuto ai pilastri.

Una maggiore semplificazione è ottenibile riducendo tale sistema equivalente ad un oscillatore semplice ad un solo grado di libertà: in questo caso l'intera massa è concentrata in un solo punto, la rigidezza è concentrata in una molla priva di massa e la dissipazione energetica è individuata da uno smorzatore.

Si intende ora introdurre i concetti di struttura non controllata e struttura controllata, in quanto verranno utilizzati in seguito nella modellazione e nelle analisi comparative.

La struttura non controllata consiste solamente nell'edificio esistente discretizzato sotto forma di telaio piano, mentre introducendo l'esoscheletro si ottiene la struttura controllata, che in aggiunta rispetto alla precedente prevede la struttura esterna ed il collegamento tra i due telai.

Un'ulteriore semplificazione consente nel primo caso di ricondursi ad un oscillatore semplice, mentre nel secondo caso si prevedono due oscillatori semplici collegati con un dispositivo di accoppiamento caratterizzato da un certo tipo di legame fisico.

Le due schematizzazioni descritte sono riportate in Figura 1 e Figura 2.

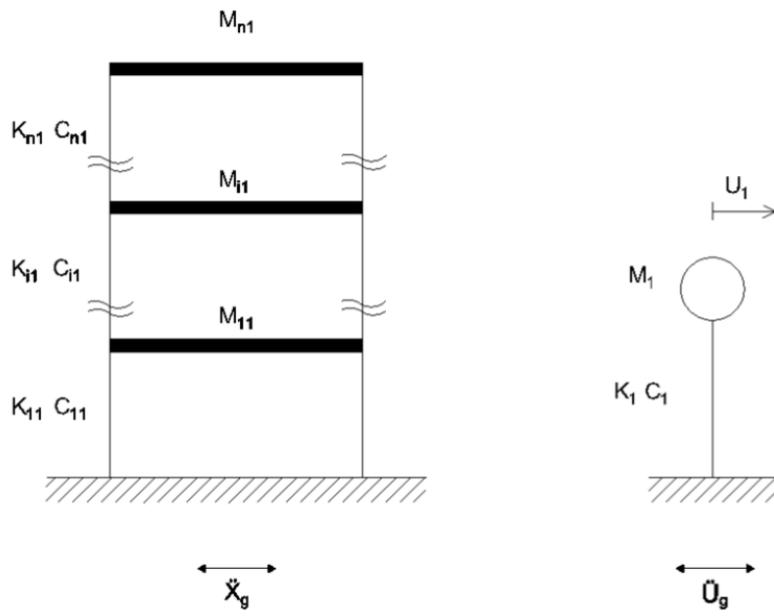


Figura 1. Modellazione dinamica struttura non controllata

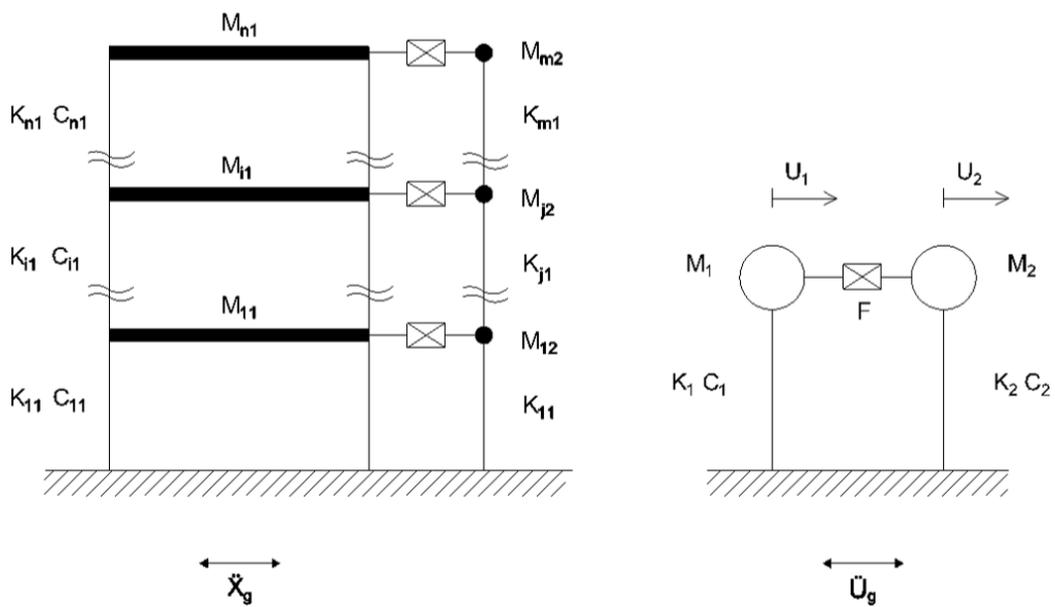


Figura 2. Modellazione dinamica struttura controllata

Nei precedenti modelli le grandezze M, K, C indicano rispettivamente la massa, la rigidità e lo smorzamento dell'elemento o della struttura in oggetto, mentre con X e U si intende lo spostamento dell'elemento strutturale o del terreno, rispettivamente nella configurazione discretizzata con un telaio piano e nella semplificazione con un oscillatore semplice.

Invece F identifica la forza scambiata tra la struttura primaria e la struttura esoscheletro tramite il dispositivo d'accoppiamento previsto per il collegamento tra le due.

Si mostrano in seguito le equazioni che governano il problema nel caso di struttura controllata. Il comportamento dinamico di un sistema accoppiato, composto dalla struttura primaria collegata alla struttura esoscheletro, dipende dalle proprietà dinamiche di ciascun sottosistema, così come dalle caratteristiche meccaniche del collegamento.

La struttura controllata è rappresentata con un modello a due gradi di libertà, composto da due oscillatori semplici viscoelastici lineari accoppiati, come mostrato in Figura 2.

L'oscillatore primario, con M_1 , K_1 e C_1 come massa, rigidità e smorzamento, rappresenta la struttura primaria, mentre l'oscillatore secondario con M_2 , K_2 e C_2 come massa, rigidità e smorzamento, rappresenta la struttura esoscheletro.

Invece $U_1(t)$ e $U_2(t)$ sono gli spostamenti relativi di ciascuna struttura rispetto al terreno, mentre $F(t)$ è la forza che le due strutture si scambiano nel collegamento.

Indicando con l'apice la derivazione rispetto al tempo t , le equazioni del moto del sistema soggetto ad un'accelerazione alla base $U_g''(t)$ sono:

$$M_1 U_1'' + C_1 U_1' + K_1 U_1 = -M_1 U_g'' + F$$

$$M_2 U_2'' + C_2 U_2' + K_2 U_2 = -M_2 U_g'' - F$$

Per identificare i parametri indipendenti che governano il problema dinamico, le precedenti equazioni sono poste in forma adimensionale introducendo i seguenti valori caratteristici di frequenza, spostamento e forza:

$$\Omega^* = \sqrt{\frac{K_1}{M_1}} = \Omega_1; \quad U^* = \frac{M_1 g}{K_1}; \quad F^* = M_1 g$$

dove Ω_1 è la frequenza naturale disaccoppiata dell'oscillatore primario, mentre g è l'accelerazione di gravità. Si introducono quindi le seguenti grandezze adimensionali:

$$\tau^* = \Omega^* t; \quad u_1 = \frac{U_1}{U^*}; \quad u_2 = \frac{U_2}{U^*}; \quad f = \frac{F}{F^*}$$

Si introducono inoltre i seguenti parametri di progetto:

$$\zeta_1 = \frac{C_1}{2\sqrt{K_1 M_1}}; \quad \zeta_2 = \frac{C_2}{2\sqrt{K_2 M_2}}; \quad \mu = \frac{M_2}{M_1}; \quad \alpha = \frac{\Omega_2}{\Omega_1}$$

dove ζ_1 e ζ_2 sono i rapporti di smorzamento dei due oscillatori, calcolati come se fossero disaccoppiati e determinabili a priori fissato il materiale di cui le strutture sono composte. Invece μ ed α sono rispettivamente il rapporto di massa ed il rapporto di frequenza, dipendenti dalle caratteristiche fisiche e meccaniche dei due oscillatori. Infine Ω_2 è la frequenza naturale disaccoppiata dell'oscillatore secondario.

Indicando con il punto la derivazione rispetto al tempo adimensionalizzato τ , l'accelerazione alla base si esprime come:

$$\ddot{u}_g(\tau) = \frac{U_g''(t)}{g}$$

Le equazioni del moto sono quindi riscritte in forma adimensionale:

$$\ddot{u}_1 + 2\zeta_1 \dot{u}_1 + u_1 = -\ddot{u}_g + f$$

$$\mu \ddot{u}_2 + 2\zeta_2 \alpha \mu \dot{u}_2 + \alpha^2 \mu u_2 = -\ddot{u}_g + f$$

La definizione della forza $F(t)$, e quindi della forza adimensionale $f(\tau)$, dipende dal modello costitutivo adottato per descrivere il comportamento meccanico del dispositivo di accoppiamento tra la struttura principale e la struttura esoscheletro. Infatti per il collegamento sono possibili diversi tipi di legame:

- Rigido;
- Hooke, costituito da una molla;
- Newton, costituito da un dissipatore;
- Kelvin-Voigt, costituito da una molla ed uno smorzatore posti in parallelo;
- Maxwell, costituito da un dissipatore ed una molla posti in serie.

Per ognuno di essi è prevista un'espressione analitica per la forza F ; il sistema d'accoppiamento su cui si rivolge l'attenzione dal punto di vista teorico per il confronto delle prestazioni è il collegamento rigido, poiché verrà utilizzato in seguito nella fase di modellazione per il caso studio.

Una connessione rigida può essere considerata come il caso limite di una connessione lineare puramente elastica, ovvero una molla di Hooke, quando il suo coefficiente di rigidità tende all'infinito. La legge costitutiva per un tale modello è espressa come:

$$F = K(U_2 - U_1)$$

In termini adimensionali si ottiene quindi:

$$f = \beta_k (u_2 - u_1)$$

dove $\beta_k = K/K_1$. Siccome la rigidità K tende a infinito, quindi $\beta_k \rightarrow \infty$, segue che $u_2 \rightarrow u_1$; è possibile partendo dalle equazioni del moto ricondursi per sostituzione ad un'unica equazione del moto di un sistema ad un grado di libertà:

$$(1 + \mu) \ddot{u}_1 + (2\zeta_1 + 2\zeta_2\alpha\mu) \dot{u}_1 + (1 + \alpha^2\mu) u_1 = -(1 + \mu) \ddot{u}_g$$

La risposta dinamica del sistema accoppiato nel dominio di frequenza è analizzata per valutare la fattibilità e l'efficacia delle strutture esoscheletro come mezzo per il controllo delle vibrazioni strutturali dovute ad un carico dinamico. L'accelerazione alla base in forma adimensionale è assunta di tipo armonico, secondo la seguente funzione:

$$\ddot{u}_g(t) = a_{g0}(\omega)e^{i\omega t}$$

dove $\omega = \Omega/\Omega_1$ è la sua frequenza circolare adimensionale ed indica l'ampiezza della risposta stazionaria del sistema in seguito all'applicazione di un'accelerazione di tipo armonico, al variare della frequenza.

La risposta dinamica del sistema accoppiato è caratterizzata da funzioni complesse di risposta in frequenza (FRF) che esprimono il rapporto tra l'ampiezza delle risposte allo stato stazionario e l'ampiezza dell'eccitazione. In particolare la risposta di interesse per l'oscillatore primario è lo spostamento relativo rispetto al terreno $u_1(\tau)$.

Dal punto di vista della protezione sismica, questa grandezza rappresenta il parametro ingegneristico di domanda a cui sono correlati il danno strutturale, sensibile alla deformazione, ed il danno non strutturale, sensibile alla deformazione e all'accelerazione. Le corrispondenti funzioni di risposta in frequenza si determinano analiticamente per la configurazione non controllata e per la configurazione controllata con collegamento rigido, come descritto in seguito.

Quando l'esoscheletro non è presente la risposta dinamica della struttura primaria compone il sistema non controllato; la funzione di risposta in frequenza dello spostamento relativo dell'oscillatore primario si determina come:

$$H_{u_1/\ddot{u}_g}(\omega) = - \frac{1}{-\omega^2 + i\omega 2\zeta_1 + 1}$$

Quando l'esoscheletro è accoppiato alla struttura principale tramite una connessione rigida si ottiene la struttura controllata; la funzione di risposta in frequenza dello spostamento relativo dell'oscillatore primario si determina come:

$$H_{u_1/u_g}(\omega) = - \frac{1 + \mu}{-\omega^2(1 + \mu) + i\omega(2\zeta_1 + 2\zeta_2\alpha\mu) + (1 + \alpha^2\mu)}$$

I parametri indipendenti che governano il comportamento dinamico del sistema accoppiato in questa configurazione sono quattro: il rapporto di massa μ , il rapporto di frequenza α , i rapporti di smorzamento ζ_1 e ζ_2 .

L'efficacia delle strutture esoscheletro nel ridurre la risposta dinamica della struttura principale viene valutata confrontando la configurazione controllata con collegamento rigido (RC) e la configurazione non controllata (NC).

Il confronto viene effettuato in termini di funzioni di risposta in frequenza dell'oscillatore primario e con la variazione dei parametri indipendenti che regolano il comportamento dinamico del sistema accoppiato.

In Figura 3 (Reggio et al., 2018) è riportata l'ampiezza delle funzioni di risposta in frequenza dello spostamento relativo u_1 dell'oscillatore primario nelle configurazioni NC e RC. All'interno dei quattro parametri che caratterizzano la configurazione RC, sono assunti costanti $\mu = 0,05$, $\zeta_1 = 0,05$ e $\zeta_2 = 0,02$, mentre il rapporto di frequenza α è il parametro di progetto più interessante ed è assunto variabile in un range $[0,1 - 10]$.

Gli incrementi del rapporto di frequenza α , per un rapporto di massa μ costante, sono dovuti all'irrigidimento dell'oscillatore secondario rispetto a quello primario.

Si ricava quindi il comportamento dinamico del sistema al variare del parametro α con il fine di quantificare l'efficacia di controllo dell'esoscheletro, valutando quanto il sistema di controllo è adeguato nella riduzione della risposta strutturale in termini di spostamento. L'effetto risultante è uno spostamento del picco delle funzioni di risposta in frequenza, corrispondente alla frequenza naturale del sistema accoppiato, verso valori più elevati.

Inoltre si osserva che l'ampiezza del picco della funzione di risposta in frequenza dello spostamento relativo dell'oscillatore primario nella configurazione RC è ridotta rispetto alla configurazione NC.

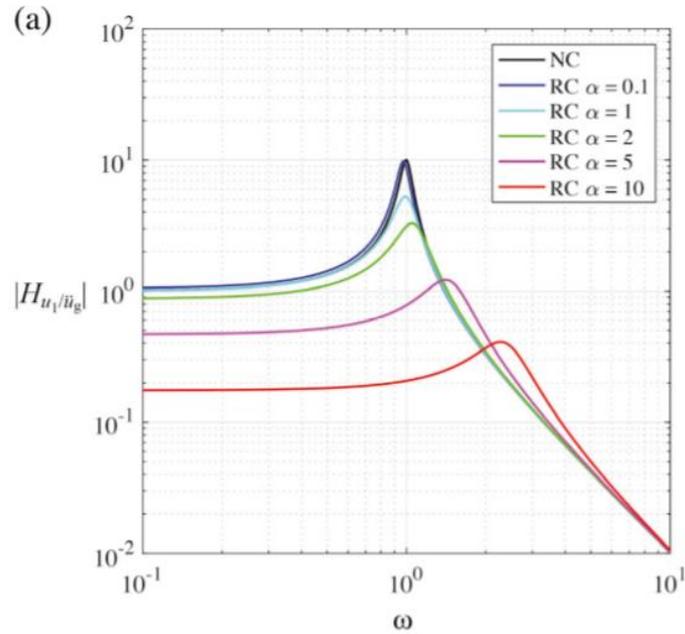


Figura 3. Confronto ampiezza funzioni di risposta in frequenza per oscillatore primario in termini di spostamento tra configurazioni NC e RC [Reggio et al., 2018]

Con riferimento a questi risultati, l'efficacia del controllo delle vibrazioni è osservata tramite un indice di prestazione, definito in termini di ampiezza del picco delle funzioni di risposta della configurazione RC e della configurazione NC.

Tale indice di prestazione è determinato come:

$$I_D = \frac{\max |H_{u_1/\ddot{u}_g}|^{RC}}{\max |H_{u_1/\ddot{u}_g}|^{NC}}$$

In base alla precedente definizione, valori di I_D minori dell'unità indicano una riduzione della risposta di risonanza dell'oscillatore primario, in termini di spostamento relativo, dovuta al collegamento rigido con l'oscillatore secondario.

In Figura 4 (Reggio et al., 2018) è mostrato il grafico con l'andamento dell'indice di prestazione I_D in funzione del rapporto di massa μ e del rapporto di frequenza α , variabili

in un range di $[0 - 0,2]$ per il primo e di $[0,1 - 10]$; i rapporti di smorzamento sono fissi e rispettivamente pari a $\zeta_1 = 0,05$ e $\zeta_2 = 0,02$.

Risulta evidente come, seppur le curve non presentano dei minimi corrispondenti al massimo livello di riduzione ottenibile, l'indice di prestazione I_D assume valori inferiori a uno in gran parte dello spazio dei parametri di calibrazione, confermando che l'accoppiamento rigido consente di ottenere un significativo controllo delle vibrazioni.

È importante sottolineare inoltre che l'indice di prestazione I_D è molto più sensibile alle variazioni del rapporto di frequenza α rispetto al rapporto di massa μ , il che significa che si possono ottenere prestazioni di controllo significative anche con rapporti di massa ridotti. Quindi il parametro di progetto principale diventa α , in quanto se viene mantenuto fisso non vi è una modifica significativa della risposta al variare di μ .

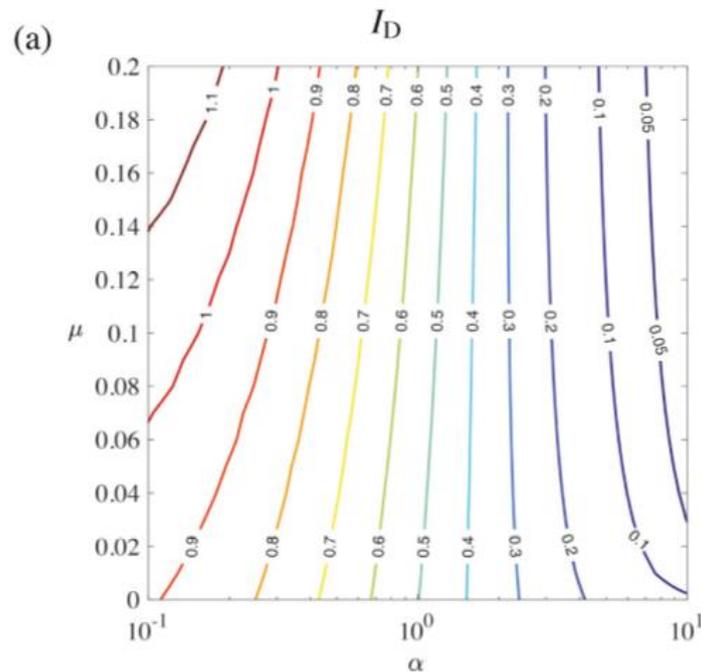


Figura 4. Indice di prestazione ampiezza funzioni di risposta in frequenza per oscillatore primario in termini di spostamento al variare dei rapporti α e μ [Reggio, 2018]

I risultati presentati fanno parte di una ricerca preliminare sulla modellazione dinamica e sulla valutazione delle prestazioni delle strutture esoscheletro per la protezione sismica. Le analisi parametriche condotte nel dominio di frequenza utilizzando i modelli teorici confermano che le strutture esoscheletro rappresentano una soluzione fattibile ed efficace per il controllo delle vibrazioni strutturali dovute ad un sisma.

3. Esoscheletro: inquadramento energetico - strutturale

3.1 Vantaggi dell'approccio integrato energetico-strutturale

In Italia le costruzioni in cemento armato rappresentano circa il 50% del patrimonio edilizio esistente, il quale è stato realizzato soprattutto a partire dal secondo dopoguerra in poi; tali edifici hanno caratteristiche architettoniche e costruttive di scarsa qualità, in quanto realizzati durante il “boom edilizio” degli anni '60, per far fronte alla crescente domanda dell'epoca.

Gli stessi evidenziano numerose carenze strutturali, in quanto sono stati progettati con riferimento ai soli carichi statici, senza tener conto di un'azione orizzontale sismica; inoltre, in virtù della loro età, hanno esaurito la propria vita utile, stimata di 50 anni secondo gli standard normativi attuali.

Occorre altresì rilevare che tale tipologia di edifici presenta spesso importanti deficit energetici e scarsi livelli di confort, per via di involucri fortemente disperdenti e finiture obsolete; la loro gestione in termini di impiego delle risorse energetiche è quindi poco sostenibile e rappresenta un notevole impatto ambientale.

In un contesto del genere emerge chiaramente la necessità di intervenire tramite soluzioni integrate per far fronte alle carenze strutturali e prestazionali di tale classe di edifici, aumentando il livello di sicurezza e riducendo gli attuali sprechi energetici.

Tali soluzioni si pongono come valida alternativa sia ai classici interventi di demolizione e ricostruzione, sia alle singole riqualificazioni solo strutturali o solo energetiche.

Infatti gli interventi tradizionali di demolizione e ricostruzione rappresentano le fasi in cui viene prodotto il maggiore quantitativo di rifiuti all'interno del ciclo vita di una costruzione; tale strategia non è quindi percorribile per questioni legate alla sostenibilità, quali lo smaltimento di macerie, il consumo di materie prime e la CO₂ equivalente.

In Figura 5 (Belleri, Marini, 2016) è rappresentata una mappa concettuale nella quale si confrontano i maggiori benefici e le limitazioni dei possibili scenari di rigenerazione: demolizione e ricostruzione, singola riqualificazione energetica, intervento integrato strutturale ed energetico.

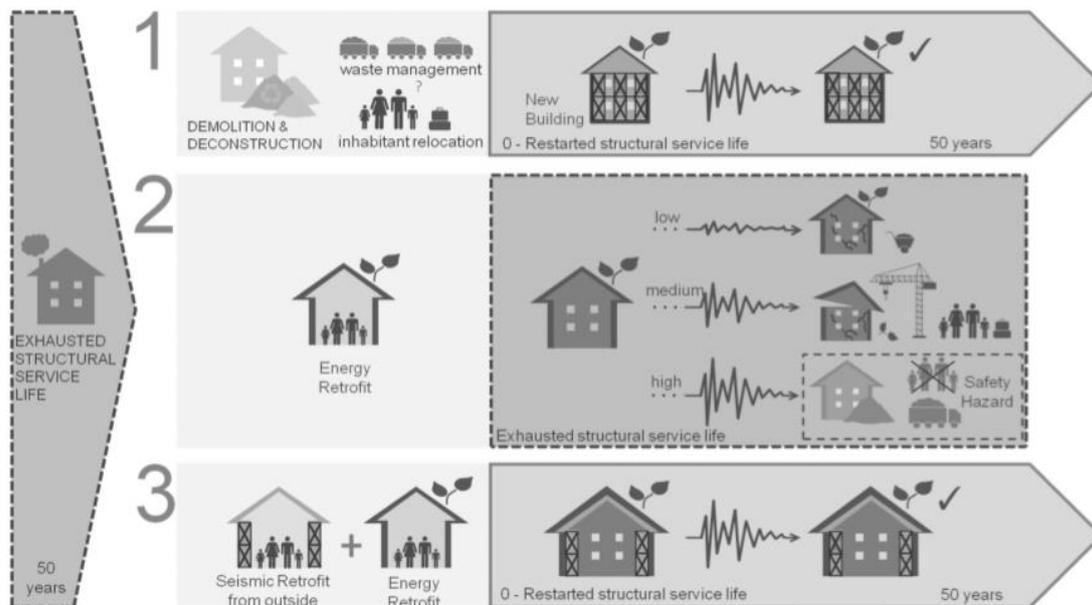


Figura 5. Mappa concettuale sui possibili scenari di retrofit [Belleri, Marini, 2016]

Negli ultimi anni si è assistito a una crescente consapevolezza, anche per via degli strumenti finanziari e legislativi, nei riguardi delle riqualificazioni sostenibili, quasi sempre però associate solamente a strategie di riduzione dei consumi energetici; invece le carenze strutturali degli edifici vengono trascurate e spesso poste in secondo piano.

Al fine di non vanificare ogni singolo intervento di riqualificazione energetica ed architettonica, l'aspetto centrale deve essere in primis la necessità del rinforzo strutturale, il quale incide sulla vulnerabilità sismica, che in caso di terremoto è l'elemento preponderante per la sopravvivenza della costruzione e del valore del suo contenuto.

La sostenibilità di un intervento risiede infatti anche nel tenere in conto l'impatto dei danni o dei crolli causati da un possibile terremoto durante la vita utile dell'edificio oggetto della riqualificazione.

Un esempio di quanto sopra sostenuto è riportato in Figura 6 (Negro et al., 2015), dove si mostra il crollo di un capannone industriale dotato di impianto fotovoltaico nel sisma in Emilia-Romagna del 2012. I danni riscontrati in eventi di questo tipo pongono l'attenzione sulla debolezza delle costruzioni esistenti e sull'inopportunità di programmare importanti interventi di riqualificazione energetica su edifici che risultino strutturalmente poco sicuri.



Figura 6. Crollo edificio dotato di impianto fotovoltaico nel sisma in Emilia-Romagna del 2012 [Negro et al., 2015]

Benché i singoli interventi prevedano tecnologie avanzate, il limite degli stessi è che non implicano una visione complessiva dell'intero fabbricato; per far fronte alle diverse carenze di una costruzione è quindi opportuno operare attraverso il coordinamento delle varie discipline, anche al fine di un risparmio economico. Infatti, la soluzione accoppiata comporta una riduzione dei costi, in quanto consente ad esempio di sfruttare la sinergia di un cantiere unico. La soluzione accoppiata permette quindi di ridurre al minimo il rischio di interferenze nei lavori che possono inficiare il risultato complessivo.

Relativamente alle questioni operative, l'esoscheletro può essere realizzato dall'esterno, senza il bisogno di rilocalizzare gli abitanti durante le operazioni di realizzazione. Inoltre il montaggio a secco della struttura è piuttosto rapido e non implica la necessità di fasi prolungate di cantiere, per cui i tempi per le lavorazioni sono abbastanza contenuti.

Nell'ottica dell'intero ciclo vita della costruzione la soluzione progettuale deve essere concepita come adattiva, ovvero compatibile con eventuali successive modifiche per esigenze del fabbricato o necessità di diversa natura. In questa prospettiva sono privilegiate soluzioni a secco, materiali eco-compatibili e dispositivi reversibili.

Se si pensa alla sostenibilità in un senso più ampio, il consolidamento strutturale integrato assume importanza anche per l'impatto ambientale: in un approccio di tipo olistico non sono da trascurare gli elevati costi economico-sociali legati alle operazioni di gestione dell'emergenza post-sismica e di ricostruzione. Secondo uno studio della Protezione Civile, negli ultimi 50 anni lo Stato Italiano ha speso un valore medio annuo di 3,6 miliardi di euro per la gestione delle emergenze post-sismiche. È evidente come mirati

investimenti nella messa in sicurezza degli edifici più sensibili portino a scenari post-sisma che implicano una migliore gestione delle risorse disponibili.

In sintesi, nella seguente Figura 7 (Marini et al., 2017) sono mostrati i principali vantaggi di un approccio di progettazione integrata, assieme gli obiettivi che consente di perseguire.

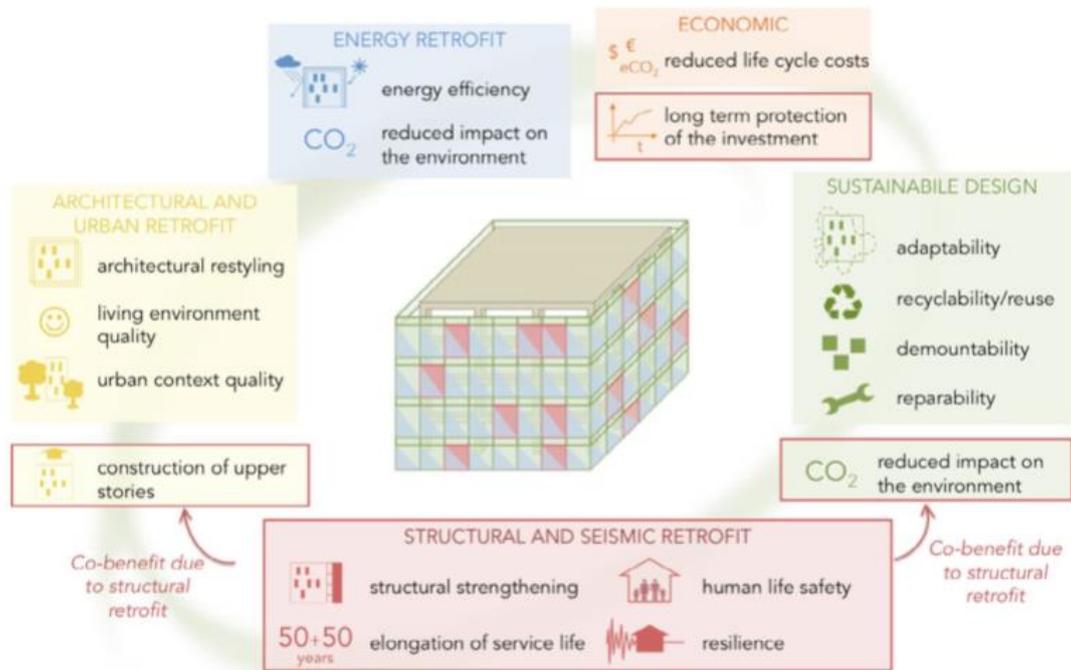


Figura 7. Vantaggi ed obiettivi della progettazione integrata [Marini et al., 2017]

3.2 Esoscheletro come soluzione adattiva a doppio involucro

L'idea dell'esoscheletro come intervento integrato sviluppata nella presente tesi prende spunto dagli studi proposti dalla ricerca condotta dall'Ing. Alessandra Marini dell'Università di Bergamo ed il suo gruppo.

L'intervento di rigenerazione integrata proposto consiste in una soluzione adattiva a doppio involucro ingegnerizzato ed è ispirato dallo schema riportato in Figura 8 (Feroldi et al., 2014).



Figura 8. Rappresentazione schematica della soluzione a doppio involucro [Feroldi et al., 2014]

Come suggerisce l'etimologia, il concetto alla base dell'esoscheletro consiste nella pratica di avvolgere l'edificio esistente con una nuova struttura esterna (Scuderi, 2015). Tale principio è riscontrabile in natura, più precisamente nel guscio di alcuni invertebrati, ovvero un esoscheletro in grado di adattarsi in maniera propria per sopportare i carichi a cui è sottoposto e capace di reagire alle sollecitazioni indotte. Replicata alla scala di una costruzione esistente, l'idea consiste nell'andare a realizzare una struttura di rinforzo esterna che si comporti come un esoscheletro naturale; essa infatti risulta indipendente dalla struttura primaria, non gravando su di essa o sulle fondazioni, quindi non implica ulteriori carichi e non varia la condizione di sollecitazione statica. Invece in caso di una sollecitazione dinamica l'esoscheletro risulta sollecitato e assorbe energia andando poi a dissiparla, diminuendo le sollecitazioni sulla struttura originaria e contenendo il danneggiamento dell'intero sistema strutturale. Si può dire che l'esoscheletro e la struttura primaria in caso di sisma hanno un funzionamento in parallelo.

L'esoscheletro può essere concepito secondo due principali vie: la prima è denominata soluzione a pareti e prevede l'adozione di controventi posti all'interno dell'esoscheletro; la seconda è più innovativa e prevede la progettazione del nuovo involucro concepito

come un sistema scatolare sismo-resistente, denominato soluzione a guscio. Un esempio delle due tipologie è mostrato in Figura 9 (Bellini et al., 2018).

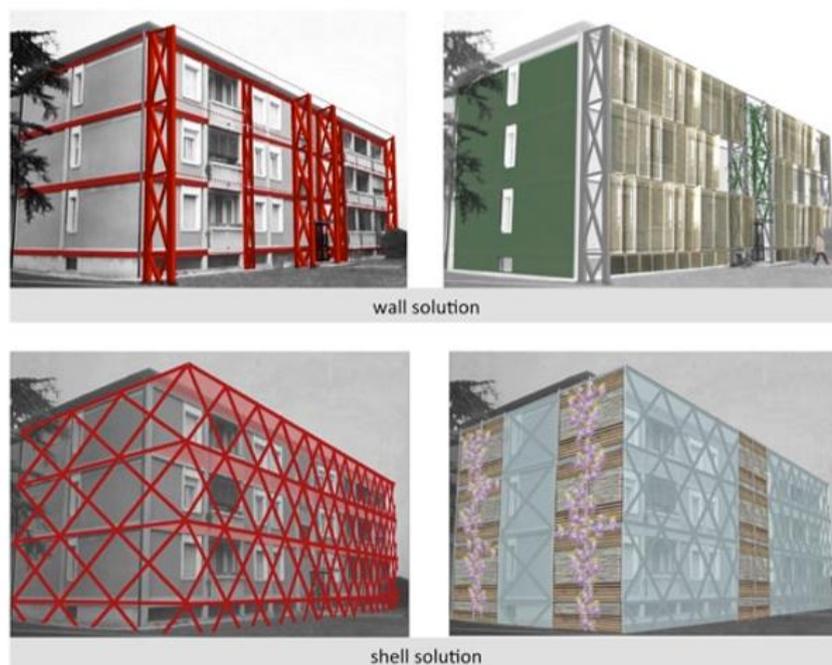


Figura 9: Esempi delle modalità di retrofit con esoscheletro adattivo [Bellini et al., 2018]

Per la componente strutturale tradizionalmente si prevede l’inserimento di un sistema reticolare di profili in acciaio. La disposizione di tali elementi deve rispettare la conformazione dell’edificio e deve essere il più possibile regolare in pianta, in modo da evitare effetti torsionali e garantire maggiore uniformità della risposta sismica.

Il progetto di riqualificazione energetica è finalizzato alla risoluzione del problema delle dispersioni termiche attraverso la creazione di un’idonea stratigrafia che consenta di migliorare il rendimento energetico.

Quindi dal punto di vista strutturale, l’esoscheletro è formato da profili in acciaio, connessi all’edificio per mezzo di collegamenti supposti rigidi, e dimensionato per migliorare la risposta dell’intero edificio ad una sollecitazione sismica, fornendo una adeguata resistenza. Nel lavoro sviluppato tale aspetto è quello che è stato affrontato e progettato per primo, vista la sua rilevanza; successivamente si è sviluppato il rinforzo energetico, prevedendo la stratigrafia di un cappotto termico. Eventuali interventi di riconfigurazione architettonica per l’adeguamento di nuovi spazi abitativi o comuni sono

anche possibili, ma vengono solo accennati in questo lavoro e rappresentano un'ulteriore opzione per incrementare l'efficacia della soluzione proposta.

A seconda dei limiti previsti a livello urbanistico, quali ad esempio le distanze minime dai confini e da altri edifici, e di aspetti operativi, quali la presenza di ostacoli o vincoli, il nuovo involucro può essere addossato alla struttura oppure distanziato. Il primo caso, che verrà trattato nel presente lavoro, si presta meglio all'applicazione diretta di un cappotto termico quale rinforzo energetico, mentre il secondo caso, comporta un aumento della volumetria che può essere sfruttata per accogliere nuovi spazi per gli alloggi o per balconi e serre solari, nonché per l'eventuale inserimento di vani ascensore. Nei casi in cui l'intervento si estenda anche in elevazione, la tecnica può consentire inoltre la costruzione di nuovi piani in sommità dell'edificio.

3.3 Comportamento e prestazioni attese

L'incidenza degli elementi di controvento aggiunti alla struttura iniziale deve essere oggetto di opportune valutazioni e considerazioni. Infatti, in virtù dell'aumento della rigidità complessiva del sistema, dovuto alla presenza di tali profili in acciaio, il periodo proprio della struttura diminuisce. Questo comporta, per valori di periodo proprio tipici della categoria di edifici in oggetto, un'accelerazione maggiore sullo spettro di risposta e quindi un maggiore stato di sollecitazione.

Questi effetti devono essere controllati con l'obiettivo di ridurre al minimo il danno sull'edificio; con una buona progettazione ci si aspetta che, nonostante la forza totale sull'intero sistema aumenti, la quota che compete alla parte di struttura primaria sia minore del caso di struttura non controllata, perché nel caso di struttura controllata una quota maggiore della forza totale agente sull'intera struttura è affidata al sistema di controventamento.

Invece per quanto riguarda gli spostamenti, l'aumento di rigidità e la conseguente diminuzione del periodo proprio comportano dei valori minori di spostamento.

Per il collegamento dell'esoscheletro alla struttura primaria si ipotizza un collegamento rigido, tale per cui ad un certo livello gli elementi del rinforzo presentano gli stessi spostamenti della struttura primaria; quindi l'intero sistema presenta l'ipotesi di piano rigido, con degli spostamenti univoci che escludono movimenti relativi nel piano.

4. Edificio esistente: stato attuale e modellazione

4.1 Descrizione edificio

Il caso oggetto di studio è un edificio di civile abitazione sito a Torino, in Lungo Dora Voghera 138, di proprietà dell'IACP (Istituto Autonomo per le Case Popolari) della Provincia di Torino. Il progetto venne redatto dall'Ufficio Tecnico dell'IACP, mentre il progetto esecutivo, insieme alla direzione opere in cemento armato, venne eseguito dal Dott. Ing. Giorgio Bruera. Infine, la costruzione dell'edificio avvenne nel 1955. In Figura 10 si mostra una mappa d'inquadramento dell'edificio oggetto di studio.



Figura 10. Mappa di inquadramento dell'edificio oggetto di studio

L'edificio è formato da una struttura a telaio multipiano in cemento armato, con 5 piani fuori terra ed un piano interrato. L'altezza di interpiano è di 3,25 m, mentre la forma in pianta è rettangolare, di lati 30 m x 12 m, con una superficie coperta di circa 30 m².

La falda del tetto termina ad una quota di 17,5 m, mentre l'altezza complessiva della costruzione, ovvero dalla quota del terreno alla quota della linea di colmo della copertura, è di 20,3 m. I prospetti dell'edificio sono orientati verso le seguenti vie:

- Prospetto Nord - Est: Lungo Dora Voghera;
- Prospetto Sud - Est: angolo Via Verbano – Via Asigliano Vercellese;
- Prospetto Sud - Ovest: Corso Cadore;
- Prospetto Nord - Ovest: angolo Lungo Dora Voghera – Corso Cadore.

In Figura 11 è mostrata la vista in prospettiva a volo d'uccello, mentre in Figura 12 e Figura 13 sono mostrate alcune fotografie relative alla visita del sito di interesse.



Figura 11. Vista a volo d'uccello dell'edificio in oggetto [Google Maps]



Figura 12. Vista del prospetto SO e del prospetto SE



Figura 13. Vista frontale del prospetto SE

4.2 Modellazione strutturale

Nell'ottica della modellazione strutturale, l'edificio è formato da tre tipologie principali di elementi strutturali: travi e pilastri in cemento armato, solai in laterocemento, setti in cemento armato.

Per quanto riguarda la scelta degli elementi utilizzati nella creazione del modello, è stato deciso di seguire criteri di modellazione volti alla semplificazione della struttura, al fine di una valutazione rappresentativa del comportamento sismico. Sono stati quindi modellati gli elementi significativi ai fini di tale risposta, prediligendo scelte tali da rendere la struttura il più possibile uniforme.

Partendo dai dati e dalle informazioni disponibili nelle tavole originali del progetto, il modello dell'edificio è stato realizzato con il software di analisi strutturale *SAP2000*.

Tale modello è posto in un sistema di riferimento globale XYZ dove il lato maggiore dell'edificio è orientato lungo l'asse X, il lato minore lungo l'asse Y, mentre l'asse Z completa la terna destrorsa e risulta quindi concorde con la direzione lungo la quale si sviluppano gli elementi verticali. Tale sistema di riferimento globale verrà mantenuto per tutta la seguente trattazione, quando si studierà l'azione sismica e la risposta della struttura.

4.2.1 Fondazioni

Relativamente alle base della struttura, è stato scelto di non modellare le travi di fondazione per conferire maggiore semplicità al modello.

In luogo di esse è stato inserito un vincolo di incastro (traslazioni impedito lungo i 3 assi principali, rotazioni impedito attorno ai 3 assi principali) alla base dei pilastri del piano seminterrato. Quest'ultimo è supposto unico, per semplificare la struttura, e posto ad una quota di $-1,20\text{ m}$ rispetto alla quota del terreno. Infatti, poiché vi è un piano terreno sul Prospetto N.O. ed un piano rialzato sul Prospetto S.E. posto ad una quota di $+1,25\text{ m}$, anche il piano di fondazione presenterà due quote differenti per le due parti della struttura. Per cercare di uniformare il modello si è quindi portato l'intero piano di fondazione alla quota di $-1,20\text{ m}$, ovvero la quota reale del piano di fondazione del Prospetto S.E.; si suppone quindi un'altezza univoca di $2,45\text{ m}$ per il piano seminterrato e di conseguenza

il modello presenterà un unico piano rialzato per entrambi i prospetti, posto alla quota di 1,25 m. Nella pratica, l'operazione effettuata consiste nella traslazione del piano terreno del Prospetto N.O. al livello del piano rialzato del Prospetto S.E., in modo da ottenere un univoco livello al di sopra del piano seminterrato.

Le ipotesi effettuate sono giustificate dal fatto che, ai fini di un'analisi sismica è vivamente consigliato l'utilizzo di modelli distinti per la sovrastruttura e per la fondazione: la sovrastruttura è considerata incastrata al piede e al modello della fondazione verranno applicate le azioni trasmesse dalla sovrastruttura.

Infatti, l'utilizzo di modelli congiunti per la sovrastruttura e la fondazione implica complesse valutazioni sull'interazione suolo-struttura; per studiare la risposta sismica dell'edificio in questo caso l'interesse è rivolto solamente alla sovrastruttura.

4.2.2 Pilastri e travi

I pilastri e le travi sono stati modellati come elementi frame, dopo avere definito le proprietà del materiale di cui sono realizzati (calcestruzzo C25/30, peso proprio pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$) e le proprietà geometriche delle sezioni trasversali. Quest'ultime si differenziano a seconda della posizione dell'elemento, sia in pianta che in elevazione.

Per il primo aspetto le dimensioni cambiano a seconda che l'elemento risulti perimetrale o centrale; per il secondo aspetto le dimensioni sono diverse in funzione del piano considerato, ovvero per piano seminterrato, piano terreno, piano generico (ve ne sono 4) e nel caso delle travi anche piano sottotetto.

La struttura presenta nei piani significativi YZ, ovvero quelli a cui appartengono i prospetti NE e SO, un telaio formato da 2 campate di luce netta 5,80 m; invece nei piani significativi XZ, ovvero quelli a cui appartengono i prospetti NO e SE, la struttura presenta un telaio a 9 campate di luce variabile sul prospetto SE ed un telaio a 8 campate di luce variabile sul prospetto NO.

Avendo definito correttamente le proprietà del materiale e le proprietà geometriche delle sezioni, il carico relativo alla massa delle travi e dei pilastri è già computato automaticamente dal software, essendo il peso proprio degli elementi strutturali definiti.

Le sezioni presenti ai diversi livelli ed utilizzate per pilastri e travi sono indicate rispettivamente in Tabella 1 e Tabella 2; per quanto riguarda i pilastri, in Tabella 1 si riporta anche l'armatura longitudinale che compete ad ogni sezione.

È necessario inserirla poiché su tali elementi si intende nel seguito effettuare alcune verifiche secondo la normativa. Oltre all'armatura longitudinale indicata, ciascun pilastro presenta delle staffe, intese come armatura di contenimento, con diametro $\phi = 5 \text{ mm}$ ed un passo costante di 25 cm .

Tabella 1. Dimensioni sezioni e armature pilastri

Livello	Dimensioni sezione [cm]	Nome sezione modello	Armature
Piano Seminterrato	65 x 50	P 65x50 (base)	4 Φ 20 + 2 Φ 14
	70 x 50	P 70x50 (base)	4 Φ 20 + 2 Φ 12
	50 x 85	P 50x85 (base)	4 Φ 18 + 4 Φ 16
	50 x 50	P 50x50 (base)	4 Φ 20 + 2 Φ 14
Piano Terreno - Rialzato	45 x 45	P45x45 (terreno)	2 Φ 14 + 4 Φ 12 + 1 Φ 8
	30 x 50	P 30x50 (terreno)	2 Φ 18 + 2 Φ 16
	50 x 30	P 50x30 (terreno)	4 Φ 18
	40 x 40	P 40x40 (terreno)	4 Φ 20
Piano Primo	45 x 45	P 45x45 (primo)	6 Φ 12 + 1 Φ 8
	50 x 30	P 50x30 (primo)	2 Φ 18 + 2 Φ 16
	35 x 30	P 35x30 (primo)	4 Φ 18
	30 x 45	P 30x45 (primo)	2 Φ 16 + 2 Φ 14
Piano Tipo	45 x 45	P 45x45 (tipo)	6 Φ 12 + 1 Φ 8
	50 x 30	P 50x30 (tipo)	4 Φ 14
	35 x 30	P 35x30 (tipo)	2 Φ 16 + 2 Φ 14
	30 x 45	P 30x45 (tipo)	4 Φ 14

In Tabella 1 si può osservare come in generale i pilastri siano rastremati, con dimensioni maggiori per il piano seminterrato che vanno a diminuire procedendo ai piani superiori.

Per quanto riguarda i 4 pilastri situati negli angoli della struttura, essi presentano una sezione con forma ad “L”, che per semplicità è stata ricondotta ad una sezione quadrata (45 x 45 cm) con area equivalente.

Si precisa come il software *SAP2000* consenta di introdurre ferri con diametro di una sola dimensione, quindi le armature sono state inserite utilizzando dei ferri di dimensione fittizia in modo che l’area complessiva delle armature longitudinali fosse equivalente.

Tabella 2. Dimensioni sezioni travi

Livello	Dimensioni sezione [cm]	Nome sezione modello
Piano Seminterrato	50 x 40	T 50x40 (base)
	50 x 30	T 50x30 (base)
	25 x 40	T 25x40 (base)
Piano Terreno - Rialzato	45 x 30	T 45x30 (terreno)
	30 x 20	T 30x20 (terreno)
	20 x 50	T 20x50 (terreno)
	25 x 30	T 25x30 (terreno)
Piano Tipo	40 x 30	T 40x30 (tipo)
	30 x 20	T 30x20 (tipo)
	30 x 45	T 30x45 (tipo)
	15 x 45	T 15x45 (tipo)
	25 x 30	T 25x30 (tipo)
Piano Sottotetto	40 x 45	T 40 x 45 (tetto)
	30 x 40	T 30 x 40 (tetto)
	15 x 35	T 15 x 35 (tetto)
	25 x 30	T 25x30 (tetto)

In Tabella 2 si può osservare come le dimensioni delle sezioni siano state definite per i diversi livelli. Tali dimensioni variano sia in funzione del livello, sia in funzione della posizione della trave, ovvero a seconda che essa sia perimetrale, centrale, in prossimità del vano scale o di collegamento adiacente al muro in cemento armato.

4.2.3 Solai

Per quanto riguarda i solai si distinguono 4 diverse tipologie in funzione della posizione in elevazione: solaio sul piano seminterrato, solaio sul piano terreno - rialzato, solaio sul piano primo (individuato come solaio tipo, si ripete per 3 volte) e solaio sottotetto. Relativamente all'orditura, il solaio sul piano seminterrato risulta essere ordito parallelamente all'asse X per la metà inferiore e parallelamente all'asse Y per la metà superiore. Invece i restanti solai sono orditi parallelamente all'asse Y, escluse alcune ridotte porzioni degli stessi in prossimità del vano scala.

In generale tutti i solai sono stati inseriti come elementi area, dotati però di sezione nulla e quindi massa nulla, per cui il carico gravitazionale agente sugli stessi verrà considerato nella successiva fase di analisi dei carichi. La scelta dell'utilizzo dell'elemento area è dettata dal fatto di voler utilizzare le possibilità che questi elementi hanno di ripartire sulle travi i carichi distribuiti per superficie agenti sui solai.

Infine, da un punto di vista strettamente progettuale, tutti i solai sono ipotizzati infinitamente rigidi nel proprio piano. Ciò comporta che un singolo solaio non abbia movimenti relativi nel piano e sia caratterizzato da 3 gradi di libertà (2 traslazioni, lungo gli assi X e Y, e 1 rotazione attorno a Z). Per ottenere il comportamento di piano rigido, per ognuno dei 4 punti che delimitano un elemento area è stata definita una *Constraint* di tipo *Diaphragm*, ottenendo così 6 diaframmi rigidi, ognuno dei quali posto alla quota di un singolo impalcato, come mostrato in Figura 14.

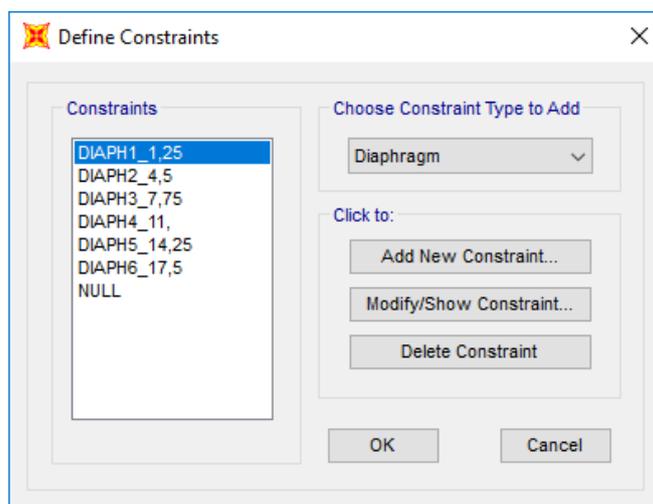


Figura 14. Definizione ipotesi piano rigido

4.2.4 Setti

L'edificio presenta un totale di 4 setti in cemento armato, collocati in prossimità dell'estremità dei 2 vani scala presenti e che si sviluppano in direzione Y. Questi elementi presentano una sezione con lunghezza pari a 4,25 m e larghezza variabile, in quanto più precisamente lo spessore risulta 0,40 m per il piano interrato e 0,25 m per i restanti piani. Per quanto riguarda l'altezza, essi presentano uno sviluppo verticale continuo fino alla copertura, quindi l'altezza di tali elementi è pari a 17,5 m.

Tali muri in cemento armato sono stati inseriti nel modello come elementi area di tipo *Shell – Thick*, definendo due sezioni trasversali con i due diversi spessori considerati.

Il materiale utilizzato per definire i muri è lo stesso utilizzato negli elementi frame, ovvero il calcestruzzo C25/30 con un peso proprio pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

Le sezioni utilizzate per i setti e le loro dimensioni sono mostrate in Tabella 3.

Tabella 3. Dimensioni sezioni setti

Livello	Spessore sezione [m]	Nome sezione modello
Piano Seminterrato	0,40	Wall (base)
Piano Rialzato e Tipo	0,25	Wall (tipo)

4.2.5 Copertura

Per semplificare il modello è stato deciso di non rappresentare l'intera copertura a falde, in quanto ritenuta non troppo significativa ai fini dello studio del comportamento sismico e poco influente sulle grandezze di interesse. Si è scelto quindi di limitarsi ad una copertura di tipo piana, corrispondente al solaio sottotetto posto ad una quota di 17,5 m. Tale solaio di copertura è stato modellato in maniera analoga a quella degli altri impalcati, ovvero inserendo degli elementi area di sezione e massa nulle. Inoltre, il solaio sottotetto risulta essere ordito parallelamente all'asse Y, eccetto per le due porzioni di solaio in prossimità dei due vani scala, le quali risultano ordite parallelamente all'asse X in quanto appoggiano sui setti in cemento armato presenti ai bordi degli stessi vani.

4.3 Analisi dei carichi verticali

Per quanto riguarda i carichi agenti sugli elementi strutturali, è importante innanzitutto notare che, avendo definito travi e pilastri con il rispettivo materiale (calcestruzzo C25/30 con un peso proprio pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$) e con le dimensioni reali delle rispettive sezioni, il software nell'eseguire le analisi includerà il peso proprio di tali elementi strutturali previa un'opportuna definizione della sorgente di massa sismica, come si mostrerà in seguito. In questa fase è quindi necessario andare a valutare eventuali carichi diversi dal peso proprio agenti su pilastri e travi e tutti i carichi agenti sui solai, incluso il peso proprio che per come è stato definito il modello non è ancora stato incluso. In accordo con la NTC08, si definiscono in seguito le tipologie di carico che entrano in gioco nella definizione della massa sismica e nella combinazione di carico sismica. Si individuano le seguenti tipologie:

- G1 = carichi permanenti strutturali;
- G2 = carichi permanenti non strutturali;
- Q = carichi variabili.

Per modellare questi carichi nel software *SAP2000* è necessario creare i diversi casi di carico (definiti *Load Patterns*), i quali indicano le diverse tipologie di carico che possono essere indipendentemente applicate e utilizzate nelle combinazioni.

In Figura 15 si mostra la definizione dei casi di carico eseguita nel modello.

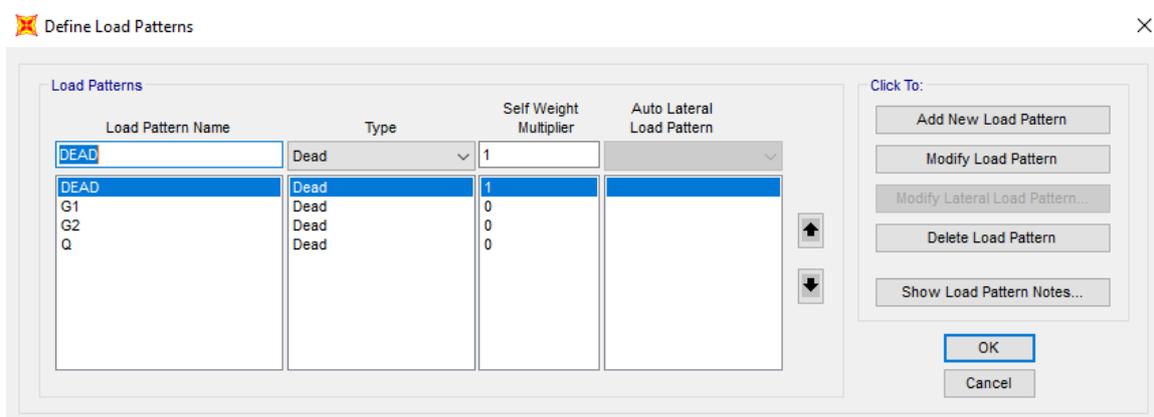


Figura 15. Definizione casi di carico

È importante sottolineare come il software crei in automatico un caso di carico chiamato *DEAD*, nel quale è applicato il peso proprio degli elementi strutturali; all'interno di questo caso di carico, per via dei criteri di modellazione precedentemente espliciti, sono inclusi il peso proprio delle travi e dei pilastri.

Successivamente vengono definiti gli altri casi di carico, denominati *G1*, *G2* e *Q*, nei quali è importante imporre valore nullo al moltiplicatore del peso proprio, in modo da non contare ulteriormente in questi casi di carico il peso proprio degli elementi strutturali già incluso all'interno del caso *DEAD*.

Nei seguenti paragrafi si procede con l'analisi dei carichi per ottenere il valore di tutti i carichi agenti sui solai per i diversi casi di carico e il valore dei carichi diversi dal peso proprio agenti sulle travi.

4.3.1 Carico permanente strutturale

All'interno del carico permanente strutturale è incluso il peso proprio del solaio in latero cemento. Le azioni permanenti sono quindi valutate in base al peso specifico dei materiali di cui è composta la costruzione e alle caratteristiche geometriche degli elementi. Dall'analisi delle tavole originali del progetto il solaio risulta essere di tipo 16 + 4 cm, mentre per quanto riguarda il peso specifico si è scelto di adottare valori standard suggeriti in letteratura. Lo spessore delle parti di solaio che concorrono a formare il carico permanente strutturale e il peso specifico dei materiali di cui esse sono costituiti sono riportati di seguito:

- blocco in laterizio, di spessore 0,16 m e peso specifico 8 kN/m³;
- travetto in cemento armato, di spessore 0,16 m e peso specifico 25 kN/m³;
- soletta in cemento armato, di spessore 0,04 m e peso specifico 25 kN/m³.

In Tabella 4 si mostra il calcolo del carico permanente strutturale del solaio, prendendo in considerazione una striscia di solaio larga 1 m e considerando un interasse di 0,5 m sia per i blocchi in laterizio sia per i travetti in cemento armato.

Tabella 4. Calcolo carico permanente strutturale G1 agente sul solaio

Materiale	h [m]	L [m]	γ [kN/m³]	i [m]	p [kN/m²]
Blocco in laterizio	0,16	0,4	8	0,5	1,02
Travetto (c.a.)	0,16	0,1	25	0,5	0,80
Soletta (c.a.)	0,04	1	25	1	1,00
Totale: G1 [kN/m²] =					2,82

Il carico permanente strutturale G1 agente sul solaio risulta essere pari a:

$$G1 = 2,82 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2 Carico permanente non strutturale

All'interno del carico permanente non strutturale sono inclusi gli strati di finitura applicati sul solaio. Lo spessore delle parti che concorrono a formare il carico permanente non strutturale e il peso specifico dei materiali di cui esse sono costituiti sono:

- massetto in malta, di spessore 0,04 m e peso specifico 18 kN/m³;
- pavimento in ceramica, di spessore 0,02 m e peso specifico 20 kN/m³;
- intonaco, di spessore 0,015 m e peso specifico 20 kN/m³;
- tramezzi interni, incidenza da valutare.

Per valutare correttamente l'ultimo contributo, ovvero l'incidenza dei tramezzi, è necessario svolgere un opportuno calcolo (secondo quanto previsto dalla NTC08) che consente di ragguagliare il peso proprio di elementi divisori interni ad un carico permanente portato uniformemente distribuito, purché vi sia una adeguata ripartizione del carico. Si calcola per prima cosa il peso al metro quadrato degli elementi divisori, i risultati sono mostrati in Tabella 5.

Tabella 5. Peso elementi divisori interni

Strato	Spessore [m]	γ [kN/m³]	p [kN/m²]
Intonaco	0,01	20	0,2
Mattoni forati	0,08	11	0,88
Intonaco	0,01	20	0,2
Totale:			1,28

Si moltiplica il valore ottenuto per l'altezza netta di interpiano, la quale risulta essere pari a 3 m, ottenendo il seguente valore di carico lineare:

$$G_2 = p \cdot h_{interpiano} = 1,28 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 3,84 \text{ kN/m}$$

Sempre secondo la norma, si ricade nell'intervallo di elementi divisori con:

$$3 \text{ kN/m} < G_2 < 4 \text{ kN/m}$$

Per rappresentare l'incidenza dei tramezzi, poiché ci si trova all'interno del suddetto intervallo, la norma prevede di assumere il seguente valore di carico uniformemente distribuito pari a $g_2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$.

In Tabella 6 si mostrano i dati relativi al calcolo del carico permanente non strutturale agente sul solaio, prendendo in considerazione una striscia di solaio larga 1 m e inserendo nel calcolo anche il carico distribuito relativo all'incidenza dei tramezzi appena determinato.

Tabella 6. Calcolo carico permanente non strutturale agente sul solaio

Strato	Spessore [m]	i [m]	γ [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Massetto (mal.)	0,04	1	18	0,72
Pavimento (cer.)	0,02	1	20	0,40
Intonaco	0,015	1	20	0,30
Tramezzi		1		1,60
Totale: G2 [kN/m²] =				3,02

Il carico permanente non strutturale G_2 agente sul solaio risulta essere pari a:

$$G_2 = 3,02 \text{ kN/m}^2$$

4.3.3 Carico variabile

Le azioni variabili dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera, in funzione della quale le NTC 08 indicano il valore del carico da considerare, espresso in termini di carico uniformemente distribuito al metro quadrato.

Siccome l'edificio rientra nella categoria A, ovvero ambienti ad uso residenziale, si ricava il seguente valore del carico variabile:

$$Q = 2 \text{ kN/m}^2$$

Poiché la copertura è stata semplificata e considerata piana al livello del solaio sottotetto, la si considera accessibile per la sola manutenzione ed il carico variabile che a essa compete risulta pari a:

$$Q_{\text{copertura}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

4.3.4 Carico neve

Nelle normative tecniche sia all'interno della combinazione sismica sia all'interno della valutazione dell'azione sismica tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali, si può notare come l'azione variabile riferita alla neve è in entrambi i casi moltiplicata per un coefficiente $\Psi_{2,j}$.

Dalla tabella 2.5.1 delle NTC08 si evince come il valore di tale coefficiente di combinazione sia nullo per edifici situati ad una quota minore di 1000 *m s. l. m.*

Nella pratica questo comporta che per l'edificio oggetto di studio, situato approssimativamente ad una quota di circa 240 *m s. l. m.*, quando si considerano nella progettazione gli effetti dell'azione sismica il carico neve non è computato.

4.3.5 Carico tamponamenti esterni

Per ultimo occorre valutare il carico relativo alle chiusure verticali esterne, ovvero la muratura di tamponamento. Il peso di tali chiusure esterne grava solo e direttamente sulle travi di bordo e quindi non viene ripartito sui solai, ma è direttamente assegnato alle travi perimetrali sottoforma di carico lineare.

A rigore sarebbe necessario valutare la stratigrafia delle pareti verticali esterne, calcolarne il peso al metro quadro in funzione dello spessore dei vari materiali e poi moltiplicarlo per l'altezza di interpiano netta ed un coefficiente per tenere conto dell'incidenza

forfettaria delle aperture. In questo modo si ottiene il peso totale per metro lineare di parete.

Si è scelto di valutare il peso proprio della muratura di tamponamento in base a valori standard suggeriti in letteratura, tenendo conto della tipologia costruttiva e dell'età del fabbricato, assumendo un valore pari a 5 kN/m^2 . Nota l'altezza d'interpiano netta e stabilito un valore forfettario per l'incidenza delle aperture (ovvero 25%), si ricava il seguente valore da imporre sulle travi perimetrali del carico al metro lineare delle murature di tamponamento:

$$h_{\text{interpiano netta}} = 3,25 \text{ m} - 0,25 \text{ m} = 3 \text{ m}$$

$$G = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 0,25 = 11,25 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore di carico è assimilabile ad un carico permanente non strutturale, quindi viene inserito all'interno del G2 per quanto riguarda il caso di carico.

4.4 Definizione della massa sismica

Le NTC08 prevedono che l'azione sismica sia definita facendo riferimento alla massa sismica, ovvero una precisa combinazione delle masse associata ai carichi verticali. Infatti, gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate alla seguente combinazione di carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} \cdot Q_{Kj})$$

Come si può notare dalla precedente espressione, i carichi permanenti sono considerati con il loro valore e non sono moltiplicati per nessun coefficiente di combinazione, mentre per i carichi variabili si utilizzano i coefficienti $\Psi_{2,j}$, che sono i più penalizzanti per la struttura e sono definiti all'interno della Tabella 2.5.1 delle NTC08 riportata in Tabella 7.

Tabella 7. Coefficienti di combinazione [NTC 2018]

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

L' inserimento delle masse ai fini di un'analisi sismica nel software *SAP2000* può essere effettuato specificando la sorgente di massa all'interno del menù *Mass Source*. Nella sorgente di massa sono state incluse le seguenti opzioni:

- *Element Self Mass and Additional Mass*: consente di includere automaticamente nel calcolo tutte le masse dovute al peso proprio degli elementi e le eventuali masse aggiunte manualmente in un nodo (non presenti in questo caso).
- *Froam Loads*: consente di includere nel calcolo le masse associate ai carichi specificati nell'elenco corrispondente; attraverso un opportuno fattore di scala è facilmente possibile considerare solo delle frazioni dei determinati carichi, inserendo quindi i coefficienti in accordo con la combinazione imposta dalla normativa.

La scelta di entrambe le opzioni, nel caso oggetto di studio, consente rispettivamente con la prima opzione di computare le masse relative agli elementi strutturali quali pilastri e travi, mentre con la seconda opzione di computare le masse relative ai casi di carico precedentemente definiti.

È importante, nella fase relativa alla seconda opzione, includere nell'elenco dei carichi solo quelli con un moltiplicatore del peso proprio pari a zero, altrimenti le masse associate agli elementi vengono considerate nuovamente.

Si procede quindi alla definizione della sorgente di massa sfruttando entrambe le opzioni e definendo i moltiplicatori dei carichi in accordo con la Tabella 7. La definizione della sorgente di massa sismica nel software *SAP2000* è mostrata in Figura 16.

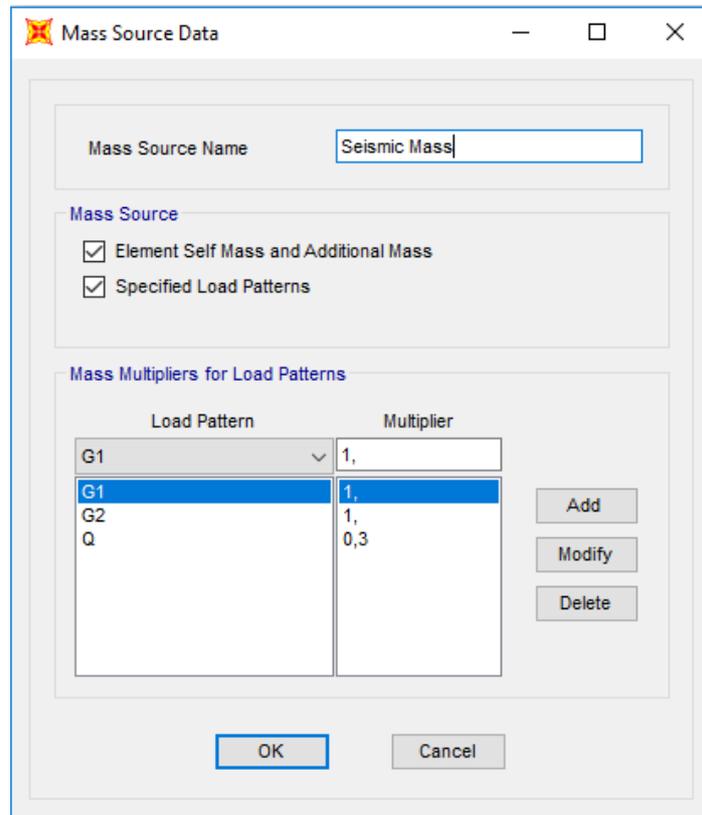


Figura 16. Definizione sorgente di massa sismica

4.5 Definizione dell'analisi modale

Per valutare e comprendere il comportamento dinamico della struttura, è necessario effettuare un'analisi modale, la quale fornisce indicazioni molto importanti riguardo la risposta, in campo elastico, della struttura stessa rispetto ad un carico dinamico come il sisma. Tramite l'analisi modale si ricavano ed analizzano:

- Periodi propri di vibrazione T_i , importanti per valutare dove è collocata la struttura sullo spettro di risposta e per conoscere il valore dell'accelerazione spettrale corrispondente $S_a(T_i)$;

- Masse partecipanti corrispondenti ai vari modi MM , necessarie per stabilire il numero di modi significativi da considerare ed includere nell'analisi, in funzione del codice normativo da impiegare;
- Coefficienti di partecipazione dei singoli modi γ_i , legati al valore del taglio alla base del relativo modo tramite la seguente relazione: $V_{b,i} = \gamma_i^2 \cdot S_a(T_i)$.

Per il corretto svolgimento di un'analisi modale è necessario che siano state precedentemente definite e computate due fondamentali grandezze: la rigidezza della struttura e la massa della struttura.

Per quanto riguarda la rigidezza della struttura, essa dipende dalla modellazione degli elementi strutturali e dal grado di vincolo, interno ed esterno. Ai fini di una corretta modellazione è fondamentale che siano definite compiutamente le caratteristiche meccaniche dei materiali e le caratteristiche geometriche delle varie sezioni, in quanto questi parametri influenzano la rigidezza degli elementi strutturali.

È opportuno notare che l'analisi modale è un'analisi di tipo lineare e pertanto non è in grado di cogliere fenomeni non lineari, che comportino la variazione della rigidezza degli elementi strutturali, mantenuta quindi costante.

Per quanto concerne la massa strutturale, essa dipende dalla definizione della sorgente di massa come visto in precedenza. Ai fini di un corretto svolgimento dell'analisi modale è fondamentale che le masse strutturali inserite nel modello di calcolo siano rappresentative dell'effettiva distribuzione di massa sulla struttura.

La procedura di assegnazione delle masse viene condotta come mostrato in precedenza tramite la definizione della sorgente di massa, nella quale vengono computate sia le masse relative al peso proprio degli elementi strutturali sia le masse legate ai carichi, inclusi i rispettivi coefficienti previsti dalla norma.

Una volta definite le suddette caratteristiche e completato il modello, per definire l'analisi modale è necessario definire un caso di carico della tipologia *Modal*.

La finestra nella quale viene definito questo tipo di analisi è riportata in Figura 17 ed in essa intervengono i seguenti parametri e grandezze:

- *Load Case Type*: è di tipo *Modal*, come definito in precedenza;
- *Stiffness to use*: consente di specificare la condizione iniziale con la quale verrà creata la matrice di rigidezza della struttura. Si è scelta la voce *Zero Initial*

conditions – Unstressed State, tramite la quale la rigidezza calcolata sarà quella relativa alla struttura priva di carico e quindi indeformata;

- *Type of Modes*: consente di scegliere la tipologia degli autovettori utilizzati nella determinazione dei modi di vibrare. Si è scelto *Eigen Vectors*, ovvero l'opzione tramite la quale si fa riferimento agli autovettori esatti della matrice dinamica;
- *Number of Modes*: consente di specificare il numero minimo e massimo di modi da calcolare; siccome la struttura è soggetta all'ipotesi di diaframmi rigidi, ogni piano avrà 3 gradi di libertà. È quindi consigliabile analizzare almeno un numero di modi pari al prodotto tra il numero di piani e il precedente valore dei gradi di libertà per ogni piano. In questo caso è quindi necessario analizzare almeno 18 modi. Per cautelarsi rispetto alla presenza di modi di tipo locale, solitamente poco rilevanti, e valutare la presenza di eventuali modi significativi anche successivamente al numero minimo previsto, si è scelto di analizzare un numero di modi pari a 25. Successivamente si mostrerà come per rispettare le prescrizioni imposte dalla norma è necessario analizzare un numero di modi almeno pari a 45.
- *Mass Source*: si indica la sorgente di massa da utilizzare nell'analisi modale, si sceglie quindi la sorgente *Seismic Mass* precedentemente definita.

The image shows a software dialog box titled "Load Case Data - Modal". It contains the following fields and options:

- Load Case Name:** MODAL
- Load Case Type:** Modal
- Stiffness to Use:** Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Type of Modes:** Eigen Vectors
- Number of Modes:** Maximum Number of Modes: 25; Minimum Number of Modes: 1
- Mass Source:** Seismic Mass
- Other Parameters:** Frequency Shift (Center): 0; Cutoff Frequency (Radius): 0; Convergence Tolerance: 1,000E-09
- Allow Automatic Frequency Shifting

Figura 17. Definizione analisi modale

4.6 Definizione dello spettro di progetto

Per eseguire le analisi sismiche è necessario definire lo spettro di progetto della struttura, il quale dipende dal sito in cui si trova la costruzione e da caratteristiche e parametri relativi all'edificio stesso. La norma NTC 2018 infatti fornisce degli spettri di progetto diversi in funzione delle caratteristiche del suolo e dell'area in cui si trova l'edificio; lo spettro presenta sull'asse verticale le accelerazioni normalizzate rispetto all'accelerazione di gravità g , mentre sull'asse orizzontale il periodo T espresso in secondi.

La curva definita dallo spettro $S_a(T_i)$ si mostra inizialmente linearmente crescente, contributo legato all'amplificazione in accelerazione dipendente dal terreno, segue quindi un tratto orizzontale ad accelerazione costante, infine la porzione conclusiva di curva presenta un andamento non lineare e decrescente.

Relativamente alla classificazione sismica del territorio nazionale, secondo la NTC18 il Comune di Torino appartiene alla Zona sismica 4, ovvero la zona con una pericolosità sismica molto bassa, dove le possibilità di danni sismici sono abbastanza ridotte.

Quindi per poter successivamente condurre un'analisi sismica a spettro di risposta occorre preliminarmente definire nel software *SAP2000* una funzione spettrale, tramite il comando *Functions* e quindi scegliendo *Response Spectrum*. È possibile inserire parametricamente lo spettro in accordo con la norma NTC18, secondo la quale lo spettro di progetto in accelerazione $S_a(T)$ è funzione dei seguenti parametri di pericolosità sismica:

- a_g , accelerazione massima del sito;
- F_0 , fattore massimo di amplificazione del sito;
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi parametri sono in funzione della P_{V_R} , ovvero la prefissata probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento V_R , quindi dipendono dallo stato limite considerato. Si è scelto di studiare gli spettri relativi allo Stato Limite di Danno (*SLD*), per valutare il comportamento in esercizio, e allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (*SLV*), per valutare il comportamento ultimo.

Oltre all'aspetto probabilistico, i parametri di pericolosità sismica sono determinati in funzione del sito di riferimento e in questo caso vengono determinati in automatico dal software inserendo le coordinate del luogo in cui si trova l'edificio, le quali risultano essere: $45,077^\circ N, 7,723^\circ E$.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso; la struttura in oggetto rientra nella Classe d'uso *II*, in quanto è una costruzione il cui uso prevede normali affollamenti.

La struttura è un'opera ordinaria e la vita nominale risulta quindi essere $V_N \geq 50$ anni. Il suolo sui cui è realizzato l'edificio è supposto di categoria *B*, ovvero costituito da "rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti". La categoria topografica risulta essere *T1*, in quanto l'edificio si trova su una superficie pianeggiante.

Lo spettro definito è quello di progetto riferito all'accelerazione orizzontale ed è importante notare come il fattore di struttura q sia assunto unitario, in quanto l'edificio esistente è progettato secondo la vecchia normativa e si prevede quindi non presenti alcun comportamento dissipativo; tale ipotesi è cautelativa e risulta a favore di sicurezza in quanto con il fattore di struttura unitario non si va a ridurre lo spettro di progetto.

In sintesi, i dati relativi al sito in cui sorge la struttura e alle caratteristiche della stessa da inserire nella definizione dello spettro risultano essere i seguenti:

- longitudine del sito: $7,723^\circ$;
- latitudine del sito: $45,077^\circ$;
- stato limite: *SLV, SLD*;
- classe d'uso: *II*;
- vita nominale: *50 anni*;
- tipologia dello spettro: *Spettro di progetto orizzontale*;
- tipologia di suolo: *B*;
- topografia: *T1*;
- fattore di struttura: $q = 1$;
- rapporto di smorzamento: *0,05*.

Le finestre nella quale vengono definite le funzioni relative agli spettri di progetto della struttura esistente sono riportate in Figura 18 e Figura 19.

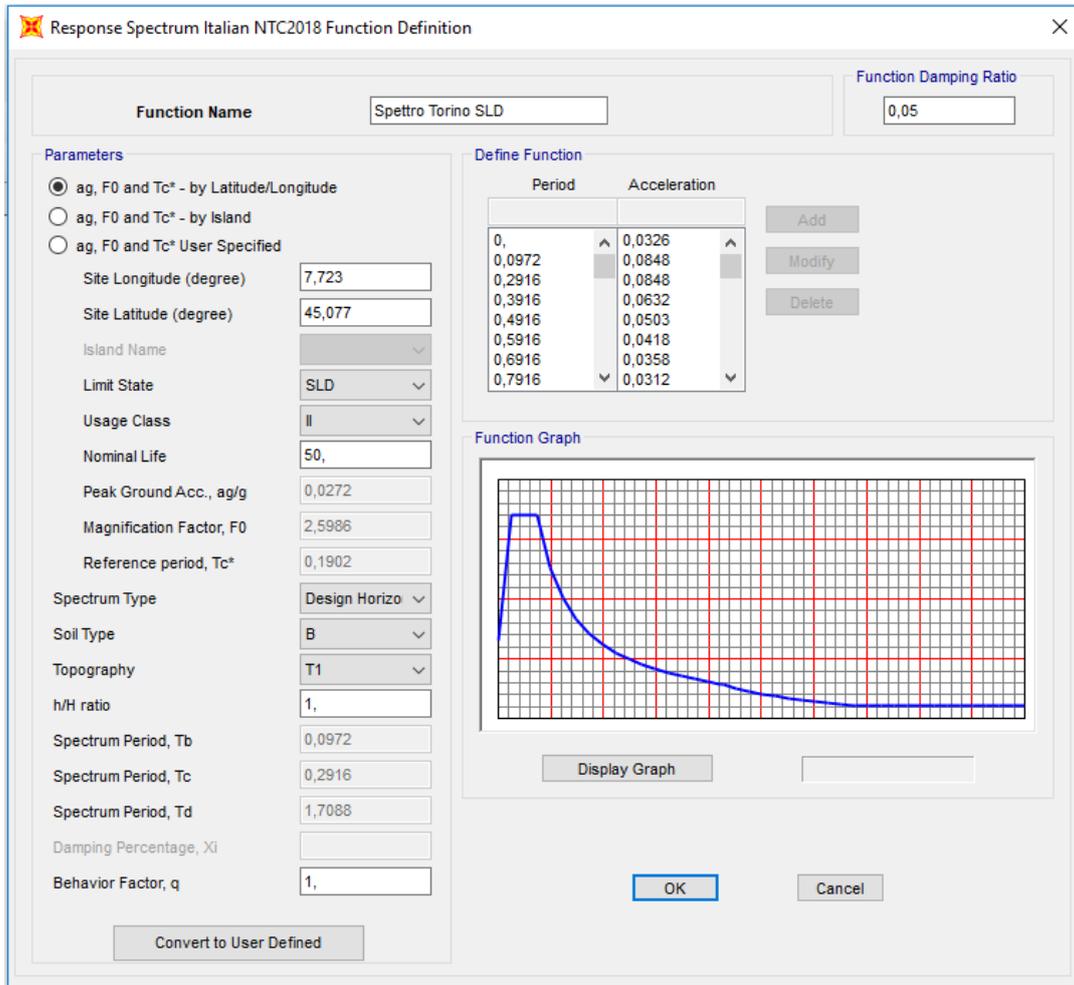


Figura 18. Definizione spettro di progetto SLD

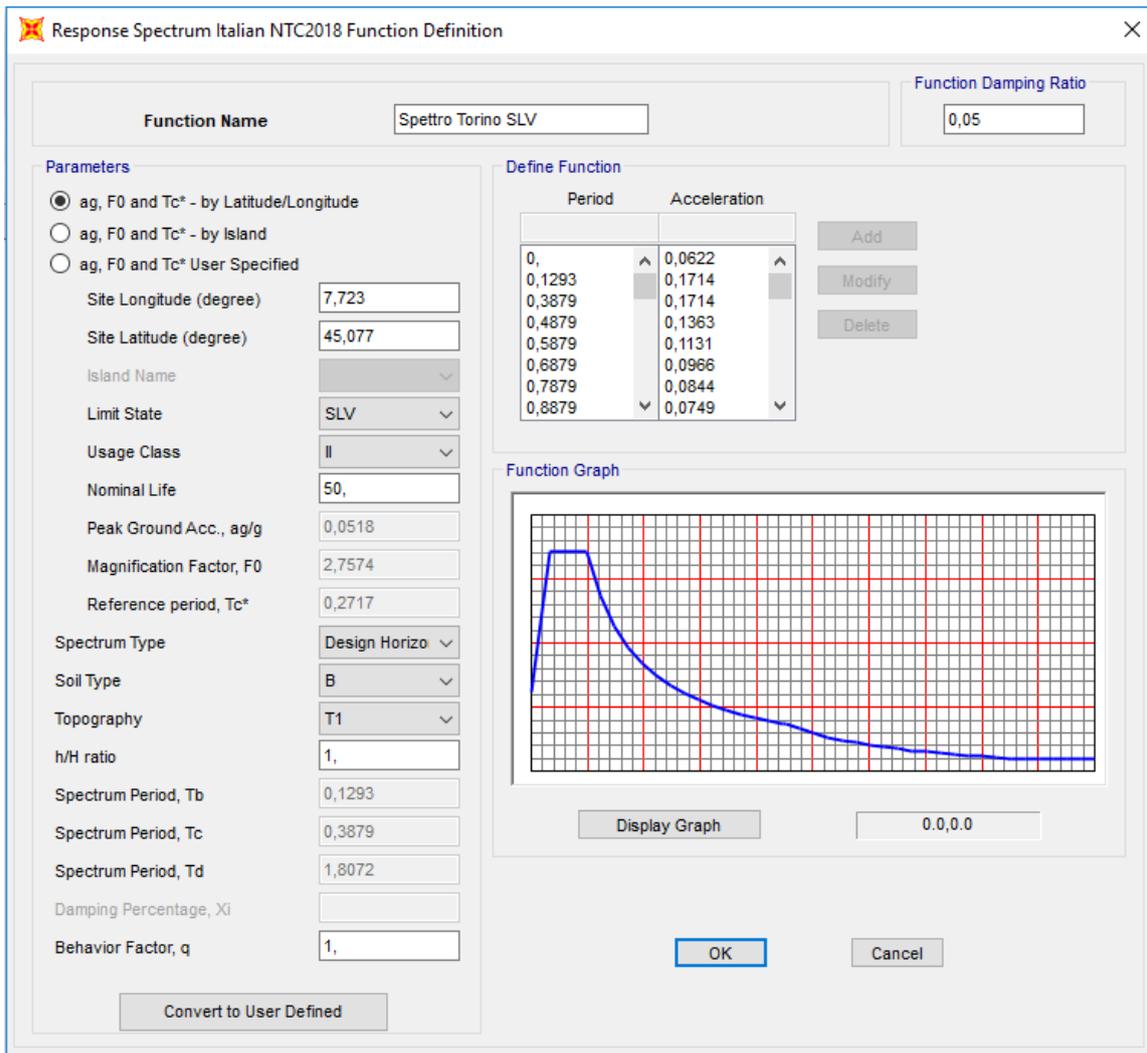


Figura 19. Definizione spettro di progetto SLV

4.7 Definizione dell'analisi sismica

Nel presente paragrafo si trattano le scelte effettuate per una corretta definizione dell'azione sismica in *SAP2000*, secondo quanto previsto dalla più recente normativa italiana, ovvero la NTC18.

Per lo studio dell'edificio in oggetto, si è scelto di effettuare un'analisi dinamica lineare, ovvero un'analisi modale con spettro di risposta. Per quanto riguarda le analisi sotto sismi "piani", ossia escludendo la componente verticale del moto, le indicazioni normative riportate in precedenza portano a dover considerare delle combinazioni delle azioni sismiche nelle diverse direzioni, in funzione del tipo di analisi condotta.

In primo luogo, relativamente alla direzione del sisma, la norma prevede che nelle due direzioni principali dell'edificio si applichi il 100% dell'azione lungo una di esse e contemporaneamente si preveda il 30% dell'azione lungo l'altra direzione.

Tali valori sono da intendersi con segno positivo e negativo, in modo da considerare entrambi i versi da cui può provenire l'evento sismico. Ne consegue che, combinando i precedenti dati, l'azione sisma può assumere i seguenti otto valori:

$$\pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$$

$$\pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita in entrambe le direzioni un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione derivante dal calcolo.

Tale prescrizione, essendo contenuta nella parte generale, vale per qualunque tipo di analisi condotta; il valore dell'eccentricità accidentale è pari al 5% della lunghezza del lato della struttura nella direzione ortogonale a quella da cui proviene il sisma.

Indicando con B il lato maggiore della struttura (disposto lungo X) e con L il lato minore (disposto lungo Y), l'eccentricità accidentali nelle due direzioni risultano pari a:

$$e_X = 0,05 \cdot L$$

$$e_Y = 0,05 \cdot B$$

Tenendo conto di queste due eccentricità, il centro di massa può assumere quattro posizioni diverse; quindi applicando gli otto valori ottenuti dell'azione sismica nelle quattro posizioni che il centro di massa può assumere per via delle eccentricità accidentali, si ottiene un totale di 32 combinazioni sismiche.

Si mostra in seguito il procedimento seguito per la definizione dell'azione sismica per eseguire l'analisi dinamica lineare.

Preventivamente occorre aver definito un caso di carico di tipo *Modal* (ovvero l'analisi modale descritta nel paragrafo 4.5) ed una funzione del tipo *Response Spectrum* (ovvero lo spettro di progetto descritto al paragrafo 4.6).

A questo punto, per entrambi gli stati limite considerati, è stata definita l'azione sismica mediante l'introduzione di un *Load Case* di tipo *Response Spectrum*, con i relativi

parametri d'azione. Le finestre nelle quali viene definito questo tipo di analisi sono riportate in Figura 20 e Figura 21, rispettivamente per i due stati limite considerati SLV e SLD. Nella definizione di tale azione sismica intervengono i seguenti parametri e grandezze:

- *Load Case Type*: è di tipo *Response Spectrum*, come definito in precedenza;
- *Modal Combination*: indica il tipo di combinazione per i modi. Si è scelto di utilizzare la *CQC*, ovvero la combinazione quadratica completa, in quanto essendo il modello uno schema spaziale si hanno modi con periodi molto vicini tra loro, i quali non rispettano la condizione: $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$ per $T_j < T_i$;
- *Modal Load Case*: indica il caso di analisi modale i cui modi vengono utilizzati nell'analisi a spettro di risposta. Si è selezionata una tipologia di carico *Standard – Acceleration Loading*, poiché il carico sismico è basato sulle accelerazioni;
- *Loads Applied*: in questa sezione si indicano i carichi applicati; come definito in precedenza il *Load Type* è *Acceleration* e per prima cosa in *Load Name* si inseriscono le direzioni lungo le quali agisce l'azione sismica, ovvero U1 e U2, rispettivamente parallele a X e Y. Successivamente in *Function* si specifica la funzione spettro di risposta dalla quale si attingono i valori, quindi si è inserito in un caso *Spettro Torino SLV* e nell'altro *Spettro Torino SLD*. Infine, in *Scale Factor* si specifica il fattore per cui vanno moltiplicati i valori spettrali, che risulta pari a 9,81 in quanto essi sono scalati rispetto all'accelerazione di gravità;
- *Other Parameters*: in *Modal Damping* si impone il valore dello smorzamento, supposto costante e pari a 0,05;
- *Directional Combination*: indica il tipo di combinazione da utilizzare per le diverse direzioni definite per il carico. Si è imposta l'opzione *Absolute*, ovvero una combinazione che prevede la somma dei valori assoluti causati dalle diverse direzioni del carico. Si è specificato un fattore scala pari a 0,3 che consente di considerare la somma con un valore principale ed uno scalato. In questo modo il programma applicherà il 100% del carico in una direzione più il 30% del carico nell'altra direzione, in accordo con quanto previsto dalla normativa. Questo procedimento verrà ripetuto per ogni direzione, includendo quindi tutti i casi possibili secondo la norma;

- *Diaphragm Eccentricity*: indica l'eccentricità accidentale da considerare per ogni diaframma rigido e che fa variare la posizione del centro di massa; essa è stata definita in precedenza e risulta essere pari a 0,05.

In questo modo con un unico comando il software applica le 32 combinazioni definite dalla norma e restituisce come risultati gli involuipi di tali combinazioni, fornendo quindi i valori massimi delle grandezze di risposta.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Sisma SLD [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination

CQC GMC f1: 1, []
 SRSS GMC f2: 0, []
 Absolute
 GMC Periodic + Rigid Type: SRSS [v]
 NRC 10 Percent
 Double Sum

Directional Combination

SRSS
 CQC3
 Absolute Scale Factor: 0,3 []

Mass Source

Previous (Seismic Mass) []

Diaphragm Eccentricity

Eccentricity Ratio: 0,05 []
 Override Eccentricities: [Override...]

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL [v]
 Standard - Acceleration Loading
 Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SLD Spectru	9,81
Accel	U1	SLD Spectru	9,81
Accel	U2	SLD Spectru	9,81

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 20. Definizione azione sismica SLD

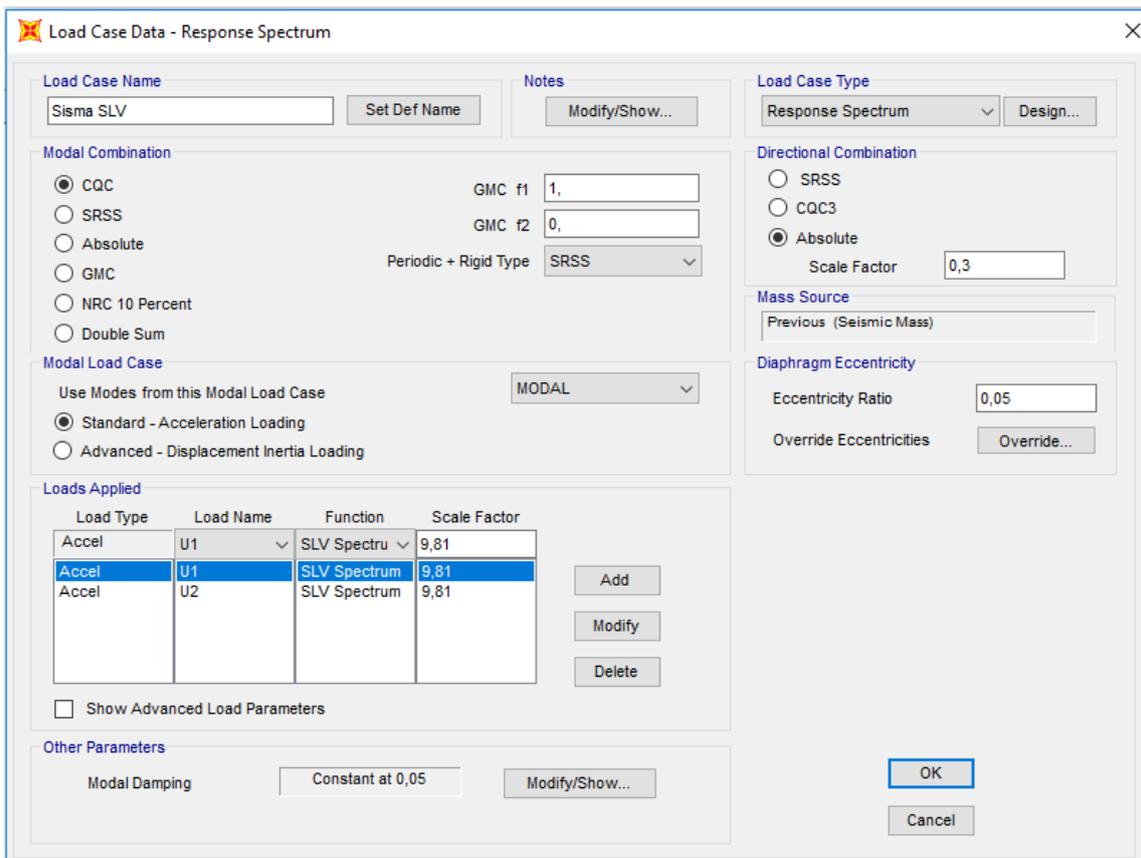


Figura 21. Definizione azione sismica SLV

4.8 Analisi dei risultati

Nel presente paragrafo si analizzano i risultati delle analisi e dei calcoli effettuati sul modello dell'edificio esistente, da qui in poi indicato con il nome di struttura non controllata.

In Figura 22 è riportata una vista 3d estrusa del modello della struttura non controllata, nella quale sono indicati in blu le travi ed i pilastri, in rosso i setti ed in grigio i solai.

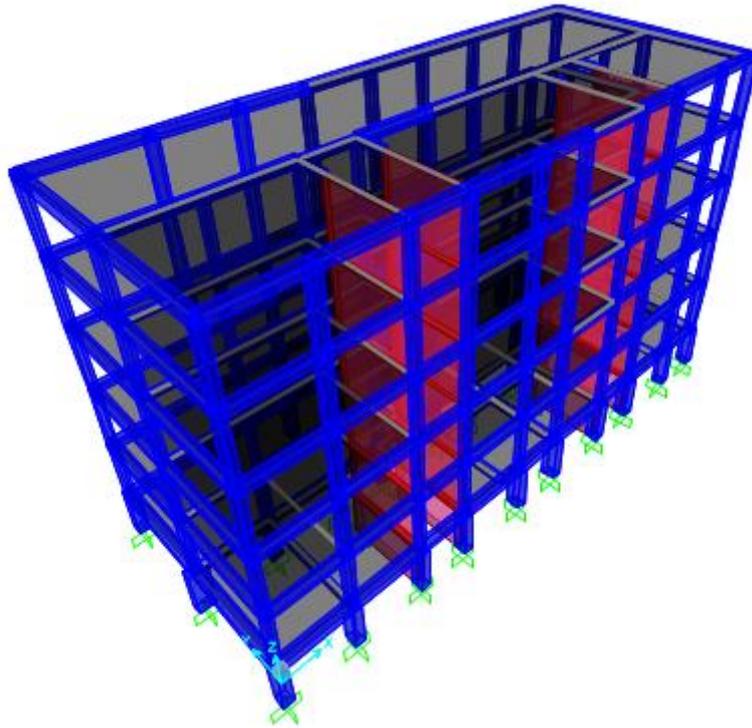


Figura 22. Vista 3d estrusa modello struttura non controllata

4.8.1 Analisi modale

Si mostrano dapprima i risultati relativi all'analisi modale della struttura non controllata, ovvero i periodi propri di vibrazione, i modi di vibrazione ad essi associati nonché la percentuale di massa modale coinvolta in ciascun modo.

Osservando i periodi associati ai primi modi di vibrazione, ovvero quelli che tipicamente conferiscono un maggiore contributo al moto complessivo della struttura, si può valutare la posizione degli stessi sullo spettro di progetto e quindi valutare l'entità dell'accelerazione sismica ad essi corrispondente.

Osservando i modi di vibrazione si può valutare la forma e la loro tipologia, traslazionale o rotazionale. Infine dalla percentuale di massa modale per ciascun modo si può valutare quali siano i modi che danno un apporto significativo, in quanto quelli con una maggiore massa partecipante contribuiscono in maniera più rilevante.

Secondo la norma sono da considerarsi tutti i modi per cui la massa modale sia maggiore del 5% della massa complessiva della struttura, ovvero $MM_i \geq 0,05$, ed un numero di modi tale per cui la massa modale complessiva sia maggiore di 85% della massa

complessiva della struttura, ovvero $\sum_{i=1}^n MM_i \geq 0,85$. Nella struttura in oggetto tali limiti sono rispettati considerando un numero di modi pari a 45.

In Tabella 8 sono mostrati i risultati dell'analisi modale; per ogni modo di vibrare sono indicati il numero, il periodo, la massa modale per i tre gradi di libertà che interessano (traslazioni lungo X e Y, rotazione attorno a Z) e la massa modale complessiva per ciascuno di essi.

Tabella 8. Risultati analisi modale struttura non controllata

Modo	Periodo [s]	MM UX	Σ MM UX	MM UY	Σ MM UY	MM RZ	Σ MM RZ
1	0,925	0,7100	0,7100	0,0000	0,0000	0,0005	0,0005
2	0,505	0,0005	0,7105	0,0045	0,0045	0,6259	0,6265
3	0,373	0,0000	0,7105	0,6149	0,6195	0,0047	0,6312
4	0,287	0,1102	0,8207	0,0000	0,6195	0,0002	0,6314
5	0,157	0,0515	0,8722	0,0000	0,6195	0,0000	0,6314
6	0,115	0,0001	0,8722	0,0011	0,6206	0,1955	0,8269
7	0,103	0,0269	0,8991	0,0000	0,6206	0,0006	0,8275
8	0,090	0,0000	0,8991	0,0000	0,6206	0,0000	0,8275
9	0,081	0,0000	0,8991	0,0312	0,6518	0,0003	0,8278
10	0,080	0,0000	0,8992	0,1558	0,8075	0,0007	0,8285
11	0,079	0,0100	0,9091	0,0004	0,8079	0,0000	0,8285
12	0,079	0,0002	0,9093	0,0028	0,8107	0,0000	0,8286
13	0,078	0,0000	0,9093	0,0155	0,8262	0,0001	0,8287
14	0,071	0,0000	0,9093	0,0000	0,8262	0,0000	0,8287
15	0,071	0,0000	0,9093	0,0001	0,8263	0,0000	0,8287
16	0,070	0,0000	0,9093	0,0003	0,8266	0,0000	0,8287
17	0,070	0,0000	0,9093	0,0000	0,8266	0,0000	0,8287
18	0,066	0,0000	0,9093	0,0001	0,8267	0,0003	0,8289
19	0,065	0,0000	0,9093	0,0000	0,8267	0,0000	0,8290
20	0,065	0,0000	0,9093	0,0000	0,8267	0,0000	0,8290
21	0,064	0,0000	0,9093	0,0000	0,8267	0,0000	0,8290
22	0,064	0,0000	0,9094	0,0000	0,8268	0,0000	0,8290
23	0,064	0,0000	0,9094	0,0000	0,8268	0,0000	0,8290
24	0,063	0,0000	0,9094	0,0000	0,8268	0,0000	0,8290
25	0,063	0,0000	0,9094	0,0031	0,8298	0,0000	0,8290
26	0,062	0,0000	0,9094	0,0000	0,8298	0,0000	0,8290
27	0,061	0,0000	0,9094	0,0000	0,8299	0,0000	0,8290
28	0,060	0,0000	0,9094	0,0002	0,8301	0,0005	0,8295
29	0,059	0,0000	0,9094	0,0000	0,8301	0,0000	0,8295
30	0,059	0,0004	0,9098	0,0001	0,8302	0,0001	0,8296
31	0,058	0,0000	0,9098	0,0000	0,8302	0,0000	0,8296

32	0,058	0,0000	0,9098	0,0000	0,8302	0,0000	0,8296
33	0,056	0,0803	0,9901	0,0000	0,8302	0,0001	0,8297
34	0,056	0,0000	0,9901	0,0000	0,8302	0,0000	0,8297
35	0,055	0,0000	0,9901	0,0000	0,8302	0,0000	0,8297
36	0,054	0,0000	0,9901	0,0000	0,8302	0,0001	0,8298
37	0,053	0,0001	0,9902	0,0000	0,8302	0,0175	0,8473
38	0,053	0,0001	0,9903	0,0000	0,8302	0,0328	0,8801
39	0,052	0,0000	0,9903	0,0001	0,8303	0,0099	0,8900
40	0,051	0,0000	0,9903	0,0000	0,8303	0,0000	0,8901
41	0,049	0,0000	0,9903	0,0000	0,8304	0,0001	0,8901
42	0,047	0,0000	0,9903	0,0019	0,8323	0,0139	0,9041
43	0,044	0,0092	0,9995	0,0000	0,8323	0,0000	0,9041
44	0,037	0,0000	0,9995	0,0380	0,8703	0,0004	0,9044
45	0,035	0,0000	0,9996	0,0000	0,8703	0,0000	0,9045

Osservando i precedenti risultati si può notare come il periodo proprio della struttura, sia $T_1 = 0.92 s$; i successivi periodi di vibrazione sono ovviamente decrescenti, quindi tutti i periodi sono inferiori all'unità.

Si può quindi osservare la posizione di tali periodi sugli spettri di risposta, per valutare su quale tratto dello spettro si trovano e quindi l'entità dell'accelerazione che ad essi compete.

Considerando lo spettro di progetto a SLD, Figura 18, si può osservare come il primo periodo si trova nel ramo discendente dello spettro con accelerazione deamplificata rispetto a quella del suolo; il secondo e terzo periodo si trovano sempre nel ramo discendente dello spettro, ma nel tratto in cui l'accelerazione risulta ancora amplificata rispetto al suolo. Dal quarto al settimo i periodi si trovano sul plateau costante dello spettro, mentre i restanti periodi appartengono al tratto ascendente iniziale dello spettro.

Considerando invece lo spettro di progetto a SLV, Figura 19, si può osservare come i primi due periodi si trovino nel ramo discendente dello spettro, ma in una condizione di accelerazione amplificata rispetto a quella del suolo; invece il terzo ed il quarto periodo si trovano sul plateau costante dello spettro, mentre i restanti periodi appartengono al tratto ascendente iniziale dello spettro.

In generale sia per SLV sia per SLD alla maggiorparte dei periodi sono quindi associate delle accelerazioni amplificate rispetto a quella del suolo, si tratta quindi di valori tra i più elevati tra quelli previsti per la struttura.

Relativamente alla forma, si può osservare come il primo modo di vibrare sia essenzialmente di tipo traslazionale e diretto lungo X: questo può essere interpretato per via del fatto che tale direzione presenta una rigidezza molto inferiore rispetto alla direzione Y, nella quale è notevole l'incidenza dei setti, e quindi il primo modo coinvolge la direzione di minore rigidezza.

Il secondo modo invece risulta essere puramente rotazionale e questo è interpretabile per il fatto che, oltre ad avere la direzione Y una rigidezza notevolmente maggiore, la distribuzione degli elementi resistenti, per quanto tende ad essere abbastanza uniforme, non è perfettamente simmetrica e quindi già nel secondo modo subentrano degli effetti rotazionali. Invece il terzo modo di vibrare è di tipo traslazionale e diretto lungo Y.

Per quanto riguarda il contributo dei vari modi, per capire quali sono i più influenti occorre consultare i dati relativi alle colonne delle masse modali, in quanto i modi più significativi sono quelli che prevedono una maggiore percentuale di massa coinvolta. Quindi si può affermare che in questo caso i modi più significativi per le varie direzioni e le masse modali coinvolte nella specifica direzione stessa sono:

- Traslazione X: modi 1 e 4, rispettivamente con MM UX pari a 71% e 11%;
- Traslazione Y: modi 3 e 10, rispettivamente con MM UY pari a 61,5% e 15,6%;
- Rotazione Z: modi 2 e 6, rispettivamente con MM RZ pari a 62,6% e 19,6%.

Dall'analisi delle forme modali si può osservare come la risposta della struttura sia sostanzialmente piana, per via del disaccoppiamento tra modi flessionali, sia in direzione X sia in direzione Y, e modi torsionali.

La distribuzione delle masse è pressoché simmetrica, mentre la distribuzione delle rigidezze è simmetrica rispetto all'asse Y, ma non rispetto all'asse X in quanto i setti si trovano in una posizione inferiore rispetto al baricentro geometrico.

Dagli altri output dell'analisi modale si può osservare come per ogni piano la posizione del centro di massa non sia molto distante da quella del centro di rigidezza, condizione che di fatto limita gli effetti torsionali, quindi agisce positivamente sulla struttura.

Si riportano in Figura 23, Figura 24 e Figura 25 i primi tre modi di vibrazione della struttura non controllata.

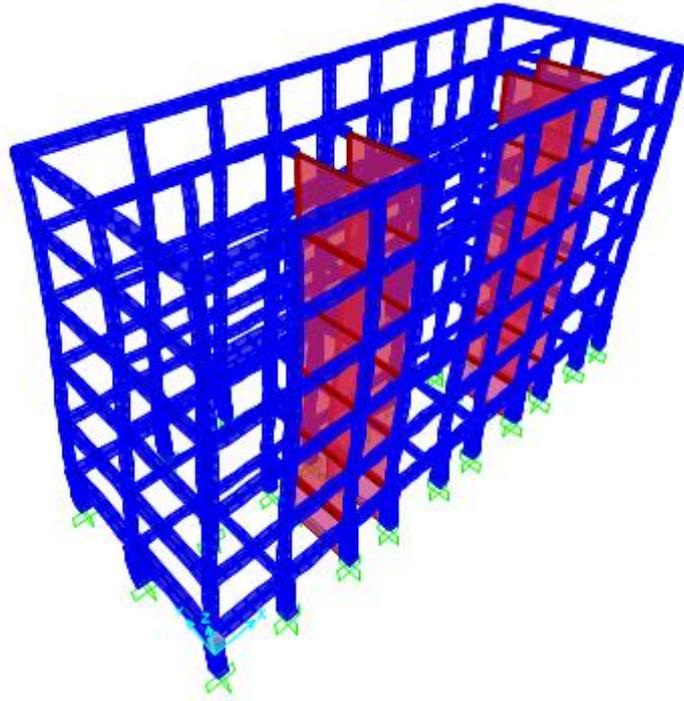


Figura 23. Deformata 1° modo di vibrazione

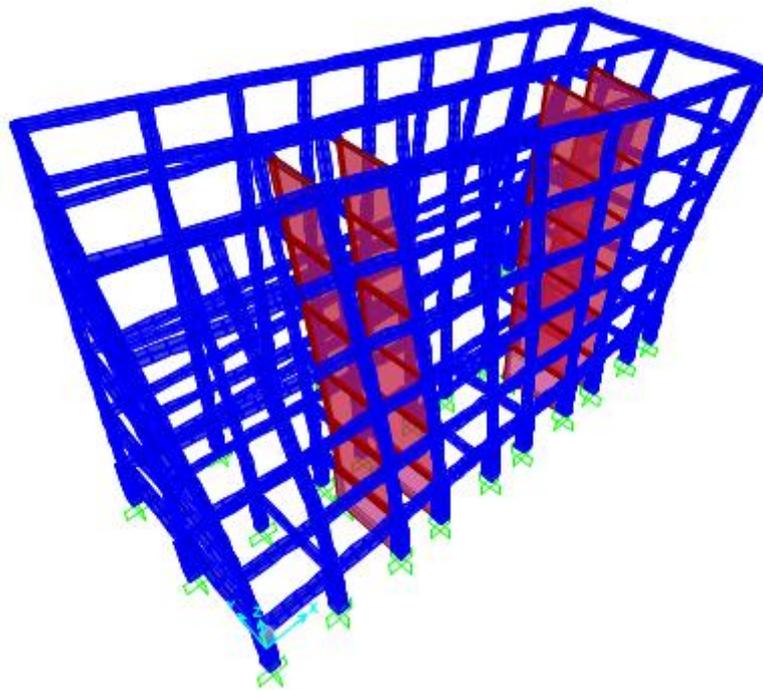


Figura 24. Deformata 2° modo di vibrazione

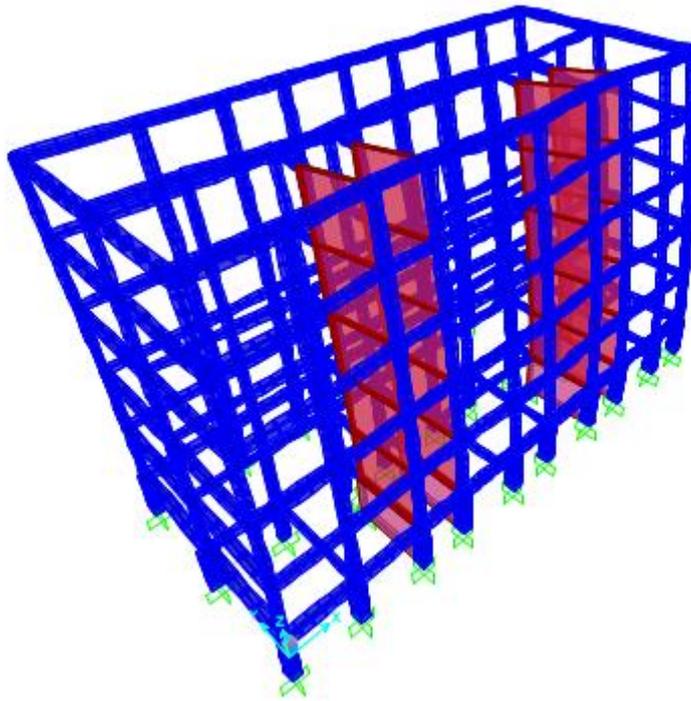


Figura 25. Deformata 3° modo di vibrazione

4.8.2 Analisi sismiche

Si mostrano ora i risultati relativi alle analisi sismiche condotte sulla struttura non controllata. Per studiare il comportamento e la risposta sismica sono state monitorate, rispetto alle due azioni sismiche corrispondenti agli stati limite SLD e SLV, delle grandezze rappresentative relativamente agli spostamenti di piano e ai tagli di piano.

Per quanto riguarda gli spostamenti sono stati osservati i valori di spostamento massimo nelle due direzioni a ciascun livello, quindi per ogni impalcato rigido; inoltre per il caso di SLD sono stati calcolati anche i drift di interpiano, ovvero gli spostamenti relativi tra due impalcati successivi, che una volta normalizzati sono oggetto di verifica del rispetto del valore limite previsto dalla NTC08.

Per quanto riguarda le forze di taglio indotte dal sisma a cui la struttura è sottoposta, sono stati determinati i tagli di piano, ovvero il risultante di tutte le forze di taglio degli elementi che appartengono a tale livello. Per fare ciò su *SAP2000* si è utilizzato il comando *Section Cuts*; tale comando consente di ottenere, una volta definito un gruppo con gli elementi di interesse, il valore risultante delle sollecitazioni che agiscono su tutti gli elementi facenti

parte del gruppo per un determinato caso di carico. Si è quindi definito per ogni piano un gruppo includente i pilastri ed i setti appartenenti al piano stesso e come output sono state osservate le forze risultanti lungo le due direzioni principali X e Y per ogni piano.

Le diverse *Section Cuts* definite per i vari livelli sono mostrate sul modello in Figura 26.

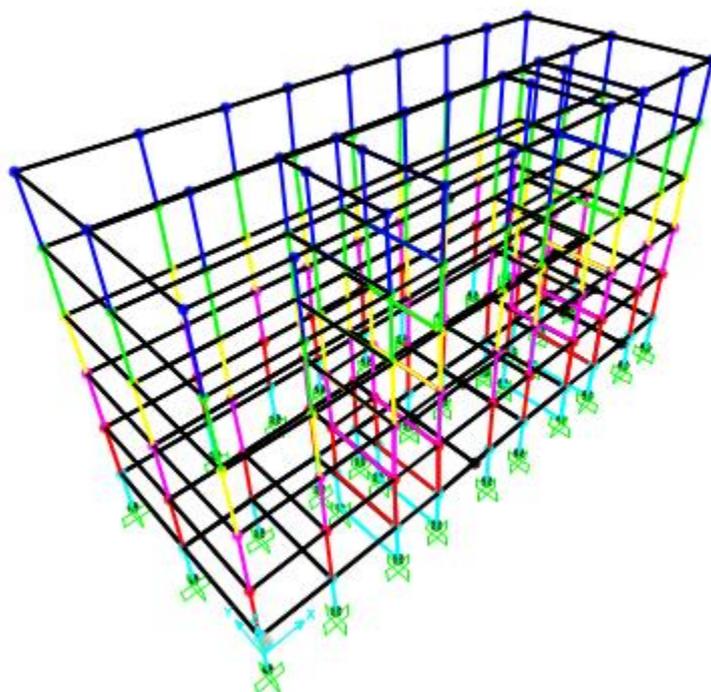


Figura 26. Section Cuts per determinazione taglio di piano

Si mostrano ora le grandezze osservate in termini di spostamenti e tagli di piano; tra le quali per la progettazione dell'esoscheletro si ritengono di maggiore interesse lo spostamento massimo in sommità dell'edificio ed il taglio alla base della struttura.

Infatti queste grandezze verranno successivamente utilizzate per studiare e definire la configurazione di esoscheletro da introdurre, confrontando la risposta della struttura primaria con l'aggiunta dell'esoscheletro rispetto alla risposta della struttura non controllata.

Nella seguente trattazione i risultati sono mostrati indicando come "Piano" l'impalcato posto ad un livello corrispondente ad una determinata quota, come mostrato in Tabella 9.

Tabella 9. Quote impalcati indicati come “Piano” nella rappresentazione risultati

Piano	Quota [m]
0	-1,20
1	1,25
2	4,50
3	7,75
4	11,00
5	14,25
6	17,50

Per lo stato limite SLD si mostrano in Tabella 10 i valori di spostamento massimo di piano nelle due direzioni principali X e Y, assieme ai valori di drift interpiano normalizzato, sempre nelle due direzioni.

Per lo stato limite SLV si mostrano in Tabella 11 i valori di spostamento massimo di piano nelle due direzioni principali X e Y.

Tabella 10. Spostamenti di piano e Drift interpiano SLD

Sisma SLD						
Piano	Spostamento		Drift Interpiano			
	dx [mm]	dy [mm]	Δx [mm]	$\Delta x / h$ [-]	Δy [mm]	$\Delta y / h$ [-]
1	0,3	0,1	0,3	0,00009	0,1	0,00003
2	2,0	0,7	1,7	0,00052	0,6	0,00018
3	4,1	1,7	2,1	0,00065	1,0	0,00031
4	6,0	2,8	1,9	0,00058	1,1	0,00034
5	7,5	4,1	1,5	0,00046	1,3	0,00040
6	8,3	5,3	0,8	0,00025	1,2	0,00037

Tabella 11. Spostamenti di piano SLV

Sisma SLV		
Spostamento		
Piano	dx [mm]	dy [mm]
1	0,8	0,3
2	5,1	1,8
3	10,8	4,2
4	16,1	7,1
5	20,0	10,2
6	22,1	13,2

Si può osservare come per lo stato limite di danno si registrano dei valori massimi dello spostamento in sommità nelle due direzioni pari a $d_{X,max} = 8,3 \text{ mm}$ e $d_{Y,max} = 5,3 \text{ mm}$. Invece per lo stato limite di salvaguardia della vita gli stessi valori di spostamento sono pari a $d_{X,max} = 22,1 \text{ mm}$ e $d_{Y,max} = 13,2 \text{ mm}$.

Si osservano inoltre maggiori spostamenti nella direzione X, come ci si poteva attendere per via del fatto che essa risulta la direzione di minor rigidità, vista la presenza dei setti nella direzione Y, e per via del fatto che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo traslazionale proprio in direzione X.

Si nota chiaramente una maggiore deformazione nel caso di stato limite di salvaguardia della vita, ma l'andamento degli spostamenti è simile per i due stati limite.

Si riporta in seguito la deformata sismica per SLD e SLV, rispettivamente mostrate in Figura 27 e Figura 28.

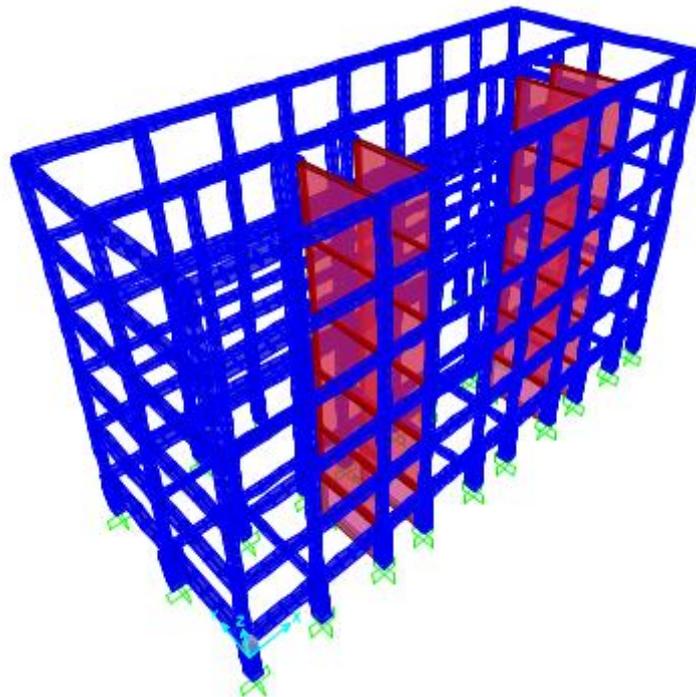


Figura 27. Deformata sismica SLD

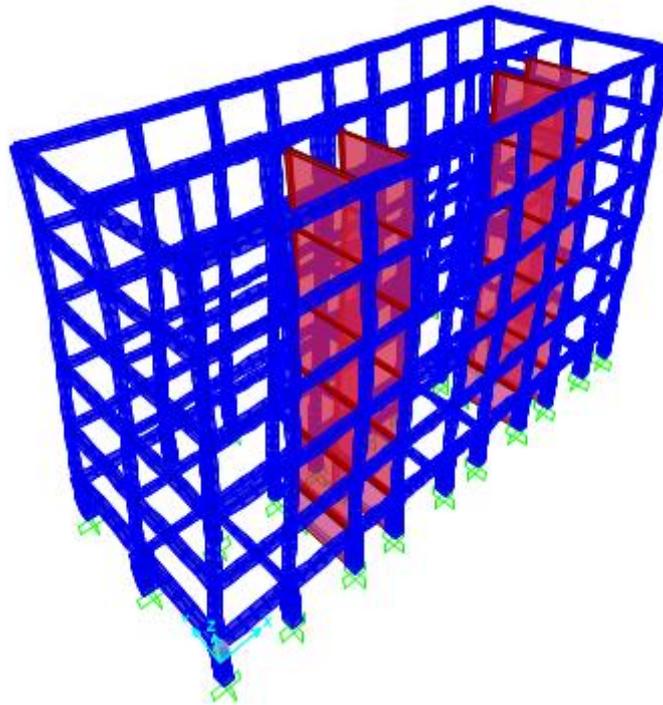


Figura 28. Deformata sismica SLV

Successivamente passando alle forze che competono ad ogni livello della struttura, si mostra il valore del taglio di piano nelle due direzioni principali X e Y per gli stati limite SLD e SLV, rispettivamente in Tabella 12 e Tabella 13.

Tabella 12. Tagli di piano SLD

Sisma SLD		
Taglio di piano		
Piano	T_{X, NC} [kN]	T_{Y, NC} [kN]
0	522,7	1022,7
1	484,9	998,9
2	414,8	913,8
3	353,8	775,3
4	293,8	587,1
5	173,3	305,2

Tabella 13. Tagli di piano SLV

Piano	Sisma SLV	
	Taglio di piano	
	$T_{X, NC}$ [kN]	$T_{Y, NC}$ [kN]
0	1308,5	2522,7
1	1248,6	2480,7
2	1101,3	2309,9
3	926,8	1982,1
4	717,5	1477,8
5	389,3	737,5

Come è logico attendersi si può osservare che i tagli di piano risultano decrescenti procedendo in elevazione verso gli impalcati ai piani superiori della struttura.

Sia allo SLV sia allo SLD, la struttura risulta essere maggiormente sollecitata nella direzione Y, con dei valori di taglio di piano approssimativamente doppi rispetto a quelli nella direzione X. Questa condizione è legata alla presenza dei setti disposti in direzione Y, i quali possiedono una notevole rigidezza nel proprio piano ed hanno la capacità di riprendere una forza orizzontale superiore a quella che nell'altra direzione riescono a riprendere i soli pilastri. Siccome la forza è proporzionale allo spostamento imposto dal sisma per mezzo della rigidezza, i setti governano la ripartizione caricandosi in maniera preponderante e ad essi compete quindi una quota maggiore di sollecitazione.

Per lo stato limite di danno il taglio alla base nelle due direzioni risulta essere pari rispettivamente a $T_{X,base} = 522,7 \text{ kN}$ e $T_{Y,base} = 1022,7 \text{ kN}$.

Invece per lo stato limite di salvaguardia della vita il taglio alla base nelle due direzioni risulta essere pari rispettivamente a $T_{X,base} = 1308,5 \text{ kN}$ e $T_{Y,base} = 2522,7 \text{ kN}$.

4.8.3 Verifiche combinazione sismica

Per quanto riguarda le verifiche ci si concentra sui pilastri, in quanto sono gli elementi sui quali si è monitorata la risposta della struttura e risultano i più sensibili all'azione sismica, infatti devono essere protetti secondo la gerarchia delle resistenze.

Il software *Sap2000* consente di effettuare le verifiche tramite il comando *Concrete Check of Structure* e tra i codici normativi di riferimento disponibili si è scelto di utilizzare la NTC08. Il comando consente inoltre di scegliere la combinazione di carico per la quale

effettuare la verifica; è stata quindi creata una combinazione di carico corrispondente alla combinazione sismica prevista dalla norma italiana, che per il caso in questione prevede i seguenti carichi:

$$E + G1 + G2 + 0,3 Q$$

dove E rappresenta l'azione sismica definita al paragrafo 4.7, mentre i restanti carichi sono quelli gravitazionali definiti al paragrafo 4.5.

Come era logico attendersi, vista l'età della costruzione ed il metodo progettuale, quasi la totalità dei pilastri risultano non verificati per la combinazione sismica. Complessivamente l'80% dei pilastri della struttura non sono verificati, più precisamente la criticità risiede nella verifica a pressoflessione.

Si riporta in Figura 29 una color map della struttura, nella quale i pilastri sono rappresentati con una scala di colori a seconda del rapporto di tensione dovuta sforzo normale e momento biassiale, ovvero il rapporto tra la sollecitazione di pressoflessione agente ed il limite previsto dal dominio di resistenza. Si precisa che sono da osservare in essa solo i pilastri, in quanto gli altri elementi non sono stati considerati in questa fase.

Come si può notare la maggiorparte dei pilastri sono in colore rosso, a cui corrisponde un rapporto maggiore di 1 che evidenzia il mancato rispetto delle verifiche per tali elementi.

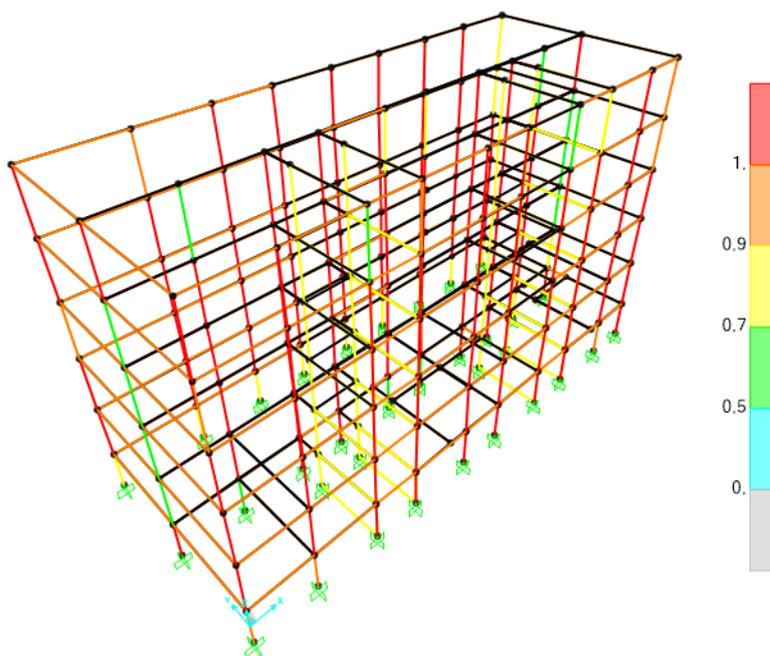


Figura 29. Color map verifiche combinazione sismica pilastri

4.9 Caratterizzazione energetica: parametri termo-fisici

Si intende ora effettuare la caratterizzazione energetica dell'edificio, procedendo con la valutazione dei parametri termo-fisici dei componenti dell'involucro sui quali si andrà ad effettuare l'intervento di miglioramento energetico.

Nella realizzazione dell'esoscheletro si prevede di intervenire sull'involucro esterno, ovvero sulle chiusure opache verticali (pareti) e sulle chiusure trasparenti (infissi).

I parametri energetici riguardanti tali componenti sono stati stimati a partire dai dati del "Fascicolo sulla Tipologia Edilizia Italiana" [Corrado et al., 2014], che contiene un catalogo con le caratteristiche energetiche tipiche di edifici residenziali, realizzati in un determinato periodo storico e di una specifica dimensione.

Quindi valutando la tipologia a cui appartiene l'edificio in oggetto e l'epoca in cui è stato costruito, tramite l'edificio-tipo corrispondente presente nell'archivio è possibile stimare la prestazione energetica, nonché il potenziale risparmio energetico raggiungibile attraverso azioni di riqualificazione dell'involucro edilizio e degli impianti termici.

Siccome la realizzazione di un esoscheletro riguarda concettualmente i componenti esterni di una struttura, nello sviluppo di tale lavoro non si prevede un intervento di miglioramento sugli impianti termici, quindi l'interesse non è rivolto alla componente impiantistica, ma ai parametri termo-fisici che caratterizzano l'involucro edilizio, sui quali si intende apportare un significativo miglioramento. Le tipologie edilizie presenti nel catalogo sono classificate essenzialmente secondo tre parametri:

- area climatica;
- classe di epoca di costruzione;
- classe di dimensione edilizia.

Per quanto riguarda l'area climatica, il territorio nazionale è suddiviso, secondo il DPR 412/1993, in sei zone climatiche dalla A alla F sulla base del numero dei gradi-giorno. L'edificio in oggetto è situato a Torino, comune che appartiene alla zona climatica "E", risultando caratterizzato da un valore di gradi-giorno pari a 2617.

Per ogni area climatica sono individuate otto classi che definiscono l'epoca di costruzione; ciascuna di esse rappresenta un determinato periodo storico, il quale riflette specifiche tipologie dimensionali e costruttive, significative ai fini del comportamento

energetico. L'edificio in oggetto, realizzato nel 1955, appartiene alla classe 4, la quale include gli edifici costruiti dal 1946 al 1960, epoca caratterizzata dal dopoguerra e dalla ricostruzione.

Infine, ciascuna classe di epoca di costruzione è rappresentata da classi di dimensione edilizia, che si riferiscono a specifiche tipologie dimensionali, ovvero l'estensione e la geometria tipiche di un certo tipo di costruzione. Siccome l'edificio in oggetto presenta 5 piani ed un numero superiore alle 20 unità immobiliari, esso appartiene alla classe dimensionale "blocco di appartamenti".

Gli elementi che determinano la tipologia edilizia costituiscono gli assi della matrice della tipologia edilizia; ogni area climatica è caratterizzata da una matrice che contiene nelle righe le classi di epoca di costruzione e nelle colonne le classi di dimensione edilizia. Ogni cella della matrice individua un edificio tipo da considerarsi rappresentativo di quella specifica condizione.

Siccome la matrice della tipologia edilizia italiana è stata sviluppata per la zona climatica E, la quale include il 52% dei comuni sul territorio nazionale, risulta coerente effettuare la stima dei parametri termo-fisici dell'edificio in oggetto in base ai dati contenuti in tale matrice, in quanto la zona climatica è la medesima.

I dati della tipologia edilizia dell'edificio in oggetto sono sinteticamente riportati in Tabella 14.

Tabella 14. Tipologia edilizia dell'edificio in oggetto

Tipologia edilizia	
Zona climatica	E
Classe di epoca di costruzione	4 (1946 – 1960)
Classe di dimensione edilizia	Blocco di appartamenti

Nel "Fascicolo sulla Tipologia Edilizia Italiana" sono inoltre riportati, per ciascun edificio-tipo, i dati geometrici della costruzione. Si procede quindi al calcolo degli stessi per l'edificio in oggetto, in modo tale da verificare la conformità con l'edificio tipo scelto. Si osserva come tali dati risultano del tutto analoghi, infatti l'edificio esistente presenta una superficie lorda di pavimento pari a 1800 m^2 ed un volume lordo climatizzato di 6075 m^3 , mentre per l'edificio tipo gli stessi dati risultano pari a 1763 m^2 e 5949 m^3 .

I precedenti valori sono molto simili, quindi vi è una buona corrispondenza dimensionale tra l'edificio in oggetto e l'edificio tipo, ragione per cui si ritiene coerente e significativa la stima dei parametri termo-fisici secondo il catalogo presente nel "Fascicolo sulla Tipologia Edilizia Italiana".

Definito l'edificio tipo di riferimento si valutano le tipologie costruttive relative ai componenti dell'involucro. Per quanto riguarda la chiusura opaca verticale l'edificio tipo presenta una muratura a cassa vuota con mattoni forati di spessore 30 *cm*.

Dalle tavole del progetto originale è però noto lo spessore delle pareti, che risulta essere di 40 *cm*, così come è noto il fatto che le pareti stesse presentano esternamente uno strato di mattoni paramano. Dal catalogo delle tipologie costruttive del fascicolo, che include anche il periodo di maggiore diffusione delle stesse, si ritiene che per l'edificio in oggetto la chiusura opaca verticale esterna possa considerarsi realizzata in "Muratura a cassa-vuota con mattoni pieni (paramano) e forati" di spessore 40 *cm*, tipologia simile a quella prevista per l'edificio tipo e diffusa prevalentemente tra il 1930 ed il 1975, con un valore di trasmittanza consigliato di $U_{op} = 1,26 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Invece, relativamente alle chiusure trasparenti, l'edificio tipo presenta dei serramenti caratterizzati da vetro singolo e telaio in legno, con un valore di trasmittanza dell'intera finestra pari a $U_w = 4,90 \text{ W/m}^2\text{K}$ ed un fattore di trasmissione solare della vetrata pari a $g_{gl,n} = 0,85$.

Infine, sempre consultando il catalogo delle tipologie costruttive, si considerano per l'edificio tipo delle porte in vetro e metallo, con un valore di trasmittanza dell'intera porta pari a $U_w = 5,70 \text{ W/m}^2\text{K}$ ed un fattore di trasmissione solare della vetrata pari a $g_{gl,n} = 0,85$.

Quest'ultimi valori dei parametri termo-fisici degli infissi servono semplicemente per effettuare una stima dello stato attuale degli stessi, in quanto non verranno utilizzati nei calcoli visto che per effettuare la riqualificazione energetica degli infissi si andrà a prevedere un intervento di sostituzione degli stessi.

Invece i parametri termo-fisici della chiusura verticale opaca risultano essere di maggiore interesse e verranno successivamente utilizzati nei calcoli, poiché come intervento di riqualificazione energetica si prevedrà l'inserimento di un cappotto termico esternamente alla struttura, per cui la parte di muratura esistente contribuirà alla definizione della nuova stratigrafia e di conseguenza anche del valore di trasmittanza della parete.

Si intende quindi effettuare un calcolo più preciso della trasmittanza della chiusura opaca verticale, ottenibile andando a definire lo spessore e la conduttività termica di ogni strato che compone tale muratura. Per calcolare la trasmittanza si utilizza il software *Pan 7*, il quale consente di effettuare l'analisi termica della parete opaca.

Si procede quindi ad una valutazione più accurata della stratigrafia della parete, in quanto il "Fascicolo sulla Tipologia Edilizia Italiana" fornisce solamente l'intero spessore assieme ad uno schema grafico indicativo della muratura.

Tramite alcuni abachi ed altre informazioni presenti in letteratura in merito alle tipologie costruttive nella zona di interesse, si è scelta per la chiusura opaca verticale realizzata in "Muratura a cassa-vuota con mattoni pieni (paramano) e forati" di spessore 40 cm la seguente stratigrafia procedendo dall'esterno verso l'interno:

1. mattoni pieni paramano, spessore 12 cm;
2. malta, spessore 2 cm;
3. mattoni pieni, spessore 8 cm;
4. intercapedine d'aria, spessore 6 cm;
5. mattoni forati, spessore 10 cm;
6. intonaco interno, spessore 2 cm.

Tale stratigrafia è stata riportata sul software precedentemente indicato, il quale consente di realizzare un modello di un componente, specificando dapprima la posizione dello stesso, in questo caso parete esterna, quindi per ogni strato le caratteristiche geometriche ed i materiali. Quest'ultimi sono inseriti in base all'archivio presente nel software, il quale a seconda del tipo di materiale fa riferimento a specifiche norme per la provenienza dei dati relativi ai parametri fisici.

In questo caso i riferimenti normativi utilizzati sono la UNI EN ISO 6949 per l'intercapedine d'aria e la UNI/TR 11552 per le caratteristiche termo-fisiche di tutti gli altri materiali. Gli altri parametri impostati nel modello sono la resistenza superficiale interna pari a $0,13 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$ e la resistenza superficiale esterna pari a $0,04 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$, ovvero i valori corrispondenti ai classici coefficienti di adduzione interna ed esterna, rispettivamente pari a $8 \text{ W}/\text{m}^2\text{K}$ e $23 \text{ W}/\text{m}^2\text{K}$.

Le proprietà geometriche e termo-fisiche della chiusura opaca verticale e lo schema grafico della stratigrafia della stessa sono sinteticamente mostrate rispettivamente in

Tabella 15 ed in Figura 30, nelle quali gli strati seguono la numerazione precedentemente indicata. In Tabella 15 gli strati seguono la numerazione precedentemente indicata e le loro proprietà sono descritte dalle seguenti grandezze: spessore s , densità ρ , conduttività λ , calore specifico c , massa superficiale M_s , resistenza termica R , diffusività a .

Tabella 15. Proprietà geometriche e termo-fisiche chiusura opaca verticale

	s [m]	ρ [kg/m ³]	λ [W/mK]	c [J/kgK]	M_s [kg/m ²]	R [m ² K/W]	a [m ² /Ms]
est						0,04	
1	0,12	1800	0,720	1000,0	216,0	0,17	0,400
2	0,02	2000	1,400	1000,0	40,0	0,01	0,700
3	0,08	1800	0,720	1000,0	144,0	0,11	0,400
4	0,06	1	0,327	1004,2	0,1	0,18	0,000
5	0,10	800	0,400	1000,0	80,0	0,25	0,500
6	0,02	1400	0,700	1000,0	28,0	0,03	0,500
int						0,13	

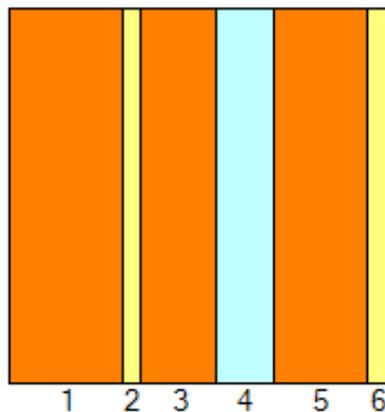


Figura 30. Schema stratigrafia chiusura opaca verticale

Per la suddetta stratigrafia si ottiene, tramite l'analisi eseguita dal software, un valore di trasmittanza della chiusura opaca verticale pari a $U_{op} = 1,08 \text{ W/m}^2\text{K}$.

5. Retrofitting strutturale

5.1 Progettazione esoscheletro

Tra le diverse tipologie di esoscheletro, per il caso oggetto di studio si è scelto di prevedere un esoscheletro addossato e controventato. Infatti, come evidenziato da Martelli [2018], tale tipologia è tra quelle che consentono di ottenere una risposta migliore.

Inoltre, come verrà spiegato in seguito, tale tipologia è considerata la più compatibile con l'intervento di miglioramento energetico previsto, quindi la scelta delle caratteristiche dell'esoscheletro ricade soprattutto nell'ottica della progettazione integrata.

Si è infatti scelto di inserire dapprima la struttura in acciaio e successivamente di predisporre il cappotto termico; di fatto quindi la struttura in acciaio risulterà non visibile dall'esterno poiché compresa tra la muratura esistente ed il cappotto termico, che la avvolge interamente garantendo un aspetto uniforme dell'edificio. Quindi la struttura in acciaio introdotta non risulta assolutamente impattante a livello estetico, poiché racchiusa dal cappotto termico.

In particolare la struttura controllata si realizza disponendo dei nuovi pilastri in acciaio in posizione parallela a quelli dell'edificio primario, in cui una base del profilo metallico è incastrata al corrispettivo pilastro in c.a.; quindi gli elementi verticali dell'esoscheletro in posizione intermedia su ciascun lato sono addossati alla corrispettiva colonna della struttura primaria, mentre quelli che si trovano negli angoli sono posti ad una distanza leggermente maggiore per ovvie condizioni geometriche.

Relativamente agli elementi di controvento dell'esoscheletro, che effettivamente consentono di riprendere l'azione sismica, sono stati effettuati alcuni tentativi iniziali utilizzando controventi disposti a croce di Sant'Andrea e pseudo-diagrid, ovvero elementi con una maglia diagonale. Vista la migliore risposta dei primi, si è scelto di utilizzare una classica controventatura a croce di Sant'Andrea.

Quest'ultima risulta più semplice da progettare attenendosi alle campate esistenti, in quanto una vera e propria struttura diagrid dovrebbe prevedere l'assenza di elementi verticali, l'inclinazione delle aste dovrebbe essere oggetto di uno studio approfondito e gli esempi a riguardo in letteratura per edifici di altezza contenuta non sono vasti.

A livello di modellazione, è stato dapprima realizzato il telaio base dell'esoscheletro, disponendo i pilastri in acciaio adiacenti a quelli in c.a. della struttura primaria. Tenendo conto delle dimensioni di entrambi, i fili fissi del telaio base dell'esoscheletro sono posti ad una distanza di $\Delta_{fili\ fissi} = 0,5\ m$ dai pilastri della struttura primaria, in modo da evitare situazioni di sovrapposizione tra le due tipologie di pilastri.

Tale distanza è raccordata tramite travi in acciaio che rappresentano essenzialmente un collegamento rigido, garantito ulteriormente dal fatto che per tutti i nodi dell'esoscheletro è stata assegnata la *Constraints* di tipo *Diaphragm*, includendoli in ogni impalcato rigido.

L'esoscheletro si estende in elevazione fino alla copertura, quindi ad una quota di $17,5\ m$, mentre i suoi pilastri sono incastrati alla base alla quota del terreno, ovvero $0,0\ m$, in modo che l'esoscheletro sia una struttura indipendente che non va a gravare sul sistema di fondazione della struttura originaria.

Infine, le travi orizzontali della struttura di base dell'esoscheletro sono poste al livello di ogni impalcato a partire dal piano 2, di quota $4,5\ m$, quindi l'esoscheletro di fatto non prevede nessuna trave orizzontale e nessun collegamento di raccordo con la struttura al piano 1, posto alla quota $1,25\ m$. Il collegamento tra struttura ed esoscheletro, con conseguente trasferimento di sollecitazione avviene a partire dal piano 2 per tutti i successivi piani.

Nel presente paragrafo e nella successiva trattazione si indicherà con il termine "struttura primaria" la parte di struttura originaria ma considerata all'interno della configurazione che prevede l'inserimento dell'esoscheletro. Le grandezze rappresentative utilizzate in precedenza verranno determinate per la struttura primaria, in modo da eseguire un significativo confronto con la condizione di struttura non controllata.

5.1.1 Studio ottimizzazione risposta per configurazioni di esoscheletro

Per determinare il numero necessario di campate da controventare al fine di ottenere un comportamento soddisfacente della struttura primaria, è stato effettuato uno studio di ottimizzazione della risposta al variare della configurazione dell'esoscheletro.

Sono state osservate sulla struttura primaria le grandezze rappresentative nelle due direzioni X e Y, taglio alla base e spostamento massimo, per diverse configurazioni di esoscheletro, previste in modo da incrementare progressivamente il numero di campate controventate nelle due direzioni.

Sono stati effettuati numerosi tentativi relativamente alla disposizione delle campate controventate; si riportano nei risultati in seguito solamente quelli più significativi ed effettivamente utilizzati nello studio.

Si è iniziato con una configurazione che prevede una sola campata controventata per ciascun lato della struttura per un totale di 4 campate, fino ad arrivare alla configurazione limite che prevede la controventatura di tutte le campate per ogni lato della struttura per un totale di 21 campate. Quest'ultima è un riferimento importante, in quanto se si riesce a garantire un livello di prestazione analogo utilizzando un numero minore di campate controventate, si effettua una scelta progettuale che prevede un uso razionale del materiale da utilizzare per l'esoscheletro, consentendo un risparmio economico ed una gestione ottimale delle risorse.

Nell'ipotizzare i diversi tentativi per la configurazione dell'esoscheletro si è cercato di prevedere soluzioni che garantiscano il più possibile la simmetria, per garantire l'uniformità della risposta strutturale ed evitare di introdurre effetti torsionali.

Si è altresì tenuto conto della presenza di vincoli di tipo architettonico, quali balconi o porte d'ingresso, cercando di disporre i controventi in modo tale da stravolgere il meno possibile l'aspetto della costruzione, ove non necessario.

Nello studio effettuato in tale paragrafo sono stati mantenuti dei profili fissi per le sezioni dell'esoscheletro, scelti in base alle soluzioni proposte da Martelli [2018], ovvero dei profili HEA per i pilastri e dei profili a sezione circolare cava per le travi e per i diagonali. I profili in acciaio utilizzati per gli elementi dell'esoscheletro sono riportati in Tabella 16.

Tabella 16. Profili acciaio utilizzati nello studio ottimizzazione risposta

Elemento	Profilo
Pilastro	HEA 200
Trave	CHS 101,6x4
Diagonale	TUBOC 114,3x5
Raccordo	HEA 100

Per valutare la risposta in modo più sintetico, le grandezze rappresentative sono espresse in termini di indice di prestazione, inteso come il rapporto tra una grandezza della struttura controllata e la stessa grandezza della struttura non controllata.

Per evitare di analizzare un numero ridondante di risultati, si è scelto di monitorare le grandezze rappresentative per l'azione sismica nel caso di SLV.

Per ognuna delle 4 grandezze rappresentative, ovvero taglio alla base e spostamento massimo nelle direzioni X e Y, è stato calcolato il relativo indice di prestazione; quindi si è valutato l'andamento dello stesso per i successivi tentativi di configurazione di esoscheletro, ovvero al crescere del numero di campate controventate.

I valori delle grandezze rappresentative nella struttura non controllata, ovvero quelli di riferimento per il calcolo degli indici di prestazione, sono stati descritti nel Paragrafo 4.8 e vengono sinteticamente riportati in Tabella 17.

Tabella 17. Valori grandezze rappresentative SLV struttura non controllata

Struttura Non Controllata	
T_{base X, NC} [kN]	1308,5
T_{base Y, NC} [kN]	2522,7
d_{max X, NC} [mm]	22,1
d_{max Y, NC} [mm]	13,2

I risultati ottenuti dallo studio dell'ottimizzazione della risposta per configurazioni di esoscheletro relativamente ai valori di spostamento massimo e di taglio alla base sono riportati in Tabella 18 e in Tabella 19.

Tabella 18. Risultati spostamento massimo nello studio ottimizzazione risposta

Tentativo	Campate controventate			Spostamento max		PI Spostamento max	
	Lati X	Lati Y	Totale	d _{X, max} [mm]	d _{Y, max} [mm]	PI _X [-]	PI _Y [-]
1	2	2	4	18,7	11,1	0,85	0,84
2	2	2	4	19,5	11,5	0,88	0,87
3	4	2	6	17,3	11,1	0,78	0,84
4	4	2	6	17,2	10,8	0,78	0,82
5	4	2	6	17,4	11	0,79	0,83
6	4	2	6	18,1	11,4	0,82	0,86
7	6	2	8	16,2	10,9	0,73	0,83
8	8	2	10	15,3	10,9	0,69	0,83
9	6	4	10	15,9	9,1	0,72	0,69
10	6	4	10	16,4	9,6	0,74	0,73
11	8	4	12	14,6	8,9	0,66	0,67
12	9	4	13	14,3	8,9	0,65	0,67
13	9	4	13	14,6	9,1	0,66	0,69
14	10	4	14	14,4	9,1	0,65	0,69
15	17	4	21	8,9	8,8	0,40	0,67

Tabella 19. Risultati taglio alla base nello studio ottimizzazione risposta

Tentativo	Campate controventate			Taglio alla base Primaria		PI Taglio alla base	
	Lati X	Lati Y	Totale	T _{P,base,X} [kN]	T _{P,base,Y} [kN]	PI _X [-]	PI _Y [-]
1	2	2	4	1184,6	2479,4	0,91	0,98
2	2	2	4	1190,9	2467,4	0,91	0,98
3	4	2	6	1104,2	2475,7	0,84	0,98
4	4	2	6	1096,4	2479,9	0,84	0,98
5	4	2	6	1103,6	2480,5	0,84	0,98
6	4	2	6	1100,2	2467,9	0,84	0,98
7	6	2	8	1031,9	2477,3	0,79	0,98
8	8	2	10	980,2	2478,8	0,75	0,98
9	6	4	10	1033,5	2383,0	0,79	0,94
10	6	4	10	1033,1	2373,4	0,79	0,94
11	8	4	12	973,1	2410,4	0,74	0,96
12	9	4	13	937,6	2413,5	0,72	0,96
13	9	4	13	953,4	2383,7	0,73	0,94
14	10	4	14	926,0	2406,9	0,71	0,95
15	17	4	21	940,2	2393,3	0,72	0,95

Per ogni grandezza rappresentativa è stato diagrammato l'andamento del corrispondente indice di prestazione in funzione del numero di campate controventate.

In questo modo si può avere graficamente una visione approssimativa di come il taglio alla base sulla struttura primaria e lo spostamento massimo diminuiscono introducendo una struttura controllata con un maggiore numero di campate, quindi con un esoscheletro che presenta una maggiore rigidità. I grafici con gli indici di prestazione determinati in precedenza sono mostrati in Figura 31, Figura 32, Figura 33 e Figura 33.

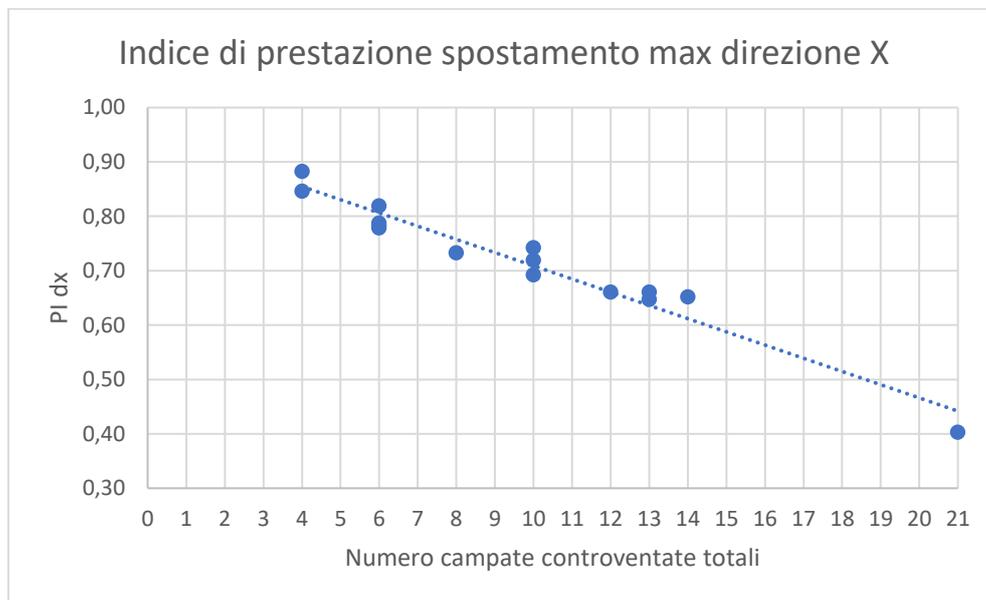


Figura 31. Indice di prestazione spostamento massimo direzione X

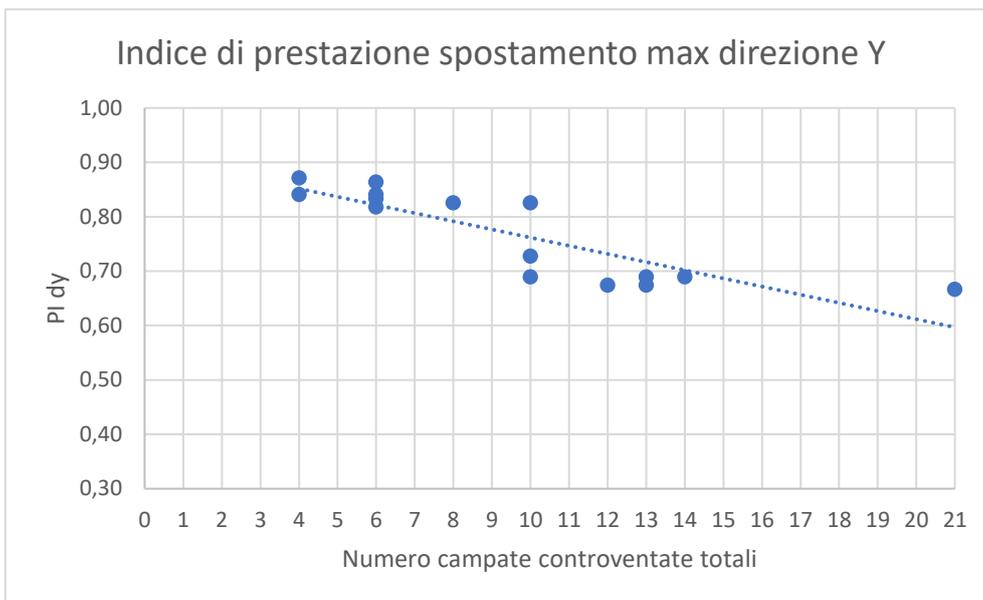


Figura 32. Indice di prestazione spostamento massimo direzione Y

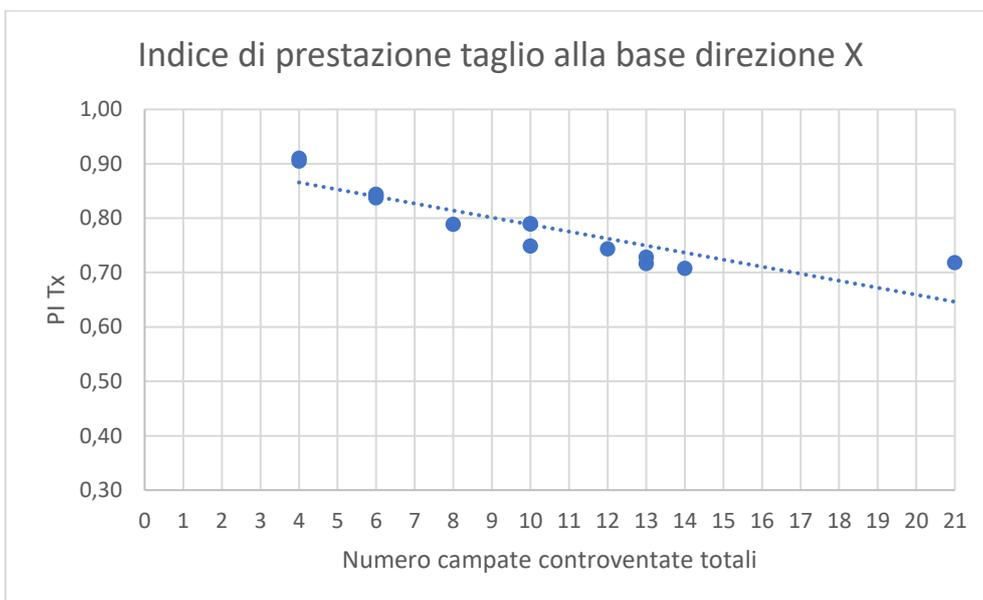


Figura 33. Indice di prestazione taglio alla base in direzione X

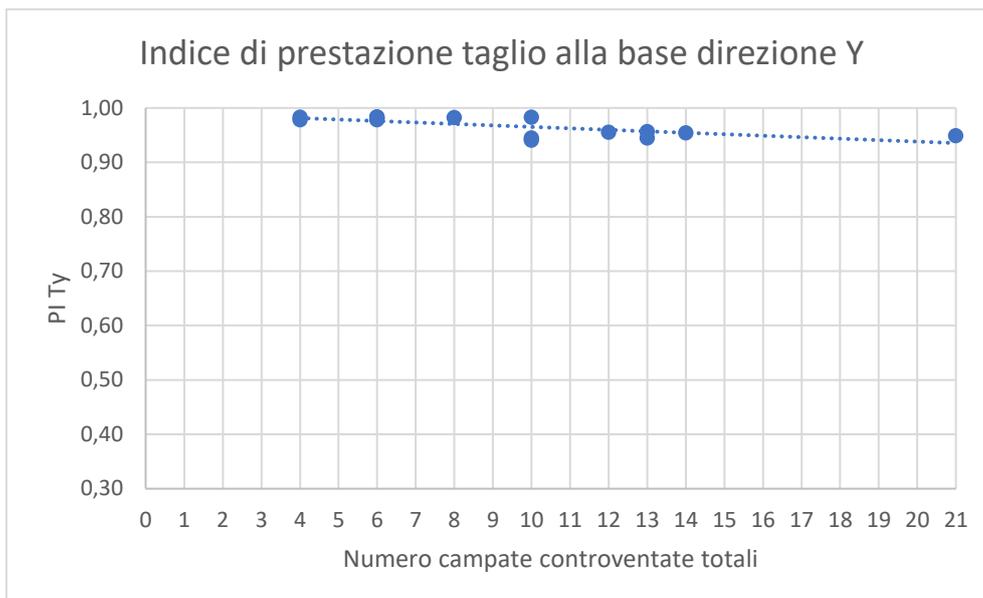


Figura 34. Indice di prestazione taglio alla base in direzione Y

Per quanto riguarda gli spostamenti massimi, nei grafici di Figura 31 e Figura 32 si può osservare come l'introduzione dell'esoscheletro consenta di controllare la risposta della struttura primaria, riducendo lo spostamento massimo in modo piuttosto sensibile in entrambe le direzioni.

Nello specifico si considerano le configurazioni di esoscheletro che consentono di ottenere una migliore risposta, ovvero quelle che prevedono una controventatura totale tra le 12 e le 14 campate (tentativi numero 11, 12, 13 e 14); queste configurazioni prevedono la controventatura di tutte le 4 campate sui lati corti della struttura (direzione Y), mentre la controventatura è disposta a campate alterne sui lati lunghi della struttura (direzione X) per un numero compreso tra le 8 e le 10 campate.

Con tali configurazioni di esoscheletro entrambi gli indici di prestazione relativi agli spostamenti massimi nelle due direzioni assumono un valore compreso tra 0,65 e 0,70.

Relativamente alla configurazione limite si può osservare come questa consenta di raggiungere un indice di prestazione in direzione X sensibilmente migliore, in quanto prevede in questa direzione quasi il doppio delle campate controventate.

Invece l'indice di prestazione in direzione Y assume un valore pressoché analogo a quello delle configurazioni analizzate, in quanto in questa direzione il numero di campate controventate nella configurazione limite è lo stesso.

Per quanto riguarda il taglio alla base, nei grafici di Figura 33 e Figura 34 si può osservare come l'introduzione dell'esoscheletro consenta una riduzione sensibile del taglio alla base sulla struttura primaria in direzione X, ma quasi impercettibile in direzione Y.

Nello specifico si considerano le configurazioni di esoscheletro che consentono di ottenere una migliore risposta, ovvero le stesse discusse in precedenza per gli spostamenti massimi e che prevedono una controventatura totale tra le 12 e le 14 campate (tentativi numero 11, 12, 13 e 14).

Per le suddette configurazioni di esoscheletro, la riduzione della sollecitazione di taglio alla base in direzione Y è minima e l'indice di prestazione raggiunge dei valori di circa 0,95; questo fatto è legato alla presenza dei setti che conferiscono una notevole rigidità alla struttura primaria in direzione Y. Anche inserendo l'esoscheletro, proprio in virtù di tale rigidità, i setti sono in grado di riprendere le azioni orizzontali in modo preponderante rispetto all'esoscheletro.

Si osserva quindi come se in una direzione la struttura presenta un'elevata rigidità per la presenza di setti, questi continuano a governare la risposta della struttura stessa, con l'esoscheletro che presenta quindi un'efficacia molto contenuta in tale direzione.

Invece per la direzione X si osserva per le configurazioni sopracitate un indice di prestazione che raggiunge dei valori compresi tra 0,70 e 0,75.

Relativamente alla configurazione limite, si può osservare come questa presenta in entrambe le direzioni un indice di prestazione con valori analoghi a quelli raggiunti nelle configurazioni analizzate.

Si procede quindi con la scelta della configurazione che consente di ottimizzare la risposta, da proporre come soluzione progettuale. La configurazione prescelta è quella corrispondente al tentativo 12, la quale prevede:

- controventatura delle 2 campate appartenenti al lato corto sul Prospetto SO;
- controventatura delle 2 campate appartenenti al lato corto sul Prospetto NE;
- controventatura di 4 campate sul lato lungo della struttura sul prospetto NO, disposta in modo alternato tenendo conto della presenza dei balconi;
- controventatura di 5 campate sul lato lungo della struttura sul prospetto SE, disposta in modo alternato tenendo conto della presenza delle porte d'ingresso.

Si è scelta tale configurazione in ottica di un utilizzo ottimale delle risorse, per evitare di impiegare una quantità di materiale ridondante rispetto alle effettive prestazioni raggiungibili. Come visto in precedenza, tale configurazione consente di raggiungere degli indici di prestazione analoghi a quella limite, escluso quello relativo allo spostamento massimo in direzione X che risultava ancora minore.

Tuttavia, il valore raggiunto con la configurazione prescelta può ritenersi soddisfacente se paragonato agli altri ed inoltre per prevedere una configurazione limite sorgerebbero problemi di compatibilità legati a vincoli di natura architettonica, come la presenza dei balconi e delle porte d'ingresso.

Gli indici di prestazione che la configurazione di esoscheletro prescelta consente di raggiungere sono sinteticamente riportati in Tabella 20.

Tabella 20. Indici di prestazione struttura controllata configurazione esoscheletro 12

Struttura Controllata (Primaria + Esoscheletro)	
PI T_{base X}	0,72
PI T_{base Y}	0,96
PI d_{max X}	0,65
PI d_{max Y}	0,67

5.1.2 Studio rigidezza dei controventi esoscheletro

Una volta scelta la configurazione dell'esoscheletro che fornisce una risposta ottimale, si mantiene fissa tale soluzione progettuale e si intende studiare la risposta della struttura primaria all'incremento della rigidezza dell'esoscheletro. L'obiettivo è valutare se prevedendo un esoscheletro maggiormente resistente è possibile apportare una riduzione ulteriore agli indici di prestazione, raggiungendo un'efficienza ancora più elevata del sistema di controllo.

Siccome il contributo alla capacità di riprendere le forze orizzontali dell'esoscheletro è legato allo sforzo assiale assorbito dagli elementi diagonali di controvento, per aumentare la rigidezza complessiva dell'esoscheletro è necessario aumentare la sezione di tali elementi diagonali. Infatti, la loro rigidezza è definita come $K = EA/L$, dove E è il

modulo elastico dell'acciaio, parametro quindi legato al materiale, L la lunghezza del diagonale, quindi un parametro che può subire delle variazioni ridotte per via della geometria dell'edificio, ed A la sezione trasversale, ovvero il parametro sul quale si agisce per conferire rigidità al sistema.

Per migliorare aspetti quali i dettagli costruttivi delle giunzioni, l'assemblaggio degli elementi e l'efficacia della struttura in acciaio, si sceglie di sostituire i profili a sezione circolare cava precedentemente utilizzati con dei profili HEA.

Nel seguente studio si osserva la risposta della struttura non controllata con l'incremento della sezione trasversale dei diagonali utilizzando profili di diverse dimensioni; nello studio del paragrafo 5.1.1 per i diagonali è stato utilizzato un profilo TUBOC 114,3x5 con un'area pari a 17 cm^2 ; si prevede ora l'utilizzo di profili HEA, più precisamente da HEA 140 a HEA 220 inclusi, che consentono di incrementare fino quasi a 4 volte l'area. I profili utilizzati per gli elementi diagonali, la sezione degli stessi e l'incremento di sezione rispetto a quella utilizzata nello studio in 5.1.1 sono riportati in Tabella 21.

Tabella 21. Profili HEA utilizzati per gli elementi diagonali

Profilo	Sezione [cm^2]	Incremento Sezione
HEA 140	31,42	1,83
HEA 160	38,77	2,26
HEA 180	45,25	2,64
HEA 200	53,23	3,10
HEA 220	64,34	3,75

Invece per gli altri elementi dell'esoscheletro i profili utilizzati sono mantenuti fissi e sono riportati sinteticamente in Tabella 22.

Tabella 22. Profili utilizzati per gli elementi dell'esoscheletro

Elemento	Profilo
Pilastro	HEA 200
Trave	HEA 100
Diagonale	Variabile da HEA 140 a HEA 220
Raccordo	HEA 100

I risultati ottenuti dallo studio dimensionale dei controventi dell'esoscheletro, relativamente ai valori di taglio alla base sulla struttura primaria e di spostamento massimo, assieme ai profili utilizzati e le relative sezioni sono riportati sinteticamente in Tabella 23 e in Tabella 24.

Tabella 23. Risultati taglio alla base in studio rigidezza controventi esoscheletro

Profilo Diagonali	Incremento Sezione	Taglio alla base Primaria		PI Taglio alla base	
		T_{NC,base,X} [kN]	T_{NC,base,Y} [kN]	PI_X [-]	PI_Y [-]
TUBOC 114,3x5	1,00	937,6	2413,5	0,72	0,96
HEA 140	1,83	805,1	2308,3	0,62	0,92
HEA 160	2,26	758,6	2249,1	0,58	0,89
HEA 180	2,64	720,2	2198,3	0,55	0,87
HEA 200	3,10	682,5	2144,9	0,52	0,85
HEA 220	3,75	644,4	2081,4	0,49	0,83

Tabella 24. Risultati spostamento massimo in studio rigidezza controventi esoscheletro

Profilo Diagonali	Incremento Sezione	Spostamento max		PI Spostamento max	
		d_{X, max} [mm]	d_{Y, max} [mm]	PI_X [-]	PI_Y [-]
TUBOC 114,3x5	1,00	14,3	8,9	0,65	0,67
HEA 140	1,83	13,5	8,7	0,61	0,66
HEA 160	2,26	13,2	8,8	0,60	0,67
HEA 180	2,64	12,9	8,8	0,58	0,67
HEA 200	3,10	12,6	8,7	0,57	0,66
HEA 220	3,75	12,4	8,6	0,56	0,65

Per ogni grandezza rappresentativa è stato diagrammato l'andamento del corrispondente indice di prestazione in funzione dell'incremento di sezione; in questo modo si può avere graficamente una visione approssimativa di come il taglio alla base sulla struttura primaria e lo spostamento massimo diminuiscono introducendo nei diagonaloni dei profili di sezione crescente.

I grafici con i suddetti indici di prestazione sono mostrati in Figura 35, Figura 36, Figura 37 e Figura 38.

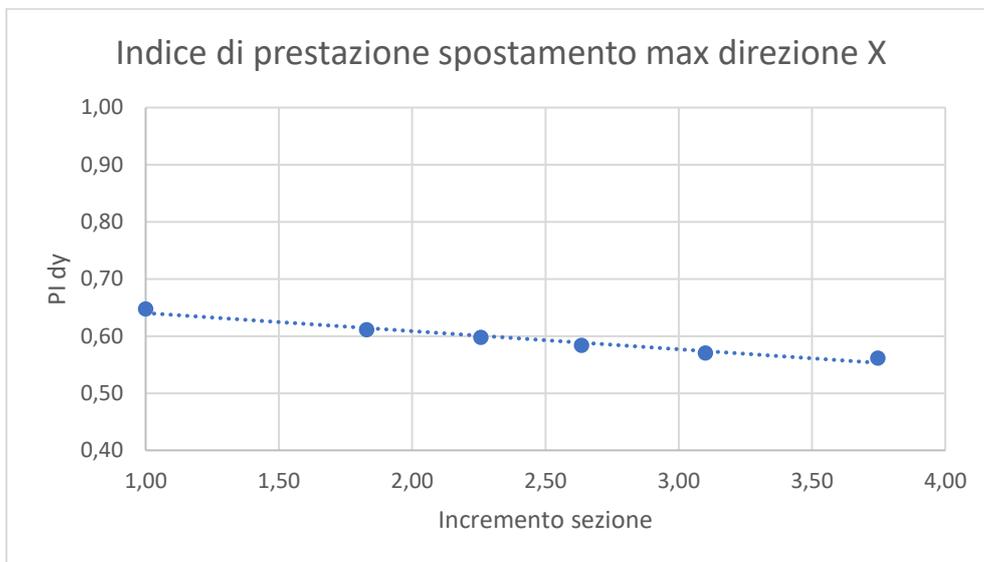


Figura 35. Indice di prestazione spostamento massimo direzione X

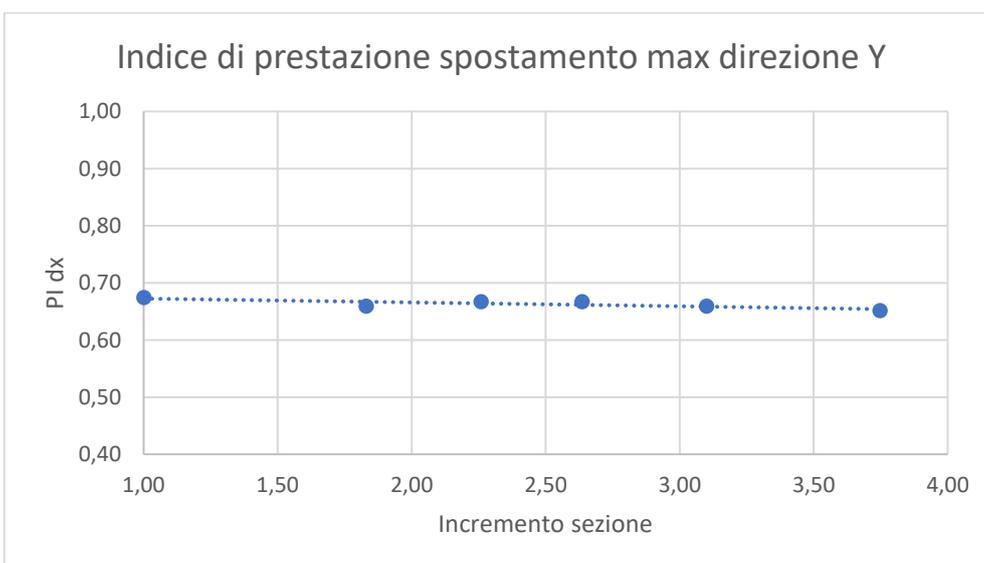


Figura 36. Indice di prestazione spostamento massimo direzione Y

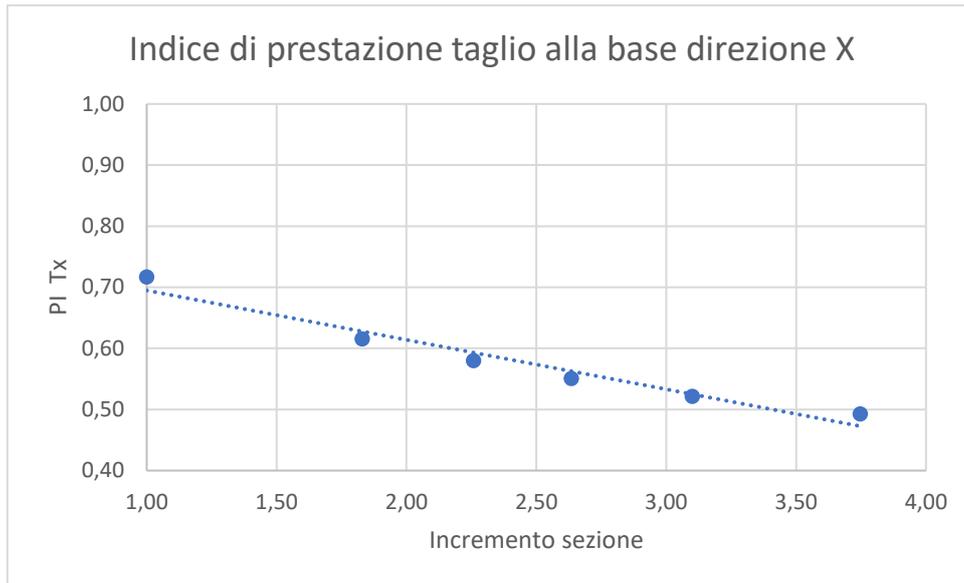


Figura 37. Indice di prestazione taglio alla base direzione X

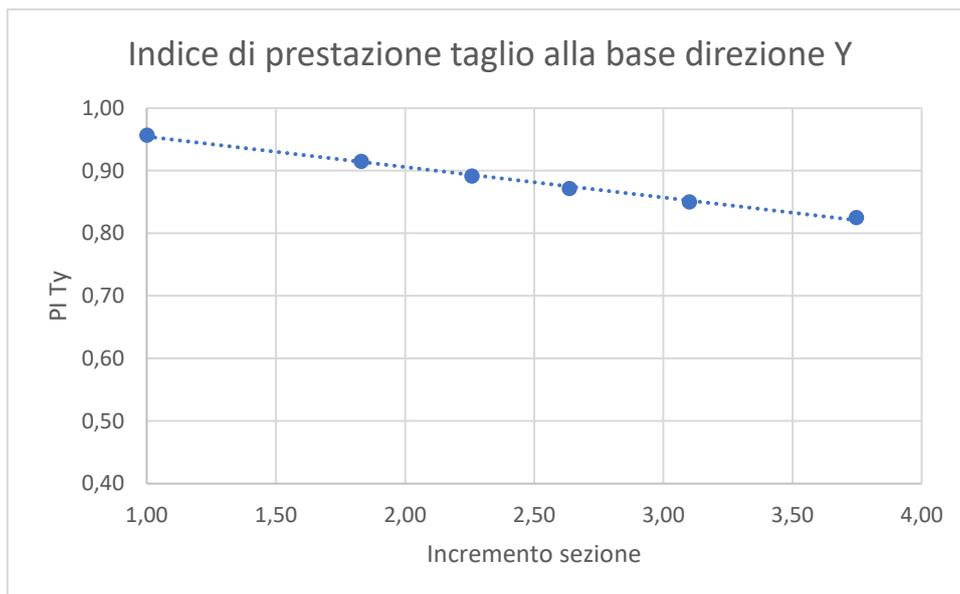


Figura 38. Indice di prestazione taglio alla base direzione Y

Per quanto riguarda lo spostamento massimo, nei grafici in Figura 35 e Figura 36 si può osservare come l'aumento di rigidezza dell'esoscheletro, legato all'incremento della sezione dei diagonal, abbia un'influenza modesta, ma apprezzabile, in direzione X, dove triplicando la sezione si riesce a raggiungere un indice di prestazione con valore compreso

tra 0,55 e 0,60. Invece in direzione Y l'influenza risulta pressoché nulla e l'indice di prestazione si assesta attorno ad un valore di 0,65.

Per quanto riguarda invece il taglio alla base, nei grafici in Figura 37 e Figura 38 si può osservare come l'aumento di rigidità dell'esoscheletro legato all'incremento della sezione dei diagonali, abbia un'influenza notevole sulla riduzione del taglio alla base in direzione X, nella quale triplicando la sezione dei diagonali si riesce a raggiungere un indice di prestazione attorno a un valore di 0,50. In direzione Y l'influenza è più modesta, ma risulta apprezzabile e, nonostante complessivamente sia ancora la rigidità legata ai setti a governare il problema, triplicando la sezione si riesce a raggiungere un indice di prestazione attorno ad un valore di 0,85.

Si può quindi concludere che l'aumento di rigidità dell'esoscheletro legato all'aumento all'incremento della sezione dei diagonali abbia un effetto apprezzabile.

Infatti esso consente di ottenere un migliore comportamento della struttura controllata, soprattutto per quanto riguarda il taglio alla base, per il quale in direzione X si ottiene un indice di prestazione soddisfacente ed in direzione Y si ottiene un indice di prestazione modesto ma migliore al netto dell'influenza dei setti nella direzione stessa.

Inoltre l'aumento di rigidità consente di migliorare la risposta in termini di spostamenti, in quanto va a ridurre ulteriormente gli spostamenti in direzione X, ovvero quelli maggiori che interessano la struttura.

Tenendo conto delle precedenti osservazioni si prevede quindi l'utilizzo di un profilo HEA 200 per gli elementi diagonali, quindi la sezione iniziale utilizzata in 5.1.1 è circa triplicata. In questo modo si ottiene una migliore risposta complessiva e l'esoscheletro presenta un comportamento di maggiore efficienza.

In termini operativi, prevedendo l'utilizzo di un profilo identico a quello utilizzato per i pilastri, si progetta una struttura che, proprio in virtù delle dimensioni dei pilastri stessi e dei diagonali, si estende oltre la volumetria dell'edificio esistente per uno spessore di 20 cm. Quindi i pilastri e i diagonali dell'esoscheletro, avendo la stessa dimensione, creano un piano d'appoggio allo stesso livello, che rappresenta un'ottima soluzione per il fissaggio del cappotto termico che verrà successivamente previsto.

Gli indici di prestazione che la soluzione progettuale proposta consente di raggiungere sono sinteticamente riportati in Tabella 25.

Tabella 25. Indici di prestazione con esoscheletro con diagonali HEA 200

Esoscheletro con diagonali HEA 200	
PI T_{base X}	0,52
PI T_{base Y}	0,85
PI d_{max X}	0,57
PI d_{max Y}	0,66

5.2 Analisi dei risultati

Scelta la configurazione di esoscheletro e definiti i profili da utilizzare per i vari elementi, si mostrano in seguito i risultati completi delle analisi effettuate sulla struttura controllata, la quale è formata da struttura primaria più esoscheletro.

Con il termine primaria si intende quindi la parte di struttura originaria presente nella struttura controllata, mentre con il termine esoscheletro si intende il sistema di controllo predisposto, quindi la struttura in acciaio introdotta per il retrofitting.

Come nel precedente caso della struttura non controllata, anche per la struttura controllata sono state effettuate l'analisi modale e le analisi sismiche a SLD e SLV.

In Figura 39 è riportata una vista 3d estrusa del modello della struttura controllata, nel quale è rappresentata in blu la struttura primaria ed in verde l'esoscheletro.

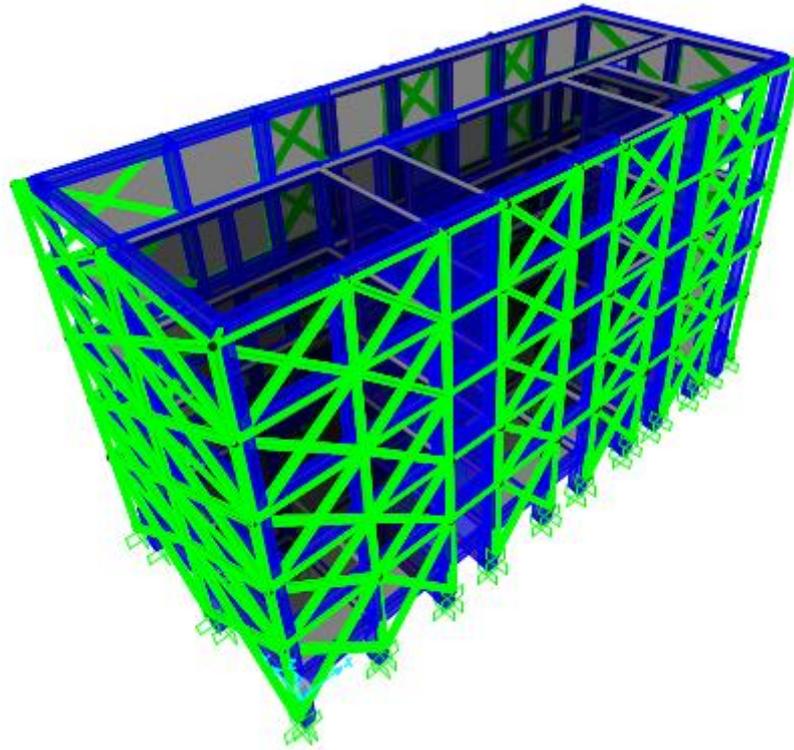


Figura 39. Vista 3d estrusa modello struttura primaria con esoscheletro

5.2.1 Analisi modale

Si mostrano dapprima i risultati relativi all'analisi modale della struttura controllata, ovvero i periodi propri di vibrazione, i modi di vibrazione ad essi associati, nonché la percentuale di massa modale coinvolta in ciascun modo.

Secondo la norma sono da considerarsi tutti i modi per cui la massa modale sia maggiore del 5% della massa complessiva della struttura, ovvero $MM_i \geq 0,05$, ed un numero di modi tale per cui la massa modale complessiva sia maggiore di 85% della massa complessiva della struttura, ovvero $\sum_{i=1}^n MM_i \geq 0,85$. Anche nel caso della struttura controllata tali limiti sono rispettati considerando un numero di modi pari a 45.

In Tabella 26 sono mostrati i risultati dell'analisi modale; per ogni modo di vibrare sono indicati il numero, il periodo, la massa modale per i 3 gradi di libertà che interessano (traslazioni lungo X e Y, rotazione attorno a Z) e la massa modale complessiva per ciascuno di essi.

Tabella 26. Risultati analisi modale struttura controllata

Modo	Periodo [s]	MM UX	ΣMM UX	MM UY	ΣMM UY	MM RZ	ΣMM RZ
1	0,494	0,6797	0,6797	0,0000	0,0000	0,0034	0,0034
2	0,310	0,0002	0,6798	0,5904	0,5904	0,0463	0,0497
3	0,269	0,0035	0,6834	0,0475	0,6379	0,6332	0,6829
4	0,141	0,1552	0,8385	0,0000	0,6379	0,0011	0,6840
5	0,090	0,0000	0,8385	0,0000	0,6379	0,0000	0,6840
6	0,081	0,0000	0,8386	0,0007	0,6386	0,0052	0,6892
7	0,079	0,0009	0,8394	0,0000	0,6387	0,1375	0,8267
8	0,078	0,0000	0,8395	0,0013	0,6400	0,0165	0,8432
9	0,078	0,0000	0,8395	0,0035	0,6434	0,0001	0,8433
10	0,074	0,0002	0,8396	0,1821	0,8255	0,0009	0,8442
11	0,074	0,0796	0,9193	0,0004	0,8259	0,0010	0,8452
12	0,070	0,0000	0,9193	0,0020	0,8279	0,0003	0,8455
13	0,066	0,0000	0,9193	0,0001	0,8281	0,0005	0,8460
14	0,066	0,0001	0,9194	0,0001	0,8282	0,0009	0,8468
15	0,065	0,0000	0,9194	0,0000	0,8282	0,0000	0,8468
16	0,064	0,0002	0,9196	0,0002	0,8284	0,0002	0,8470
17	0,064	0,0000	0,9196	0,0000	0,8284	0,0000	0,8470
18	0,063	0,0000	0,9196	0,0059	0,8343	0,0000	0,8471
19	0,061	0,0000	0,9196	0,0001	0,8344	0,0000	0,8471
20	0,060	0,0000	0,9196	0,0001	0,8345	0,0001	0,8472
21	0,060	0,0004	0,9200	0,0007	0,8352	0,0002	0,8474
22	0,060	0,0000	0,9200	0,0001	0,8353	0,0002	0,8476
23	0,060	0,0022	0,9223	0,0001	0,8354	0,0002	0,8477
24	0,059	0,0084	0,9306	0,0001	0,8355	0,0001	0,8478
25	0,059	0,0613	0,9919	0,0000	0,8355	0,0000	0,8478
26	0,058	0,0000	0,9919	0,0000	0,8355	0,0000	0,8478
27	0,058	0,0003	0,9922	0,0002	0,8356	0,0000	0,8479
28	0,056	0,0002	0,9923	0,0001	0,8358	0,0000	0,8479
29	0,056	0,0000	0,9923	0,0000	0,8358	0,0000	0,8479
30	0,055	0,0001	0,9924	0,0001	0,8359	0,0001	0,8480
31	0,054	0,0000	0,9924	0,0000	0,8359	0,0000	0,8480
32	0,053	0,0000	0,9924	0,0000	0,8359	0,0000	0,8480
33	0,052	0,0000	0,9924	0,0001	0,8359	0,0001	0,8480
34	0,051	0,0000	0,9924	0,0000	0,8359	0,0000	0,8481
35	0,050	0,0000	0,9924	0,0000	0,8359	0,0000	0,8481
36	0,050	0,0000	0,9924	0,0000	0,8359	0,0001	0,8482
37	0,049	0,0000	0,9924	0,0000	0,8359	0,0000	0,8482
38	0,048	0,0000	0,9924	0,0000	0,8360	0,0000	0,8482
39	0,048	0,0000	0,9924	0,0000	0,8360	0,0001	0,8483
40	0,044	0,0069	0,9993	0,0000	0,8360	0,0006	0,8489

41	0,041	0,0002	0,9995	0,0013	0,8372	0,0713	0,9203
42	0,039	0,0001	0,9995	0,0000	0,8372	0,0000	0,9203
43	0,037	0,0000	0,9995	0,0263	0,8635	0,0001	0,9204
44	0,035	0,0000	0,9996	0,0000	0,8635	0,0000	0,9204
45	0,033	0,0000	0,9996	0,0517	0,9152	0,0012	0,9216

Osservando i precedenti risultati si può notare come il periodo proprio della struttura controllata sia $T_1 = 0.49 s$; quindi l'irrigidimento della struttura dovuto all'incremento di rigidezza per l'inserimento dell'esoscheletro comporta un dimezzamento del periodo proprio rispetto a quello della struttura non controllata. Anche i successivi periodi di vibrazione risultano essere progressivamente minori.

Si osserva quindi la posizione di tali periodi sugli spettri di risposta, per valutare su quale tratto dello spettro si trovano e la quota di accelerazione che ad essi compete.

Considerando lo spettro di progetto a SLD, Figura 18, si può osservare come il periodo proprio ed il secondo periodo di vibrazione si trovano nel ramo discendente dello spettro, ma comunque in una condizione di accelerazione amplificata rispetto a quella al suolo; invece il terzo ed il quarto periodo si trovano sul plateau costante dello spettro, mentre i restanti periodi appartengono al tratto ascendente iniziale dello spettro.

Invece considerando lo spettro di progetto a SLV, Figura 19, si può osservare come il periodo proprio della struttura non controllata si trovi nel ramo discendente dello spettro, ma comunque in una condizione di accelerazione amplificata rispetto a quella al suolo; il secondo, il terzo ed il quarto periodo di vibrazione si trovano sul plateau costante dello spettro, mentre i restanti periodi appartengono al tratto ascendente iniziale dello spettro.

In generale sia per SLV sia per SLD a tutti i periodi di vibrazione sono associate delle accelerazioni amplificate rispetto a quella del suolo.

È importante notare quindi come la diminuzione del periodo, dovuta all'incremento di rigidezza per la presenza dell'esoscheletro, comporti sull'intera struttura controllata delle accelerazioni complessivamente maggiori rispetto al caso della struttura non controllata; questo comporta quindi un aumento della sollecitazione complessiva dovuta al sisma, che viene però ripartita tra la struttura primaria e l'esoscheletro, che funzionano in parallelo. Quindi aumenta il livello globale di sollecitazione sulla struttura, ma in virtù delle diverse rigidezze di struttura primaria ed esoscheletro la sollecitazione si ripartisce in modo tale da consentire di scaricare la struttura primaria, che risulta meno sollecitata rispetto al caso non controllato.

Relativamente alla forma dei modi, si può osservare come, analogamente al caso di struttura non controllata, il primo modo di vibrare sia essenzialmente di tipo traslazionale e diretto lungo X.

Invece il secondo modo risulta essere ora di tipo traslazionale in direzione Y, mentre il terzo modo risulta essere di carattere flessionale.

Si osserva quindi come l'esoscheletro abbia un effetto positivo sui modi di vibrare, in quanto nella struttura controllata entrambi i primi due modi sono di tipo traslazionale e gli effetti rotazionali compaiono solamente nel terzo modo, relegando quindi il comportamento torsionale a modi successivi ai primi due.

Nel caso di struttura non controllata i modi più significativi per le varie direzioni e le rispettive masse modali coinvolte nella specifica direzione stessa sono:

- Traslazione X: modi 1 e 4, rispettivamente con MM UX pari a 68% e 15,5%;
- Traslazione Y: modi 2 e 10, rispettivamente con MM UY pari a 59% e 18,2%;
- Rotazione Z: modi 3 e 7, rispettivamente con MM RZ pari a 63% e 13,8%.

Dall'analisi delle forme modali si può osservare come la risposta della struttura resta sostanzialmente piana. Si riportano in Figura 40, Figura 41 e Figura 42 i primi tre modi di vibrazione della struttura non controllata.

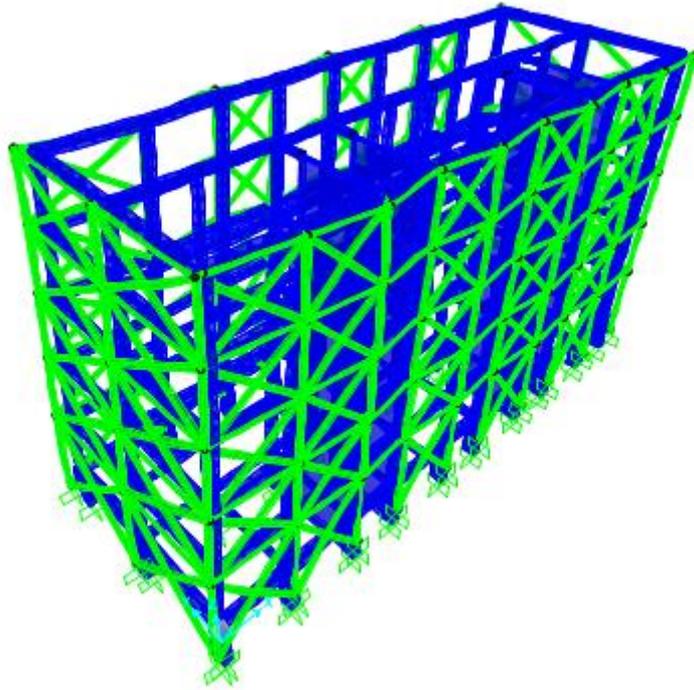


Figura 40. Deformata 1° modo di vibrazione

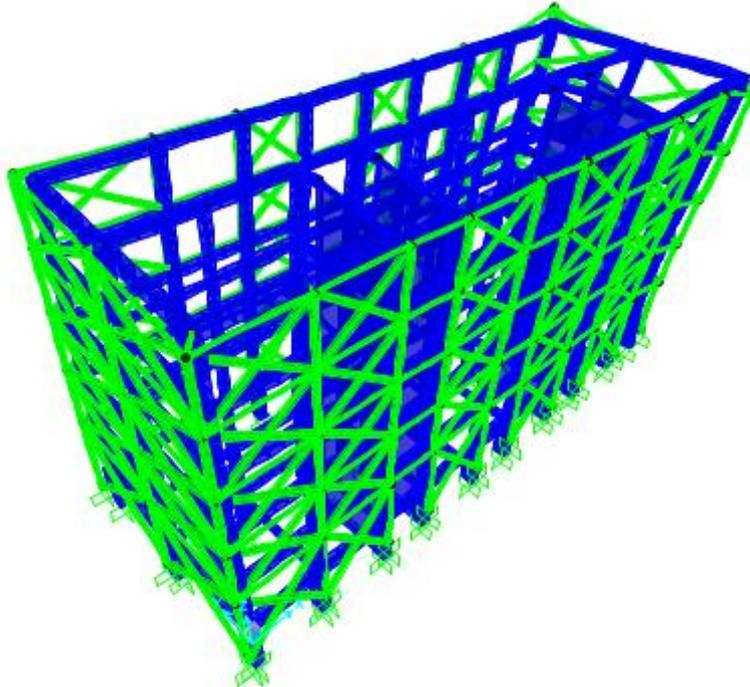


Figura 41. Deformata 2° modo di vibrazione

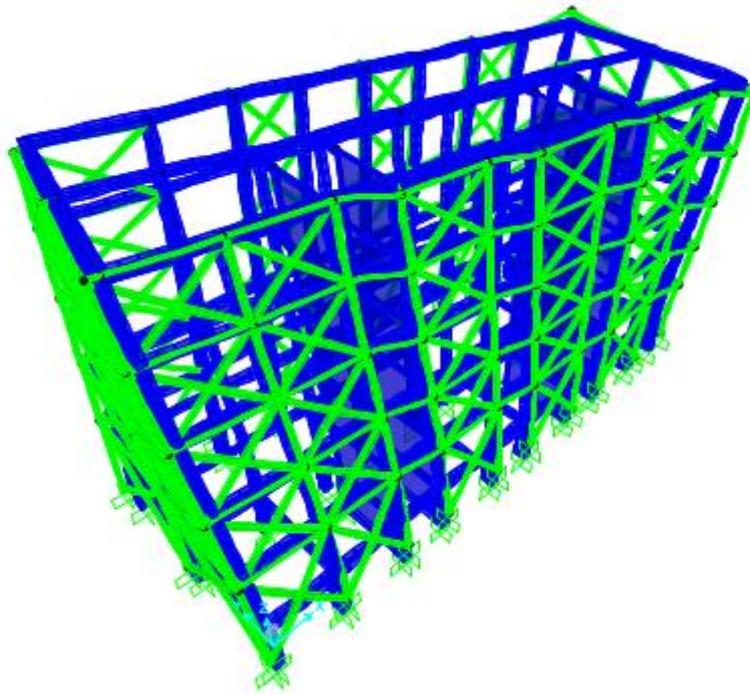


Figura 42. Deformata 3° modo di vibrazione

5.2.2 Analisi sismiche

Si mostrano ora i risultati relativi alle analisi sismiche condotte sulla struttura controllata. Per studiare il comportamento della stessa sono state monitorate, rispetto alle due azioni sismiche corrispondenti agli stati limite SLD e SLV, grandezze rappresentative relativamente agli spostamenti di piano e ai tagli di piano. Queste sono le stesse grandezze studiate in precedenza al paragrafo 4.8.2, poiché si intende effettuare successivamente un confronto tra struttura non controllata e struttura controllata, al fine di quantificare il livello di miglioramento apportato.

Per quanto riguarda gli spostamenti sono stati osservati i valori di spostamento massimo a ciascun livello, quindi per ogni impalcato rigido, ed inoltre per il caso di SLD sono stati calcolati anche i drift di interpiano normalizzati.

Per quanto riguarda le forze di taglio indotte dal sisma a cui la struttura è sottoposta, sono stati determinati i tagli di piano, ovvero il risultante di tutte le forze di taglio degli elementi che appartengono a tale livello.

Rispetto alla struttura non controllata, in questo caso, oltre a quelle già previste per la struttura primaria, è stato necessario creare delle *Section Cuts* per ogni livello.

Ognuna di esse include un gruppo con tutti gli elementi dell'esoscheletro appartenenti a quel livello, per osservare come output le forze di piano che competono all'esoscheletro nelle due direzioni principali X e Y.

Le diverse *Section Cuts* per struttura primaria ed esoscheletro ai vari livelli sono mostrate sinteticamente in Figura 43.

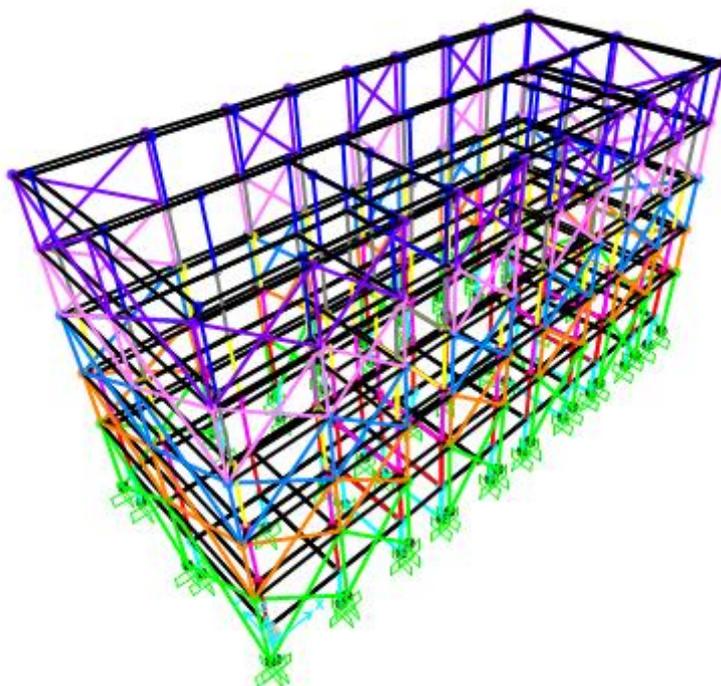


Figura 43. Section Cuts per determinazione taglio di piano

Per lo stato limite SLD si mostrano in Tabella 27 i valori di spostamento massimo di piano nelle due direzioni principali X e Y, assieme ai valori di drift interpiano normalizzato, sempre nelle due direzioni.

Per lo stato limite SLV si mostrano in Tabella 28 i valori di spostamento massimo di piano nelle due direzioni principali X e Y.

Tabella 27. Spostamenti di piano e Drift interpiano SLD

Sisma SLD						
Spostamento			Drift Interpiano			
Piano	d_x [mm]	d_y [mm]	Δ_x [mm]	Δ_x / h [-]	Δ_y [mm]	Δ_y / h [-]
1	0,2	0,1	0,2	0,00006	0,1	0,00003
2	0,9	0,6	0,7	0,00022	0,5	0,00015
3	1,9	1,4	1,0	0,00031	0,8	0,00025
4	3,0	2,3	1,1	0,00034	0,9	0,00028
5	4,0	3,2	1,0	0,00031	0,9	0,00028
6	4,8	4,1	0,8	0,00025	0,9	0,00028

Tabella 28. Spostamenti di piano SLV

Sisma SLV		
Spostamento		
Piano	d_x [mm]	d_y [mm]
1	0,4	0,3
2	2,4	1,3
3	5,1	3,0
4	7,9	4,9
5	10,5	6,8
6	12,6	8,7

Si può osservare come per entrambi gli stati limite e per entrambe le direzioni gli spostamenti di piano risultano ridotti rispetto alla struttura non controllata.

Per lo stato limite di danno si registrano dei valori massimi dello spostamento in sommità nelle due direzioni pari a $d_{x,max} = 4,8 \text{ mm}$ e $d_{y,max} = 4,1 \text{ mm}$.

Invece per lo stato limite di salvaguardia della vita gli stessi valori di spostamento sono pari a $d_{x,max} = 12,6 \text{ mm}$ e $d_{y,max} = 8,7 \text{ mm}$.

Allo stesso modo si nota chiaramente una maggiore deformazione nel caso di stato limite di salvaguardia della vita, ma l'andamento della deformata è simile per i due stati limite.

Si riporta in seguito la deformata sismica per SLD e SLV, rispettivamente mostrate in Figura 44 e Figura 45.

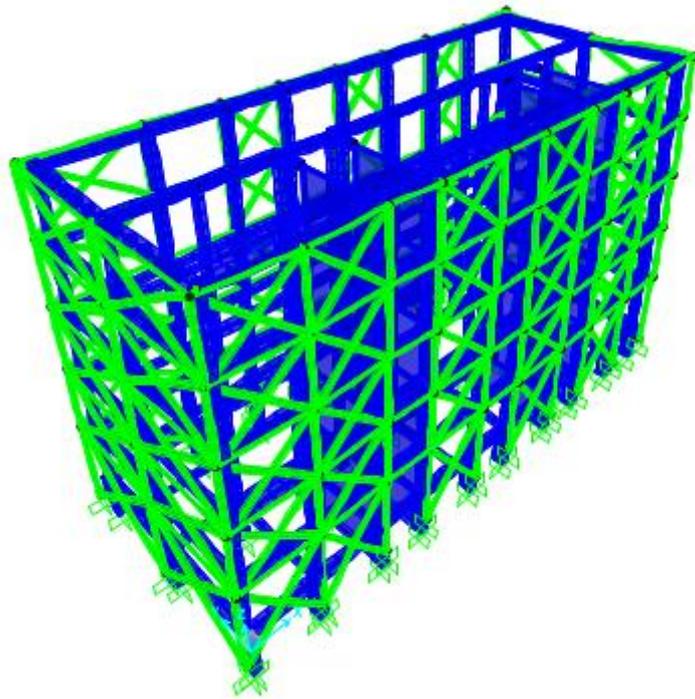


Figura 44. Deformata sismica SLD

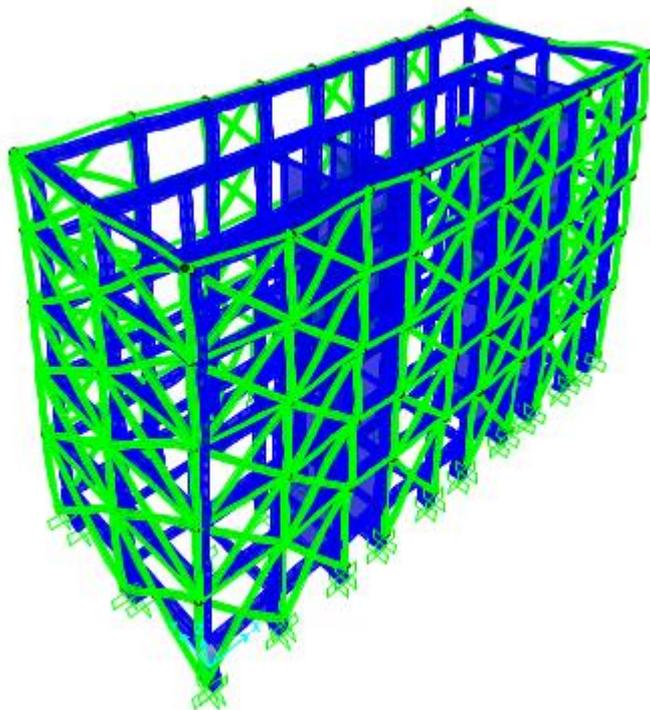


Figura 45. Deformata sismica SLV

In seguito si mostra il valore del taglio di piano agente sulla struttura primarie e sull'esoscheletro nelle due direzioni principali X e Y per gli stati limite SLD e SLV, rispettivamente in Tabella 29 e Tabella 30.

Tabella 29. Tagli di piano SLD

Piano	Sisma SLD			
	Taglio di piano Primaria		Taglio di piano Esoscheletro	
	T _{X,P} [kN]	T _{Y,P} [kN]	T _{X,E} [kN]	T _{Y,E} [kN]
0	285,8	1028,5		
1	223,2	1002,8	633,2	201,7
2	164,7	851,1	598,0	272,0
3	175,2	676,3	465,4	286,8
4	149,0	456,8	340,2	267,4
5	198,5	159,0	107,4	234,2

Tabella 30. Tagli di piano SLV

Piano	Sisma SLV			
	Taglio di piano Primaria		Taglio di piano Esoscheletro	
	T _{X,P} [kN]	T _{Y,P} [kN]	T _{X,E} [kN]	T _{Y,E} [kN]
0	682,5	2144,9		
1	588,7	2098,9	1650,0	424,4
2	441,4	1794,2	1589,6	574,0
3	468,6	1432,3	1237,9	606,1
4	393,9	958,6	872,5	564,5
5	522,4	312,6	211,1	493,4

Si può osservare come nella struttura controllata i tagli non siano più perfettamente decrescenti con l'elevazione.

Come è logico attendersi si può osservare che i tagli di piano risultano decrescenti procedendo in elevazione sulla struttura.

Per lo stato limite di danno il taglio alla base sulla struttura primaria nelle due direzioni risulta essere pari rispettivamente a $T_{X,P base} = 285,8 \text{ kN}$ e $T_{Y,P base} = 1028,5 \text{ kN}$, mentre il taglio alla base sull'esoscheletro nelle due direzioni risulta essere pari rispettivamente a $T_{X,E base} = 633,2 \text{ kN}$ e $T_{Y,E base} = 201,7 \text{ kN}$.

Invece per lo stato limite di salvaguardia della vita il taglio alla base sulla struttura primaria nelle due direzioni risulta essere pari rispettivamente a $T_{X,P base} = 682,5 \text{ kN}$ e $T_{Y,P base} = 2144,9 \text{ kN}$, mentre il taglio alla base sull'esoscheletro nelle due direzioni risulta essere pari rispettivamente a $T_{X,E base} = 1650 \text{ kN}$ e $T_{Y,E base} = 424,4 \text{ kN}$.

5.3 Analisi comparative

Si effettua ora il confronto tra i risultati ottenuti per la struttura controllata (primaria + esoscheletro) e quelli della struttura non controllata. L'obiettivo è valutare in termini più completi gli spostamenti di piano ed il taglio di piano per ogni livello della struttura. Per queste grandezze si determinano inoltre gli indici di prestazione, per effettuare una comparazione e quantificare il miglioramento apportato alla struttura originaria. Si intende quindi osservare l'efficacia della soluzione progettuale proposta.

5.3.1 Spostamenti di piano

Si riportano graficamente gli spostamenti massimi di ogni piano nella deformata sismica per le due direzioni X e Y, per i due stati limite considerati SLD e SLV. Nello stesso grafico sono rappresentati sia gli spostamenti della struttura non controllata sia quelli della struttura primaria nella configurazione controllata con l'esoscheletro, al fine di mettere in evidenza a livello visivo la riduzione degli spostamenti.

I grafici con il confronto degli spostamenti di piano sono riportati in Figura 46, Figura 47, Figura 48 e Figura 49. Si precisa come nei seguenti grafici siano riportati gli spostamenti a partire dall'impalcato numero 2, posto ad una quota di 4,5 m, ovvero il primo impalcato reale della struttura completamente fuori terra. Infatti, per come è stato definito il modello, l'impalcato 1 corrisponde al piano rialzato della struttura, il quale si trova ad una quota di 1,25 m, e nell'edificio reale è presente solamente per metà struttura. Essendo gli spostamenti al livello 0 nulli per la presenza dei vincoli di incastro delle fondazioni, gli spostamenti dell'impalcato 1 presentano sia a SLD sia a SLV dei valori molto ridotti (inferiori a 1 mm), che non vengono riportati nei diagrammi per ottenere una deformata più chiara a livello visivo.

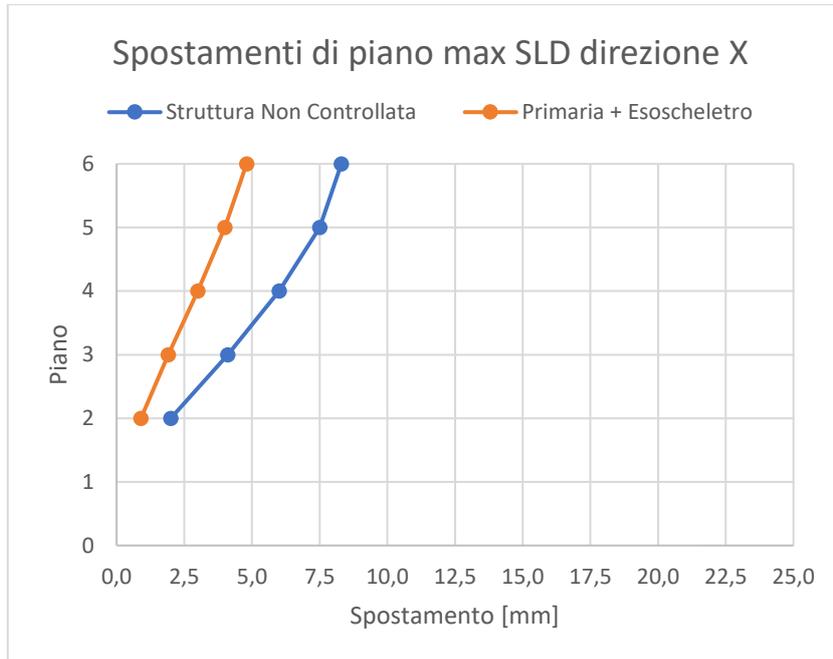


Figura 46. Spostamenti di piano SLD direzione X

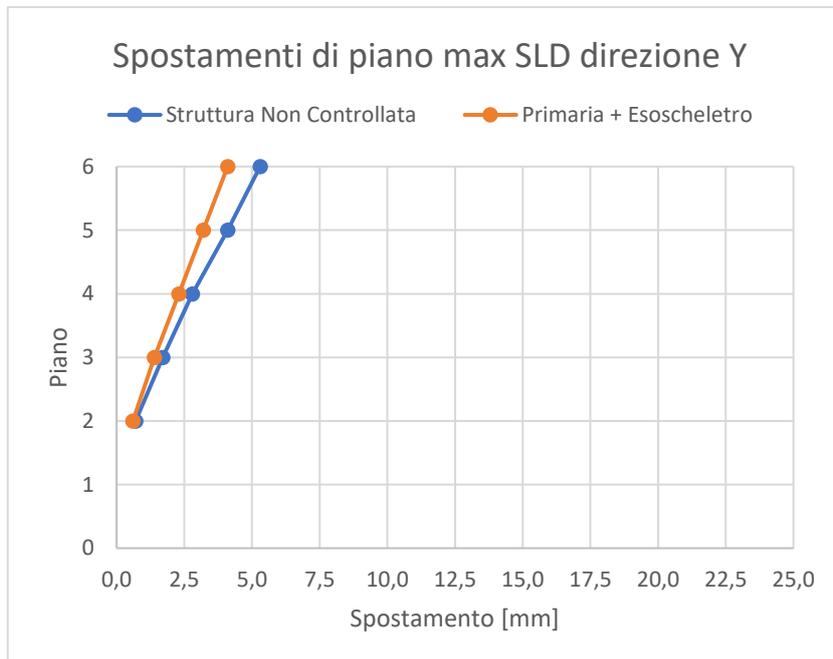


Figura 47. Spostamenti di piano SLD direzione Y

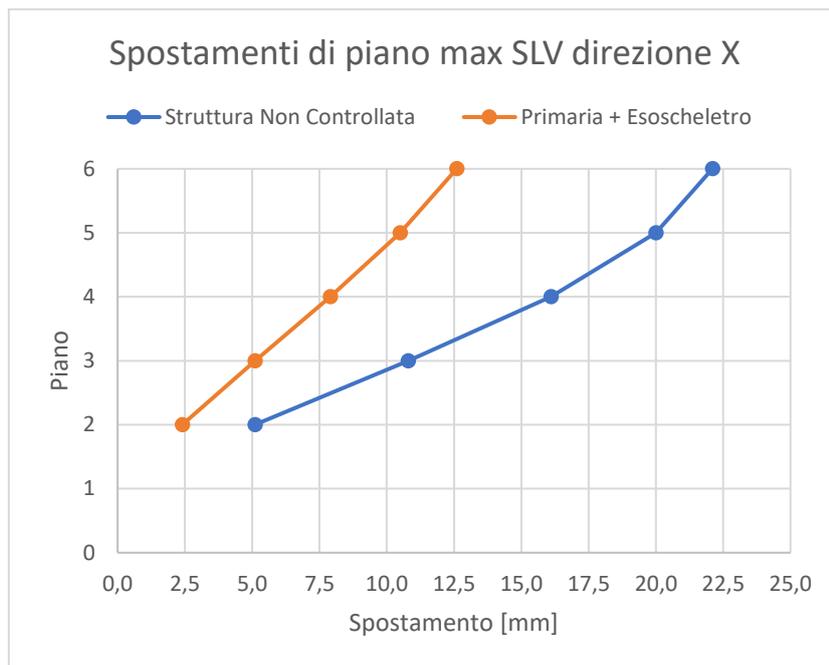


Figura 48. Spostamenti di piano SLV direzione X

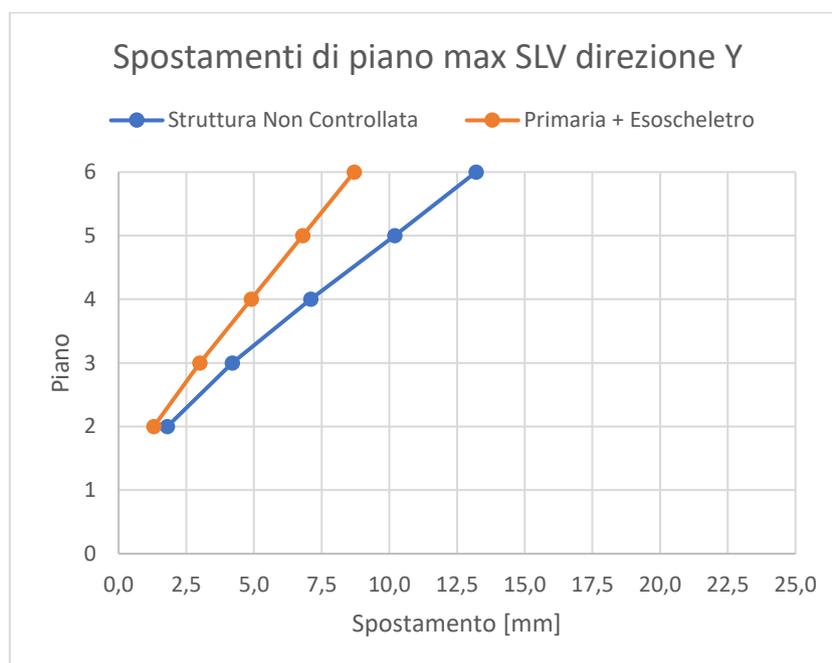


Figura 49. Spostamenti di piano SLV direzione Y

Si può osservare come per entrambe le direzioni X e Y i diagrammi mostrano un andamento pressoché analogo tra i due stati limite considerati, i quali differiscono per l'entità degli spostamenti, ovviamente superiori nel caso di SLV rispetto al caso di SLD per via dei due spettri di progetto considerati per i diversi stati limite.

Relativamente alla deformata sismica della struttura, si può osservare come in direzione X essa tende ad assumere una forma prossima a quella tipica per le strutture a telaio sottoposte a forze orizzontali, ovvero con drift interpiano più elevati nei piani bassi della struttura e che decrescono procedendo in elevazione verso i piani superiori.

Invece in direzione Y la deformata sismica tende ad assumere una forma più simile a quella delle strutture a mensola sottoposte a forze orizzontali, ovvero con drift interpiano più elevati ai piani alti della struttura e tendenzialmente crescenti procedendo verso la sommità dell'edificio. Nuovamente tale condizione è interpretabile per la presenza dei setti nella direzione Y, che incidono notevolmente sulla deformata nella direzione stessa facendole assumere tale forma, e per l'assenza di travi disposte in direzione Y internamente alla struttura.

Gli spostamenti massimi su ogni piano si ottengono in corrispondenza del punto posto all'angolo tra il prospetto NO ed il prospetto NE; sulla struttura non controllata questo fatto è dovuto ad alcune piccole diversità nella distribuzione delle masse e delle rigidezze, le quali fanno sì che il centro di massa di ogni piano sia leggermente spostato verso il lato opposto della struttura. La risposta sismica risulta comunque approssimativamente simmetrica, infatti sul lato opposto della struttura rispetto a quello dove si ha lo spostamento massimo i valori di spostamento sono leggermente inferiori ma molto simili. Nella struttura controllata gli spostamenti massimi su ogni piano si ottengono in corrispondenza del medesimo punto, in quanto la distribuzione dell'esoscheletro presenta una leggera asimmetria nelle rigidezze, dovuta alla presenza di vincoli geometrici ed architettonici, che tende a spostare il centro di massa verso l'angolo opposto a quello dove si registrano gli spostamenti massimi.

Si osservano inoltre maggiori riduzioni degli spostamenti nella direzione X, come è logico attendersi visto che è la direzione con spostamenti più elevati e nella stessa un numero maggiore di campate è stato controventato.

Si osserva in seguito l'andamento dell'indice di prestazione per i suddetti spostamenti, in modo da quantificare il livello di riduzione conseguito e come esso varia sui diversi livelli

della struttura. I grafici con l'andamento dell'indice di prestazione per le direzioni X e Y e per entrambi gli stati limite considerati sono riportati in Figura 50 e Figura 51.

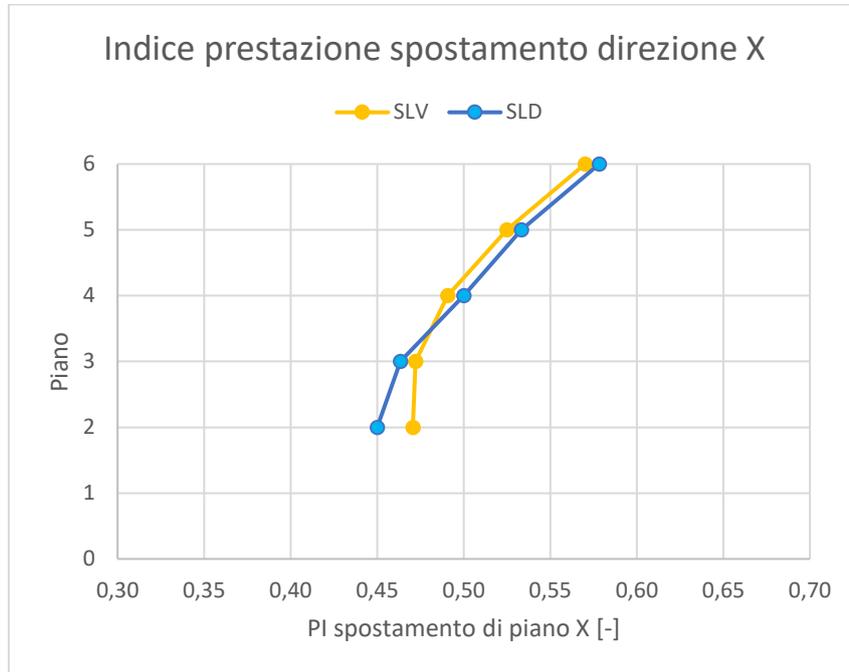


Figura 50. Indice di prestazione spostamento di piano direzione X

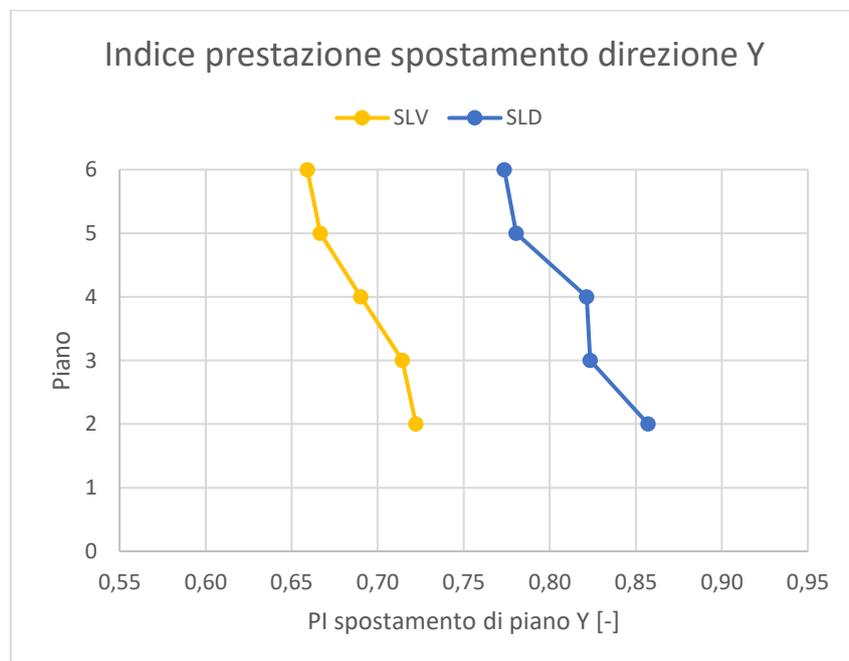


Figura 51. Indice di prestazione spostamento di piano direzione Y

Si può osservare come in direzione X l'indice di prestazione presenti dei valori analoghi per i due stati limite considerati; inoltre l'andamento dell'indice di prestazione è crescente con l'elevazione dell'edificio, partendo da valori di circa 0,45 per i piani bassi della struttura fino a valori poco superiori a 0,55 per i piani in sommità dell'edificio.

Questo significa che la riduzione di spostamento in tale direzione è leggermente più efficace ai piani inferiori della struttura, anche se il range in cui rientrano i valori è abbastanza ristretto.

Invece in direzione Y l'indice di prestazione presenta un andamento analogo per i due stati limite, ma dei valori minori nel caso di SLV, dove quindi la riduzione è più efficace.

In questa direzione l'andamento dell'indice di prestazione risulta essere decrescente procedendo in elevazione con la struttura, quindi in questo caso la riduzione di spostamento è leggermente più efficace per i piani superiori della struttura. Per entrambi gli stati limite il range in cui varia il valore dell'indice di prestazione è ristretto, più precisamente esso è compreso tra 0,66 e 0,72 per SLV e tra 0,77 e 0,86 per SLD.

Ricordando la forma della deformata sismica nelle due direzioni (simile a deformata telaio in direzione X, simile a deformata mensola in direzione Y), si osserva come in entrambe le direzioni l'esoscheletro risulta più efficace nei piani della struttura dove gli spostamenti relativi interpiano sono maggiori (ovvero piani inferiori per la direzione X, piani superiori per la direzione Y).

Infine, si mostrano per il solo SLD i drift d'interpiano normalizzati rispetto all'altezza d'interpiano, ovvero $h = 3,25 m$, e si verifica il rispetto del limite imposto dalla normativa $\Delta/h < 0,005$; sia per la struttura non controllata che per la struttura con esoscheletro i valori dei drift d'interpiano sono decisamente lontani dalla soglia della normativa, con dei valori di circa un ordine di grandezza inferiore.

I grafici relativi ai drift d'interpiano per le direzioni X e Y sono riportati in Figura 52 e in Figura 53.

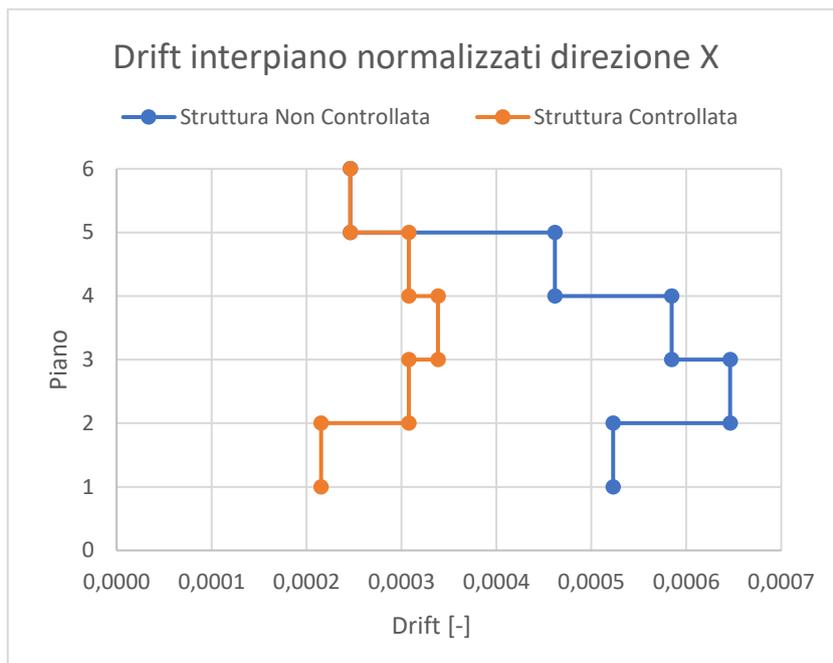


Figura 52. Drift interpiano normalizzati direzione X

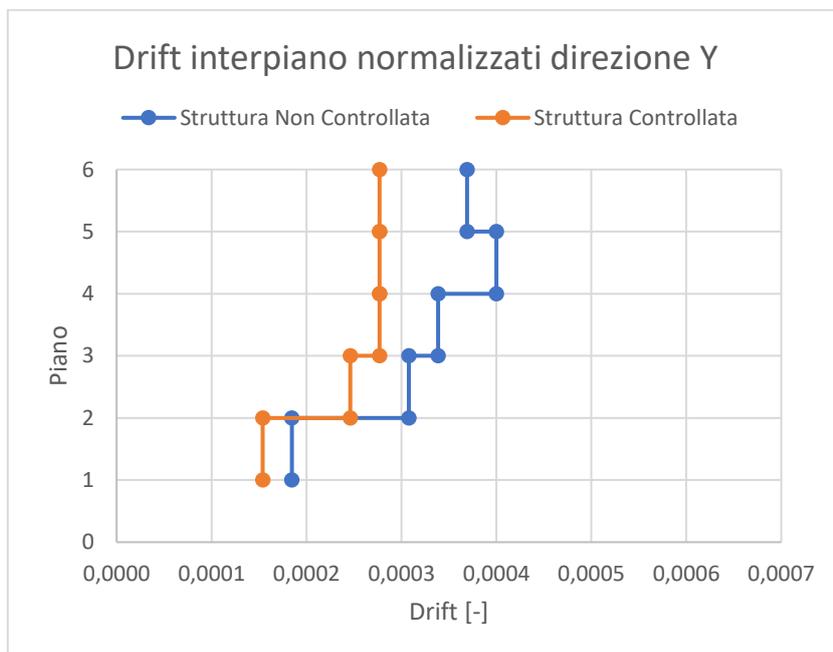


Figura 53. Drift interpiano normalizzati direzione Y

Come detto in precedenza i drift d'interpiano normalizzati assumono valori estremamente inferiori rispetto al limite imposto dalla normativa; questa condizione è dovuta al fatto che essendo l'edificio in oggetto situato in zona sismica 4, gli spostamenti indotti dal sisma sono contenuti e di conseguenza lungo la struttura le variazioni di spostamento che si sviluppano tra un piano e quello sottostante sono allo stesso tempo ridotte.

Eseguendo il confronto tra struttura non controllata e struttura con esoscheletro, si può osservare come i valori dei drift d'interpiano risultano maggiori nel caso della struttura non controllata, nella quale risultano circa il doppio di quelli che si ottengono nella struttura con l'esoscheletro.

Solamente per l'ultimo piano della struttura il drift in direzione X non risulta ridotto, anzi nella struttura primaria con esoscheletro assume lo stesso valore della struttura non controllata.

5.3.2 Tagli di piano

Si mostra graficamente l'andamento dei tagli di piano dovuto all'azione sismica nelle due direzioni X e Y per i due stati limite considerati SLD e SLV. Si riporta per ogni livello il taglio che agisce sulla struttura non controllata, mentre per la struttura controllata si riportano separatamente i due contributi legati al taglio che agisce sulla struttura primaria ed al taglio che agisce sull'esoscheletro.

Si precisa che l'esoscheletro è stato modellato con dei pilastri incastrati alla base alla quota del terreno (ovvero 0,00 m) ed è collegato alla struttura a partire dal livello 2 posto ad una quota di 4,50 m. Di conseguenza non vi è collegamento tra struttura primaria ed esoscheletro al livello 1, posto a quota 1,25 m; in virtù di ciò nei seguenti diagrammi il taglio agente sull'esoscheletro presenta quindi un andamento continuo fino al livello 2, dove essendoci collegamento avviene trasferimento di sollecitazione con la struttura primaria, così come a tutti i livelli successivi.

I grafici con il confronto del taglio di piano sono riportati in Figura 54, Figura 55, Figura 56 e Figura 57.

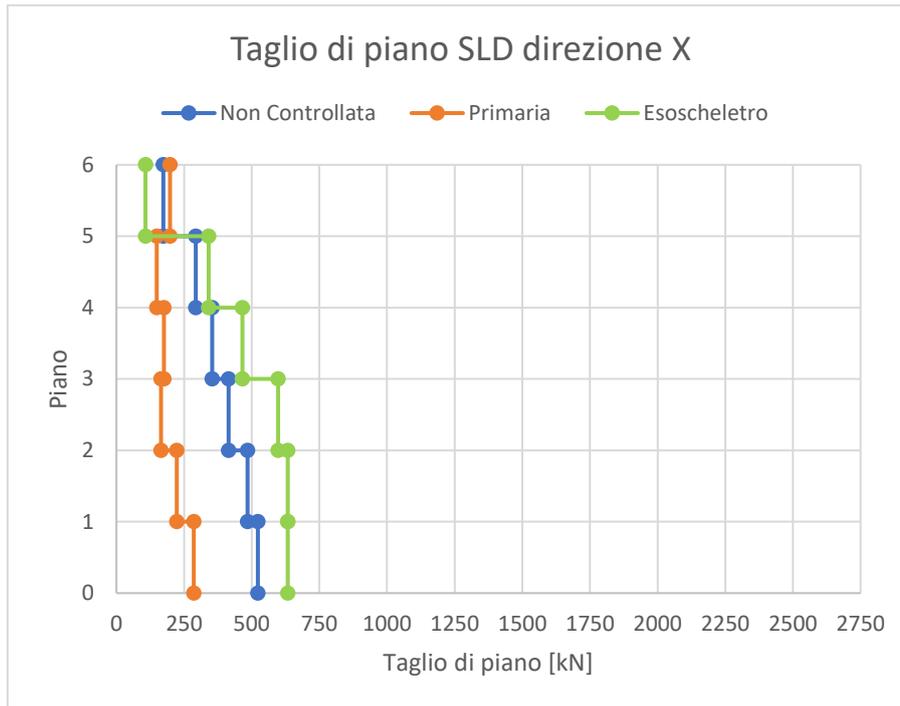


Figura 54. Taglio di piano SLD direzione X

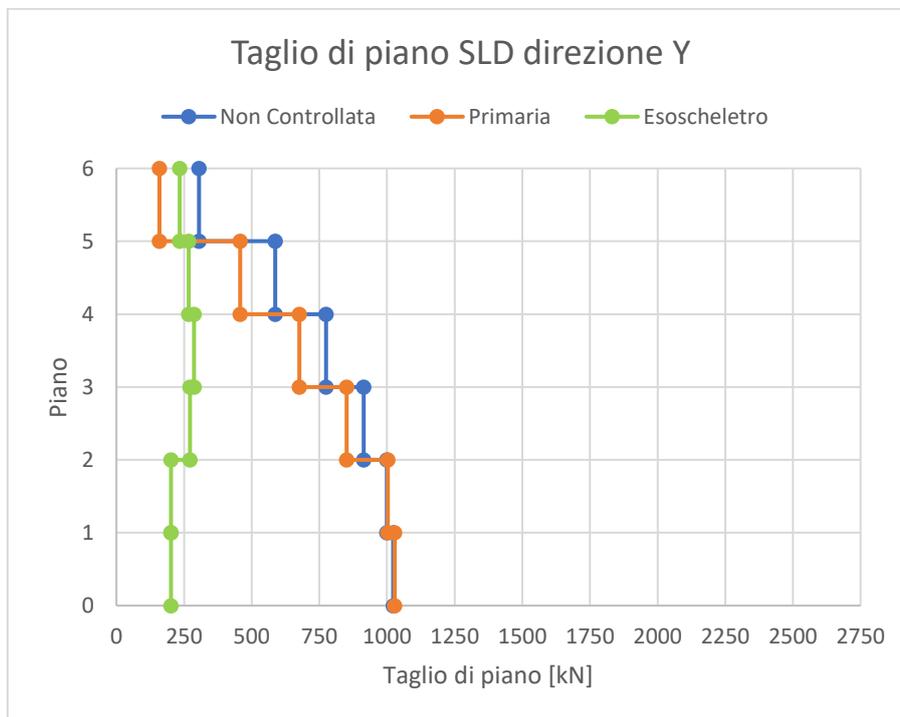


Figura 55. Taglio di piano SLD direzione Y

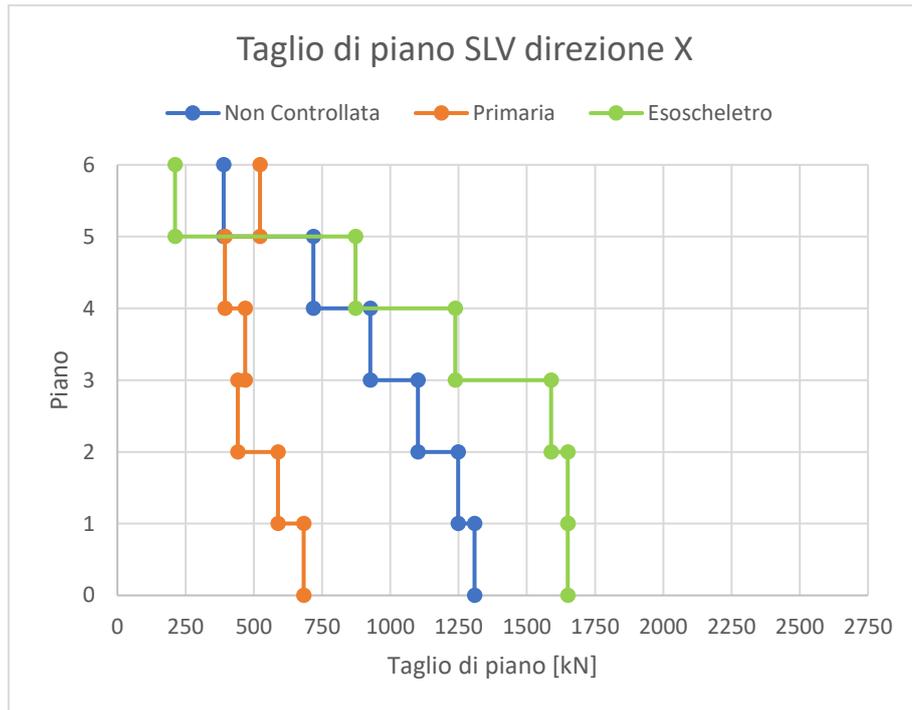


Figura 56. Taglio di piano SLV direzione X

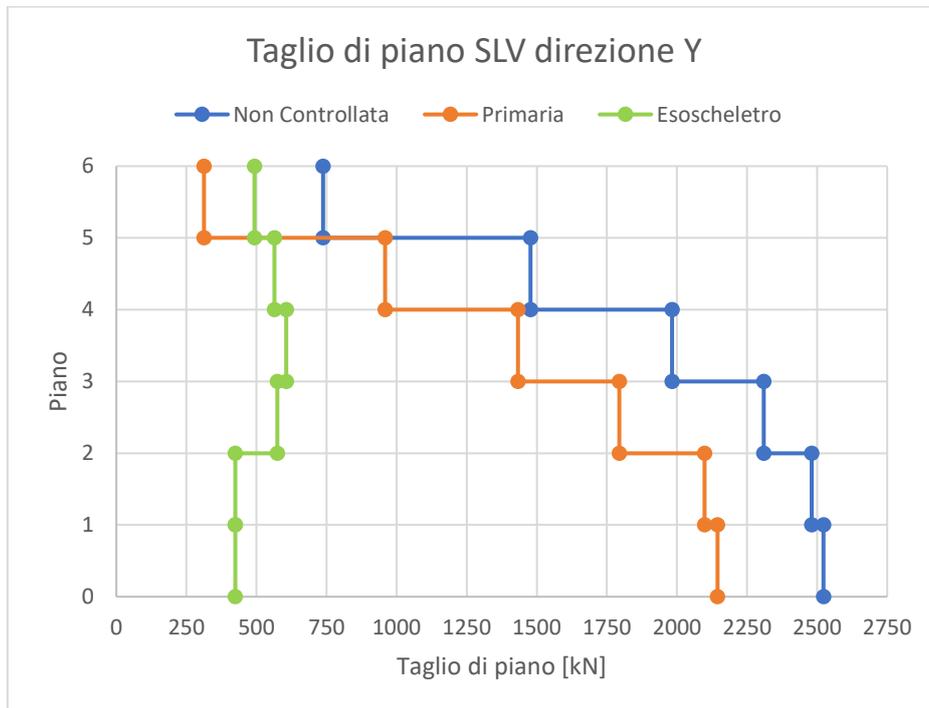


Figura 57. Taglio di piano SLV direzione Y

Per prima cosa si può notare come l'andamento del taglio di piano sia lo stesso nei due stati limite considerati, variando solamente l'entità della sollecitazione; i seguenti commenti sono pertanto validi per entrambi gli stati limite analizzati.

In Figura 54 e Figura 56 si può osservare l'andamento del taglio di piano in direzione X rispettivamente per SLD e SLV; mentre il taglio sulla struttura non controllata risulta essere decrescente procedendo verso i livelli superiori, il taglio sulla struttura primaria nella configurazione con esoscheletro non è perfettamente decrescente con l'elevazione della struttura, in quanto sia al 3° livello che al 5° livello il valore del taglio è maggiore di quello presente al livello sottostante.

In particolare proprio sull'ultimo piano il valore del taglio risulta essere maggiore rispetto a quello del caso della struttura non controllata; questa condizione è riscontrata anche in alcuni lavori presenti in letteratura sullo stesso argomento.

Inoltre si può notare come, fatta eccezione per il sopracitato ultimo piano, il livello di carico dell'esoscheletro risulta essere maggiore di quello che spetta alla struttura non controllata.

Invece in Figura 55 e Figura 57 si può osservare l'andamento del taglio di piano in direzione Y rispettivamente per SLD e SLV; in questo caso l'andamento si mantiene decrescente con l'elevazione anche per la struttura primaria nel caso di configurazione controllata con l'esoscheletro. L'importante rigidità dovuta alla presenza dei setti fa sì che nella struttura controllata la quota maggiore del taglio di piano compete alla parte di struttura primaria, con l'esoscheletro che risulta caricato in maniera nettamente minore e con valori simili tra loro per i diversi piani. Solo all'ultimo piano il contributo dell'esoscheletro è maggiore rispetto a quello della struttura primaria.

In questo caso quindi l'incremento della sollecitazione totale è piuttosto contenuto, proprio perché l'aumento di rigidità apportato ha un'incidenza ridotta sulla rigidità totale, nella quale sono ancora i setti a governare il problema.

Si riporta graficamente l'andamento dell'indice di prestazione relativo al taglio di piano dovuto all'azione sismica nelle due direzioni X e Y, per i due stati limite considerati SLD e SLV. Esso è determinato eseguendo il rapporto tra il taglio di piano agente sulla struttura primaria nella configurazione controllata con esoscheletro ed il taglio di piano agente sulla struttura non controllata. I grafici con gli indici di prestazione del taglio di piani in direzione X e Y per SLD e SLV sono riportati in Figura 58 e Figura 59.

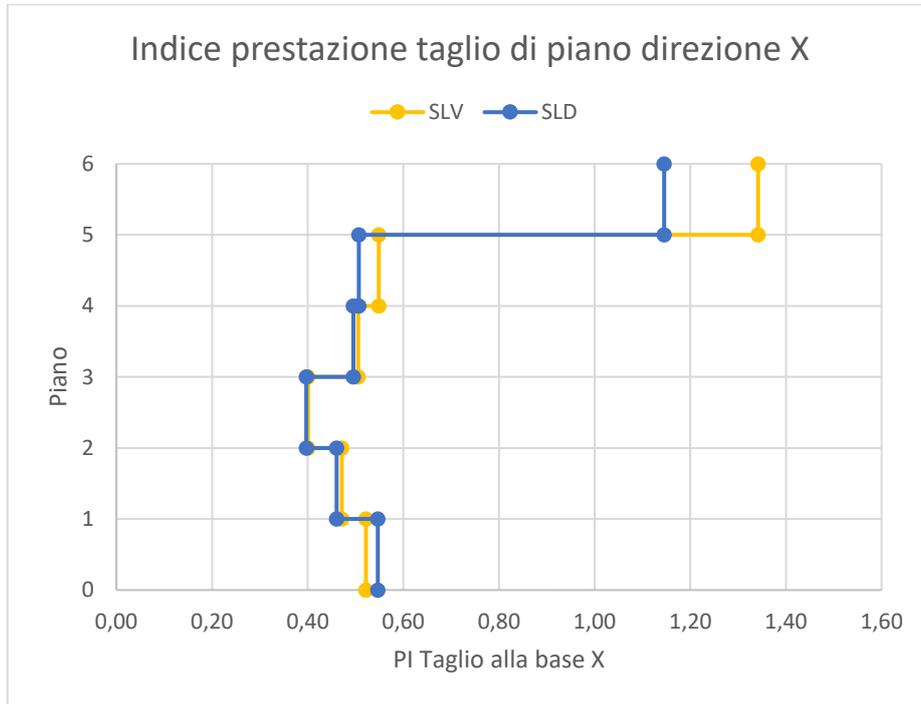


Figura 58. Indice di prestazione taglio di piano direzione X

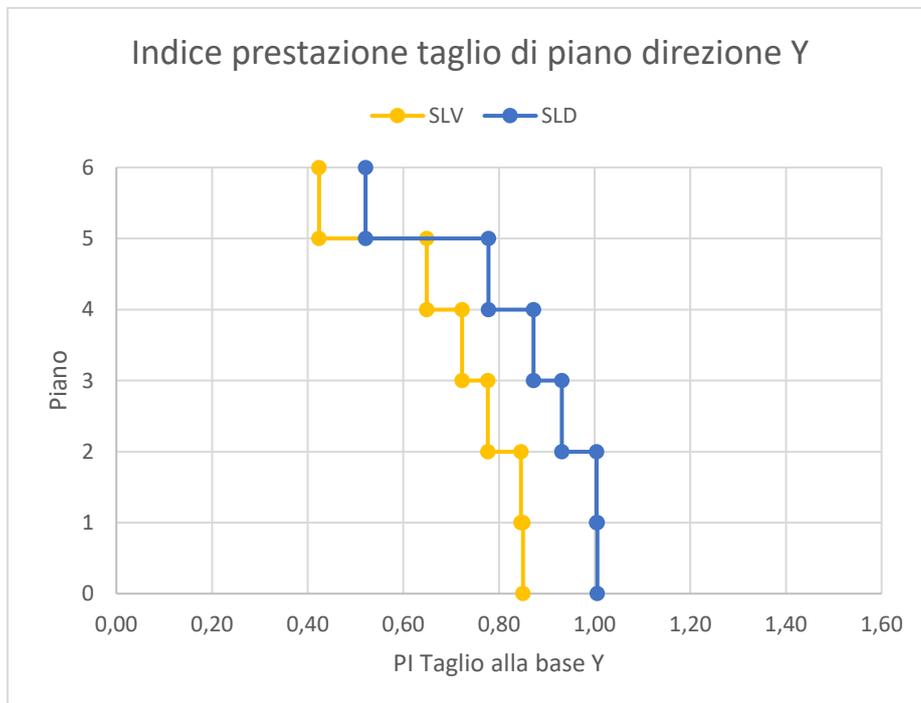


Figura 59. Indice di prestazione taglio di piano direzione Y

Come detto prima l'andamento del taglio di piano per ciascuna direzione è analogo rispetto ai due stati limite considerati e quindi la stessa osservazione vale per gli indici di prestazione.

In Figura 58 si può notare come l'andamento dell'indice di prestazione del taglio di piano in direzione X sia inizialmente decrescente con l'elevazione, fino al 2° piano, e successivamente crescente, fino ad arrivare alla particolarità dell'ultimo piano dove risulta maggiore di 1 per via dell'aumento del taglio su tale livello spiegato in precedenza. In generale, escluso l'ultimo piano, l'indice di prestazione assume, per SLD e SLV, dei valori simili compresi tra 0,40 e 0,55; ciò significa che il livello di sollecitazione risulta essere approssimativamente dimezzato per ciascun piano.

In Figura 59 si può notare invece come l'andamento dell'indice di prestazione del taglio di piano in direzione Y sia decrescente con l'elevazione della struttura; in tale direzione l'esoscheletro risulta maggiormente efficiente ai piani alti, dove l'indice assume dei valori pari alla metà di quelli che assume ai piani bassi.

Inoltre, si può osservare come l'indice di prestazione assuma dei valori inferiori nel caso di SLV rispetto a SLD, nel quale ai piani bassi il livello di sollecitazione sulla struttura primaria rimane circa invariato; l'esoscheletro risulta quindi più efficiente per lo stato limite di salvaguardia della vita. Per SLD l'indice di prestazione assume dei valori compresi tra 1,00 (piani bassi) e 0,52 (piani alti), mentre per SLV assume dei valori compresi tra 0,85 (piani bassi) e 0,42 (piani alti).

Visto il comportamento diverso nelle due direzioni e la notevole influenza dei setti descritta in precedenza, si intende effettuare un approfondimento per valutare meglio la sollecitazione agente sui due gruppi di elementi verticali, pilastri e setti, e come questa si riduce se valutata non complessivamente ma singolarmente per le due tipologie.

L'obiettivo principale è osservare la riduzione di sollecitazione in direzione Y sui pilastri, in quanto, visto l'elevato contributo dei setti in tale direzione, tale diminuzione considerata singolarmente potrebbe essere più significativa di quella globale.

Infatti, l'indice di prestazione calcolato sui soli pilastri potrebbe essere inferiore a quello calcolato sui soli setti; tale condizione consentirebbe di apprezzare maggiormente l'efficacia dell'esoscheletro in direzione Y, in quanto esso scaricherebbe maggiormente i pilastri, i quali sono generalmente più sensibili e meno resistenti dei setti.

Il procedimento seguito è lo stesso utilizzato in precedenza per la determinazione del taglio di piano complessivo; sono quindi stati creati per ogni piano due gruppi separati, uno che include i soli pilastri ed uno che include i soli setti.

Quindi per ogni piano sono state create due *Section Cuts*, una facente riferimento al corrispondente gruppo dei pilastri ed una al corrispondente gruppo dei setti; ciascuna di esse consente di determinare il taglio di piano agente sui pilastri e sui setti, valutato prima nel caso di struttura non controllata e poi nel caso di struttura con esoscheletro.

Siccome si è visto in precedenza che l'andamento dei valori per i due stati limite è pressoché analogo, il confronto viene effettuato sul solo caso di SLV che presenta un livello di sollecitazione maggiore.

I valori del taglio di piano singolarmente agente sui pilastri e sui setti sono riportati in Tabella 31 e Tabella 32, rispettivamente per il caso di struttura non controllata e struttura con esoscheletro. Per non appesantire la notazione non si riporta il taglio di piano agente sull'esoscheletro, il cui valore è lo stesso delle analisi precedenti ma non interessante per eseguire questo confronto.

Tabella 31. Taglio di piano sui pilastri e sui setti struttura non controllata

Sisma SLV					
Taglio di Piano Struttura Non Controllata					
		T_{X,NC} [kN]		T_{Y,NC} [kN]	
Piano	Pilastri	Setti	Pilastri	Setti	
0	1029,9	299,5	371,1	2162,6	
1	1030,3	230,5	92,5	2391,3	
2	915,4	202,1	86,8	2224,6	
3	783,8	161,9	107,4	1877,8	
4	600,1	100,0	89,4	1145,7	
5	352,0	81,4	176,8	574,0	

Tabella 32. Taglio di piano sui pilastri e sui setti struttura primaria con esoscheletro

Sisma SLV				
Taglio di Piano Struttura Primaria con Esoscheletro				
Piano	$T_{X,NC}$ [kN]		$T_{Y,NC}$ [kN]	
	Pilastri	Setti	Pilastri	Setti
0	532,3	159,9	287,1	1858,9
1	484,3	109,1	68,7	2030,6
2	375,6	69,7	59,2	1735,4
3	396,4	76,3	68,3	1364,4
4	337,7	43,9	53,7	735,2
5	429,1	101,3	98,2	238,4

Si è quindi determinando l'indice di prestazione per le due tipologie di elementi e per le due direzioni, per confrontarne i valori e l'andamento con l'indice di prestazione valutato complessivamente sulle due tipologie di elementi (il cui andamento nelle due direzioni è stato mostrato in precedenza in Figura 58 e in Figura 59).

L'andamento dell'indice di prestazione del taglio di piano sui pilastri e sui setti è mostrato in Figura 60 e in Figura 61, rispettivamente per la direzione X e la direzione Y.

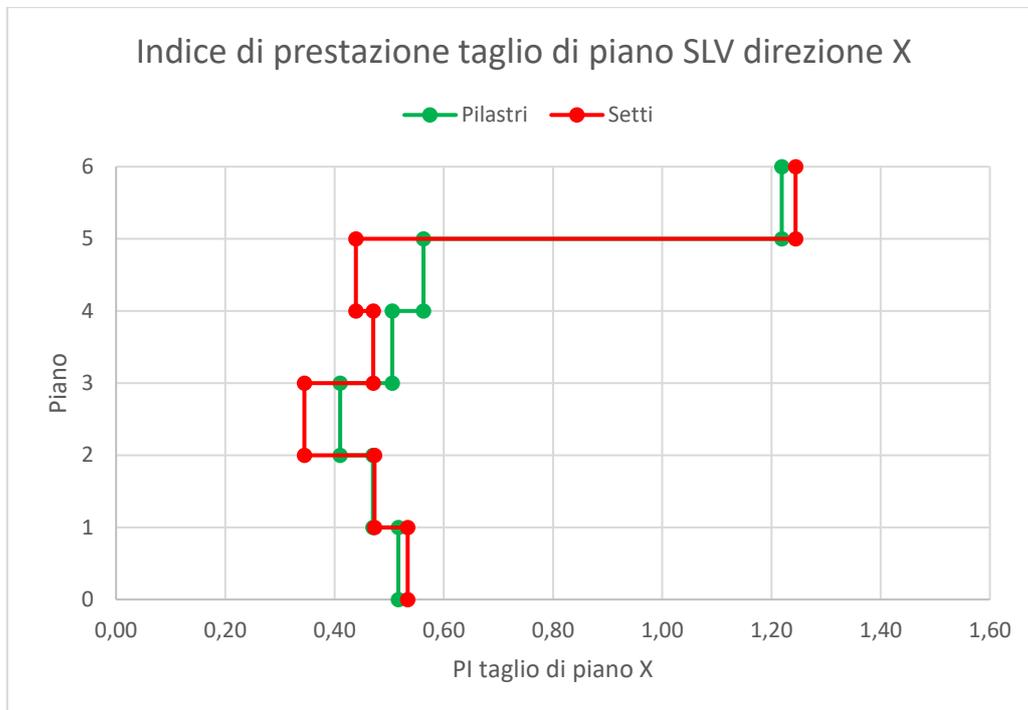


Figura 60. Indice di prestazione taglio di piano sui pilastri e sui setti SLV direzione X

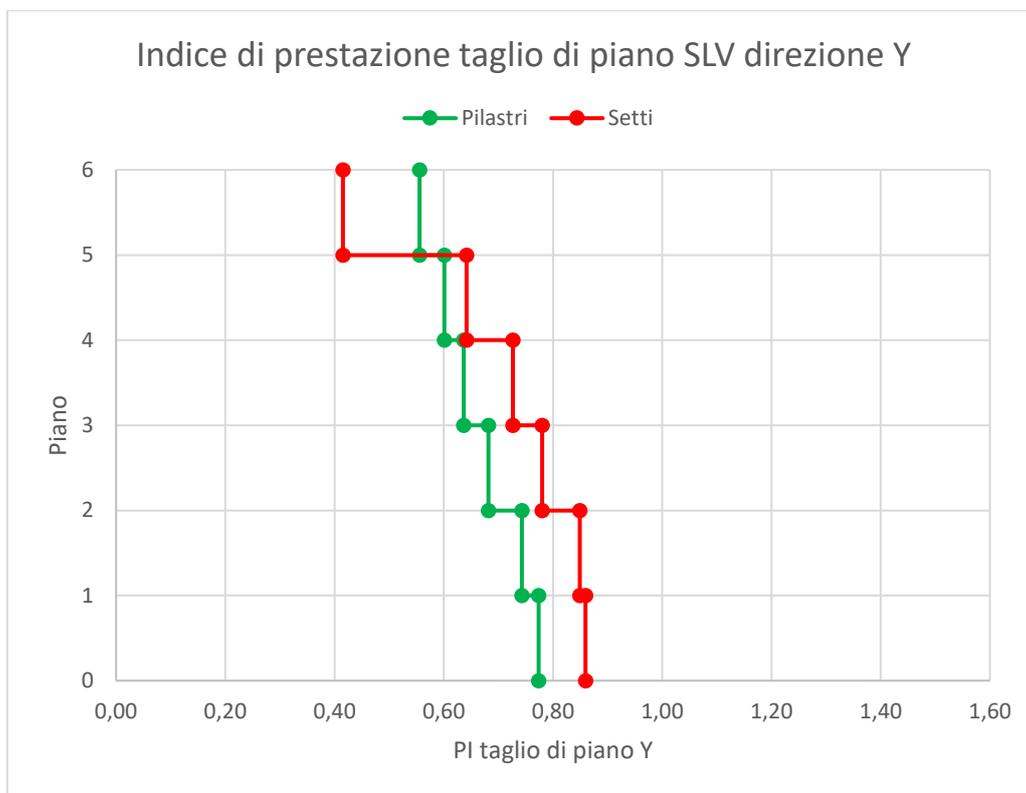


Figura 61. Indice di prestazione taglio di piano sui pilastri e sui setti SLV direzione Y

In generale si può osservare come gli indici di prestazione per il taglio di piano sui pilastri e sui setti presentino dei valori molto simili; in particolare per la direzione X i valori sulle due tipologie di elementi sono del tutto analoghi, eccetto al secondo ed al quarto piano, dove la riduzione è leggermente più efficace sui setti, fatto che risulta poco rilevante poiché i setti conferiscono la maggior parte del loro contributo non in questa direzione.

Invece per la direzione Y la riduzione di sollecitazione risulta più efficace (di circa 0,1) sui pilastri, eccetto all'ultimo piano dove avviene un'inversione di tale tendenza.

Inoltre, si può notare che l'andamento degli indici di prestazione singoli è analogo a quello degli stessi valutati complessivamente su tutti gli elementi del piano.

Si può quindi concludere che l'esoscheletro riesce a scaricare la struttura di una quantità percentuale analoga per i setti ed i pilastri in un'assegnata direzione. Una leggera discrepanza si può notare solamente nella direzione Y, ovvero quella in cui i setti sono resistenti, con una maggiore efficacia sui pilastri.

Infine si riporta in un grafico a barre il confronto tra struttura non controllata e struttura con esoscheletro del valore del taglio alla base nelle due direzioni X e Y, per i due stati

limite considerati SLD e SLV. In questo modo si intende mettere maggiormente in evidenza il livello di sollecitazione che interessa la struttura non controllata e poi la struttura primaria con esoscheletro, riferendosi al taglio alla base che è solitamente una delle grandezze più rappresentative quando si considera la risposta sismica.

I grafici a barre relativi al taglio alla base sono riportati in Figura 62, Figura 63, Figura 64 e Figura 65.

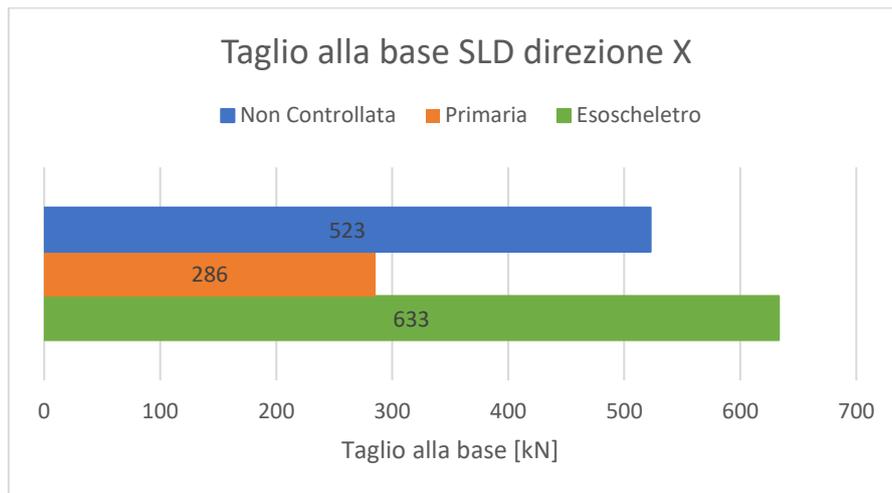


Figura 62. Confronto taglio alla base SLD direzione X

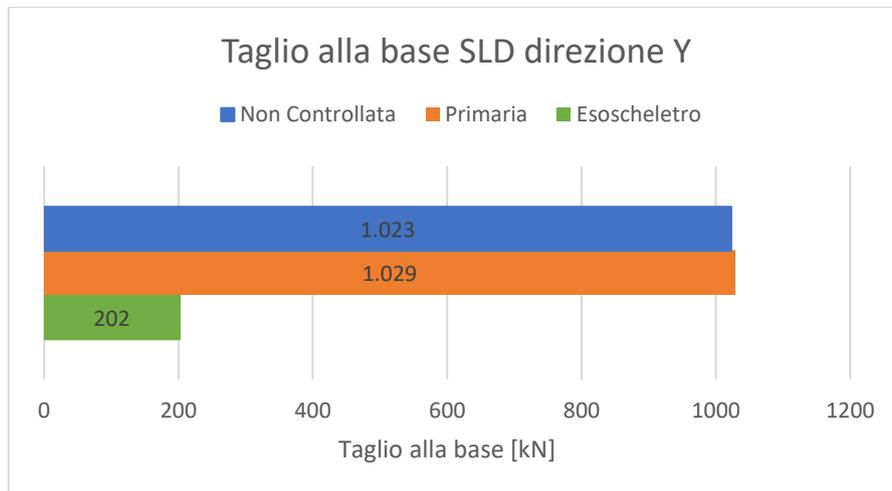


Figura 63. Confronto taglio alla base SLD direzione Y

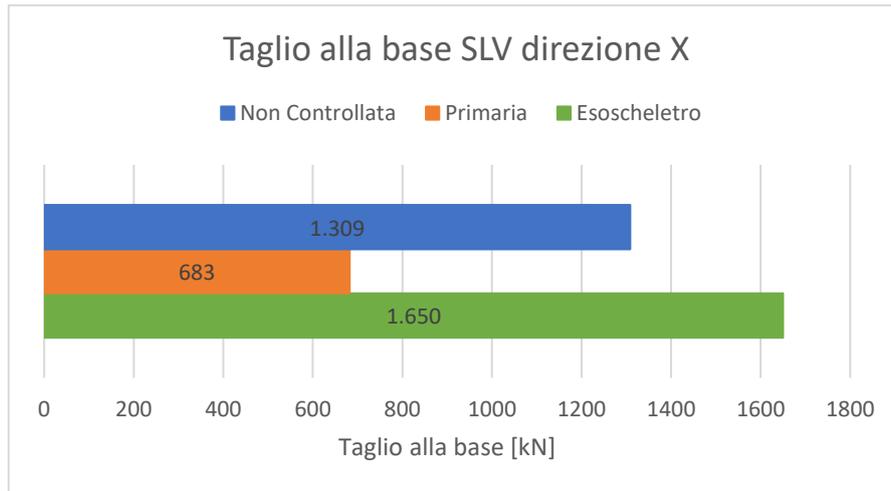


Figura 64. Confronto taglio alla base SLV direzione X

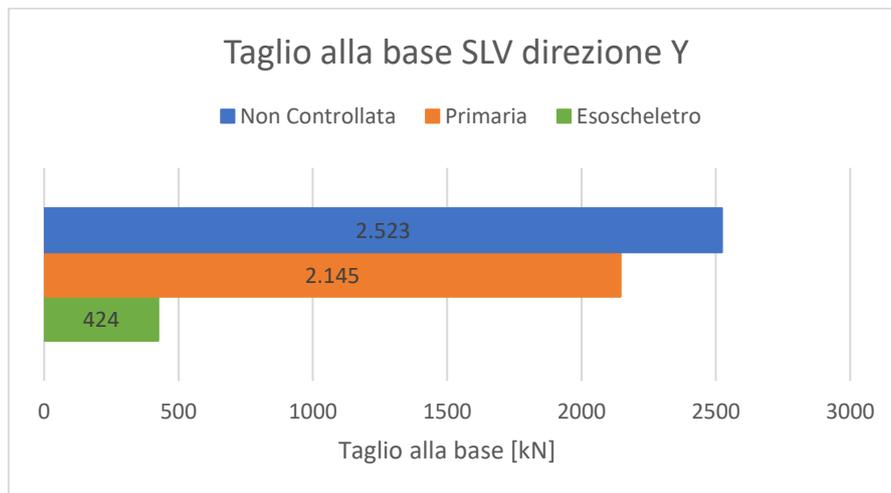


Figura 65. Confronto taglio alla base per SLV direzione Y

In Figura 62 e Figura 64 si può osservare graficamente come in direzione X, per entrambi gli stati limite considerati, la struttura primaria risulta essere sollecitata con dei valori di taglio alla base prossimi alla metà di quelli che caratterizzano la struttura non controllata. Invece l'esoscheletro raggiunge un livello di sollecitazione che è superiore a quello che spettava alla struttura non controllata.

Il grafico mette in evidenza che in questa direzione il notevole aumento di rigidità comporta una forza globale dovuta al sisma assai maggiore, che però in virtù del funzionamento in parallelo tra struttura primaria ed esoscheletro, viene ripartita in modo tale da scaricare la struttura primaria, migliorando così il livello di sicurezza della stessa.

In Figura 63 e Figura 65 invece si può osservare graficamente come in direzione Y il comportamento sia diverso per i due stati limite considerati.

Infatti, nel caso di SLD la struttura primaria risulta avere una sollecitazione di taglio alla base prossima a quella della struttura non controllata, mentre nel caso di SLV vi è una riduzione apprezzabile, seppur modesta. In entrambi i casi il taglio alla base che compete all'esoscheletro è circa il 20% di quello che spetta alla struttura primaria, segno di come siano ancora i setti a governare il problema della ripartizione dell'azione sismica.

In direzione Y quindi l'aumento di rigidità non è consistente e di conseguenza anche l'aumento della forza globale imposta dal sisma non è considerevole, tanto che la riduzione del taglio alla base sulla struttura primaria risulta apprezzabile solamente nel caso di SLV.

5.3.3 Verifiche combinazione sismica

Per quanto riguarda le verifiche, come fatto per la struttura non controllata al paragrafo 4.8.3, ci si concentra sui pilastri. Si intende osservare il rispetto delle verifiche su tali elementi una volta che è stato inserito l'esoscheletro, valutando quindi se l'intervento proposto presenta un livello di miglioramento oppure di adeguamento.

Analogamente al caso di struttura non controllata, si utilizza nel modello in *SAP2000* il comando Concrete Check of Structure, richiedendo la verifica della combinazione sismica con riferimento alla NTC08.

Come si attendeva, vista la riduzione di sollecitazione apportata sulla maggiorparte della struttura, si assiste ad un netto miglioramento del rispetto delle verifiche.

Introducendo l'esoscheletro l'80% dei pilastri della struttura primaria risultano verificati per la combinazione sismica; per il restante 20% dei pilastri la resistenza non adeguata riguarda la verifica a pressoflessione. Si osserva come i pilastri non verificati risultano essere appartenenti all'ultimo piano, oppure posti in adiacenza al setto. Entrambe le due tipologie di pilastri non verificati rappresentano condizioni particolari, in quanto i primi sono i pilastri per i quali si è osservato un aumento della sollecitazione in direzione X rispetto alla struttura non controllata, quindi la criticità è legata proprio alla sollecitazione sismica in direzione X. I secondi invece sono i pilastri posizionati contigualmente al setto, il quale essendo molto rigido in direzione Y va ad attirare le forze che poi riguardano

anche i pilastri, quindi la criticità per questa tipologia di pilastri è legata proprio alla sollecitazione sismica in direzione Y.

Si riporta in Figura 66 una color map della struttura, seppur risulti difficilmente leggibile per via della presenza dell'esoscheletro che parzialmente esclude la visione completa di tutti gli elementi della struttura primaria.

Nella color map i pilastri sono rappresentati con una scala di colori a seconda del rapporto di tensione dovuta sforzo normale e momento biassiale, ovvero il rapporto tra la sollecitazione di pressoflessione agente ed il limite previsto dal dominio di resistenza.

Si precisa che sono da osservare in essa solo i pilastri, in quanto gli altri elementi come le travi non sono stati considerati in questa fase e pertanto la loro colorazione non assume significato; gli elementi in blu fanno parte dell'esoscheletro.

In questo caso solo il 20% dei pilastri sono in colore rosso, a cui corrisponde un rapporto maggiore di 1 che evidenzia il mancato rispetto delle verifiche per tali elementi.

Per il restante 80% il colore indica un livello di tensione minore che implica il rispetto delle verifiche.

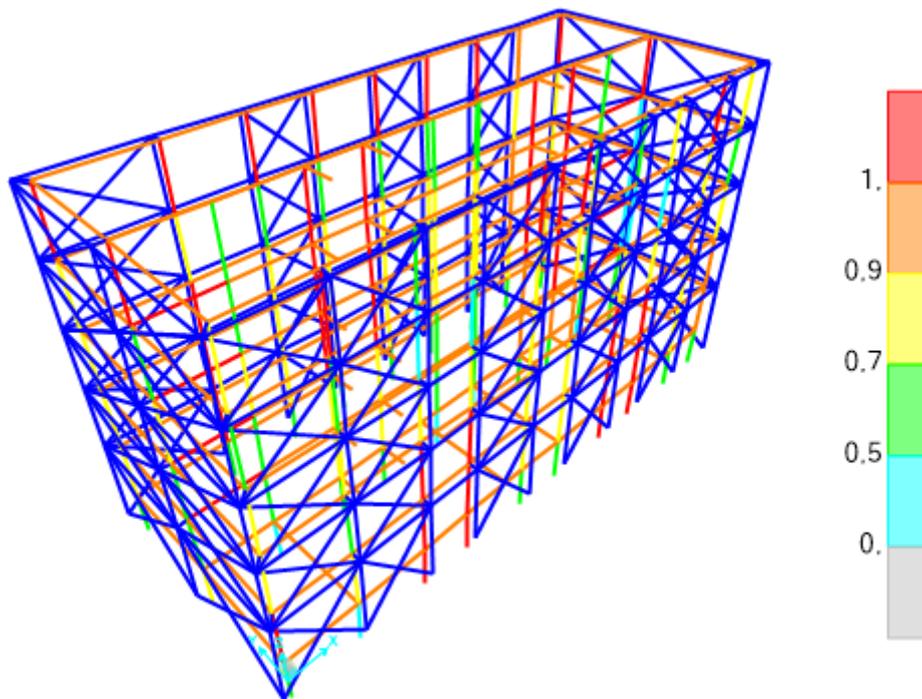


Figura 66. Color map verifiche combinazione sismica pilastri

Il risultato delle verifiche può quindi ritenersi complessivamente soddisfacente, fatta eccezione per le due tipologie di pilastri sopracitate per le motivazioni spiegate in precedenza.

Tale condizione è comunque assolutamente compatibile con interventi marginali di rinforzo locale sui pilastri in questione, che non pregiudicano in alcun modo l'efficacia complessiva della soluzione esoscheletro.

Un miglioramento potrebbe essere garantito quindi disponendo un quantitativo di armatura aggiuntivo su tali pilastri, oppure in alternativa si potrebbe variare il profilo dei diagonali dell'esoscheletro solo sul piano in cui si intende scaricare la struttura, in modo che la maggiore quantità di acciaio per la struttura esterna vada a sopperire la mancanza di armatura nei pilastri in cemento armato.

6. Retrofitting energetico

6.1 Descrizione e classificazione intervento

L'intervento che si intende effettuare prevede l'inserimento di un cappotto termico, da applicare esternamente all'esoscheletro in acciaio introdotto.

Procedendo dall'interno verso l'esterno della struttura esistente, oltre la muratura originaria si collocherà dapprima la struttura in acciaio addossata e controventata, quindi il cappotto termico.

Tale sequenza consente di evitare la formazione di un ponte termico legato alla presenza della struttura in acciaio in adiacenza alla struttura primaria, in quanto il cappotto termico avvolge totalmente l'intero edificio compreso l'esoscheletro in acciaio.

Quest'ordine consente di ottenere un migliore comportamento energetico dell'intero esoscheletro, in quanto i profili d'acciaio, posti internamente rispetto allo strato isolante del cappotto termico, non vanno a creare un ponte termico che sorgerebbe in prossimità della discontinuità tra strato isolante e struttura in acciaio disposti in ordine inverso, evitando così dispersioni che riducano la completa efficacia del cappotto termico.

Il materiale isolante scelto per il cappotto termico è la lana di roccia; l'intervento consiste quindi nell'applicazione di pannelli di tale materiale sull'intera superficie dell'involucro opaco. Più nel dettaglio la nuova stratigrafia della parete esterna, oltre alla muratura esistente descritta al paragrafo 4.9, presenterà procedendo dall'interno verso l'esterno uno strato considerato come intercapedine d'aria dello spessore di 20 cm, nel quale si collocano i profili in acciaio, e successivamente il pannello di materiale isolante.

Lo spessore dell'intercapedine d'aria è fisso ed assume il valore precedentemente indicato, che è pari alla dimensione dei massimi profili in acciaio inseriti, ovvero HEA200 per i pilastri e i diagonali dell'esoscheletro. In tale spessore una percentuale ridotta dello spazio è occupata dalle travi in acciaio, la cui influenza ai fini dei calcoli termici può ritenersi trascurabile.

Lo spessore del pannello in lana di roccia è invece da dimensionare, in modo tale da garantire il rispetto delle prescrizioni energetiche previste dalle normative.

A livello normativo, il riferimento è il D.M. 26 giugno 2015 “Applicazione delle metodologie di calcolo delle prestazioni energetiche e definizione delle prescrizioni e dei requisiti minimi degli edifici”.

In virtù della tipologia di intervento, l’interesse è rivolto alle implicazioni per l’involucro opaco e trasparente previste dal decreto, in particolare all’applicazione di prescrizioni e requisiti minimi in materia di prestazioni energetiche dei suddetti componenti.

Secondo la classificazione prevista dal decreto, l’intervento in oggetto appartiene alla tipologia “Ristrutturazione importante di secondo livello”, in quanto non prevede la ristrutturazione dell’impianto termico ed interessa l’involucro edilizio con un’incidenza superiore al 25% della superficie disperdente lorda dell’edificio.

In tali casi i requisiti di prestazione energetica che devono essere verificati riguardano le caratteristiche termo-fisiche dei soli componenti dell’involucro dell’edificio interessati dai lavori di riqualificazione energetica; inoltre il coefficiente globale di scambio termico per trasmissione H'_T deve essere determinato per l’intera porzione dell’involucro oggetto della ristrutturazione, comprensiva di tutti i componenti su cui si è intervenuti. Infine vi è una serie di prescrizioni comuni per tutti gli edifici.

Quindi, sottolineando nuovamente che la tipologia di intervento risulta una ristrutturazione importante di secondo livello nello specifico caratterizzata solamente da interventi sull’involucro, si riporta di seguito un riepilogo delle prescrizioni, dei requisiti minimi e delle verifiche da eseguire per l’intervento in oggetto:

- Coefficiente globale di scambio termico: $H'_T < H'_{T,lim}$ (Tab. 10 – App. A);
- Componenti involucro opaco: $U < U_{lim}$ (Tab. 1, 2, 3 – App. B);
- Componenti involucro trasparente: $U < U_{lim}$ (Tab. 4 – App. B);
- Componenti involucro trasparente con orientamento da Est a Ovest passando per Sud: $g_{gl+sh} < g_{gl+sh,lim}$ (Tab. 5 – App. B);
- Installazione di valvole termostatiche, ovvero di sistema di termoregolazione per singolo ambiente;
- Verifica prestazione igrometrica dei componenti involucro (UNI EN ISO 13788).

6.2 Progettazione cappotto termico e calcoli involucro esterno

6.2.1 Chiusure opache

Si intende ora progettare e definire le caratteristiche del cappotto termico; come detto in precedenza il materiale prescelto è la lana di roccia.

In commercio sono disponibili svariati modelli di materiale isolante e si prevede quindi l'applicazione di un pannello rigido in lana di roccia non rivestito a doppia intensità, specificatamente concepito per sistemi termoisolanti a cappotto.

Il principale criterio per la scelta della tipologia di materiale è stato il valore della conduttività, il quale è fondamentale per garantire adeguate prestazioni termiche e per la realizzazione di un involucro edilizio ad alta efficienza.

Infatti nelle specifiche del pannello prescelto la conduttività termica dichiarata, ovvero il valore di progetto, risulta essere pari a $\lambda_D = 0,035 \text{ W/mK}$.

Tale pannello inoltre presenta anche altri vantaggi quali la facilità e rapidità d'installazione, proprietà fonoisolanti, permeabilità al vapore, stabilità dimensionale e resistenza antincendio.

Dopo alcuni tentativi iniziali si è scelto di utilizzare un pannello di spessore $s = 12 \text{ cm}$, che consente di garantire il rispetto delle prescrizioni e dei requisiti minimi previsti.

A livello operativo si pone esternamente al cappotto uno strato di rasante con rete di armatura in fibra minerale, di spessore $0,4 \text{ cm}$, e una finitura superficiale di spessore $0,15 \text{ cm}$; entrambi questi materiali non sono computati ai fini del calcolo della resistenza termica visto lo spessore ridotto e il carattere di finitura esterna.

La stratigrafia della chiusura opaca verticale, procedendo dall'esterno verso l'interno, risulta essere costituita da:

1. pannello in lana di roccia, spessore 12 cm
2. intercapedine d'aria con profili in acciaio, spessore 20 cm ;
3. mattoni pieni paramano, spessore 12 cm ;
4. malta, spessore 2 cm ;
5. mattoni pieni, spessore 8 cm ;
6. intercapedine d'aria, spessore 6 cm ;

7. mattoni forati, spessore 10 cm;
8. intonaco interno, spessore 2 cm.

In merito al calcolo della resistenza termica, ovvero l'inverso della trasmittanza, lo strato nel quale si collocano i profili d'acciaio è considerato come un'intercapedine d'aria e calcolato secondo quanto previsto dalla UNI EN ISO 6949.

Una ridotta percentuale di tale strato è occupata dai profili in acciaio, che però non vengono conteggiati ai fini della valutazione della resistenza termica, in quanto non sono presenti per l'intero spessore ed il loro contributo è trascurabile rispetto a quello dell'intercapedine d'aria, che di per sé è di gran lunga inferiore a quello dello strato di isolante.

Anche la nuova stratigrafia è stata riportata sul software *Pan 7*, seguendo lo stesso procedimento indicato al paragrafo 4.9; in questo caso i riferimenti normativi utilizzati per i materiali sono la UNI EN ISO 6949 per le intercapedini d'aria, la UNI 10351 (prospetto 2) per il materiale isolante e la UNI TR 11552 per le caratteristiche termofisiche di tutti gli altri materiali.

Gli altri parametri impostati sul software sono la resistenza superficiale interna pari a $0,13 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$ e la resistenza superficiale esterna pari a $0,04 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$, ovvero i valori corrispondenti ai classici coefficienti di adduzione interna ed esterna, rispettivamente pari a $8 \text{ W}/\text{m}^2\text{K}$ e $23 \text{ W}/\text{m}^2\text{K}$.

Le proprietà geometriche e termo-fisiche della chiusura opaca verticale e lo schema grafico della stratigrafia della stessa sono sinteticamente mostrate rispettivamente in Tabella 33 ed in Figura 67, nelle quali gli strati seguono la numerazione precedentemente indicata. La nuova parete prevista assume complessivamente uno spessore di 72 cm.

In Tabella 33 gli strati seguono la numerazione precedentemente indicata e le loro proprietà sono descritte dalle seguenti grandezze: spessore s , densità ρ , conduttività λ , calore specifico c , massa superficiale M_S , resistenza termica R , diffusività a .

Tabella 33. Proprietà geometriche e termo-fisiche chiusura opaca verticale

	s [m]	ρ [kg/m ³]	λ [W/mK]	c [J/kgK]	Ms [kg/m ²]	R [m ² K/W]	a [m ² /Ms]
est						0,04	
1	0,12	100	0,035	1046,0	12,0	3,43	0,335
2	0,20	1	1,091	1004,2	0,2	0,18	0,000
3	0,12	1800	0,720	1000,0	216,0	0,17	0,400
4	0,02	2000	1,400	1000,0	40,0	0,01	0,700
5	0,08	1800	0,720	1000,0	144,0	0,11	0,400
6	0,06	1	0,327	1004,2	0,1	0,18	0,000
7	0,10	800	0,400	1000,0	80,0	0,25	0,500
8	0,02	1400	0,700	1000,0	28,0	0,03	0,500
int						0,13	

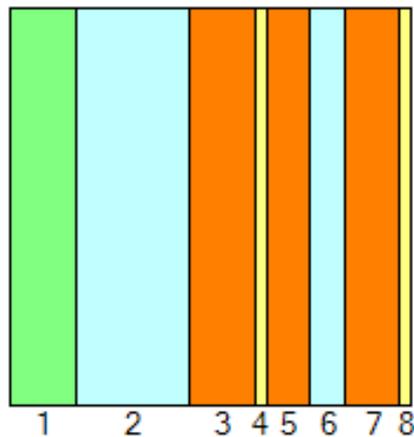


Figura 67. Schema stratigrafia parete opaca verticale con cappotto termico

Per la nuova stratigrafia prevista si ottiene, tramite l'analisi eseguita dal software, un valore di trasmittanza della chiusura opaca verticale pari a $U_{op} = 0,22 \text{ W/m}^2\text{K}$.

6.2.2 Chiusure trasparenti

Come già detto in precedenza, per le chiusure trasparenti, ovvero tutti gli infissi appartenenti all'involucro, si prevede un intervento di sostituzione, con il quale si introducono infissi ad alta efficienza che riescono a garantire elevate prestazioni energetica.

Tra i vari serramenti disponibili in commercio si è scelto di utilizzare per le finestre, incluse anche le porte-finestre per l'accesso ai balconi, un infisso dotato di doppio vetro con rivestimento basso emissivo e telaio in alluminio.

Per quanto riguarda la componente vetrosa, l'infisso è quindi costituito da un vetrocamera Pilkington 4/16/4 con rivestimento basso emissivo e con gas Argon; in questo modo la trasmittanza dichiarata del vetro è pari a $U_g = 1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Il valore più interessante è però la trasmittanza dell'intera finestra, che, con opportuni accorgimenti e dettagli costruttivi quali l'utilizzo di tre guarnizioni isolanti in gomma, risulta dichiarata pari a $U_w = 0,84 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Invece per quanto riguarda le porte, intese quelle d'ingresso e le porte-finestre che occupano le intere campate al piano terreno del prospetto NO, si prevede l'utilizzo di un infisso con un valore di trasmittanza più elevato rispetto alle finestre, vista la minore incidenza di tale categoria di infissi sulla superficie disperdente globale.

La scelta ricade sempre su un infisso dello stesso tipo delle finestre, quindi un doppio vetro 4/16/4 con rivestimento basso emissivo e con gas Argon, con il telaio in alluminio. In questo caso la trasmittanza dell'intero infisso è dichiarata pari a $U_w = 1,26 \text{ W/m}^2\text{K}$. Nel caso degli infissi per la verifica dei requisiti minimi è inoltre necessario determinare il valore del fattore di trasmissione solare totale g_{gl+sh} , che include il contributo della componente vetrosa e delle schermature mobili.

In questo caso il riferimento normativo per il procedimento di calcolo è la UNI EN ISO 52022-1, che consente di valutare con metodo semplificato la trasmittanza solare e luminosa dei dispositivi di protezione solare in combinazione con vetrate.

Come dispositivo di protezione si prevede l'utilizzo di una schermatura esterna, ovvero una tapparella avvolgibile. I casi di calcolo semplificati previsti riguardano tipologie di protezione solare parallele alla parte vetrata e con posizione esterna rispetto alla parte vetrata.

I dati in ingresso necessari per effettuare il calcolo sono:

- trasmittanza del vetro: $U_g = 1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$;
- trasmittanza solare del vetro $g_{gl,n} = 0,70$ per doppio vetro con rivestimento basso emissivo, secondo i valori di riferimento suggeriti dalla UNI EN ISO 52022-1;
- trasmittanza solare del dispositivo di protezione $\tau_{e,B} = 0,20$ per schermatura mediamente permeabile alla trasmissione luminosa (condizione intermedia supponendo la schermatura non completamente chiusa durante il suo utilizzo), secondo i valori di riferimento suggeriti dalla UNI EN ISO 52022-1;
- riflettanza solare del dispositivo di protezione $\rho_{e,B} = 0,40$ per schermatura considerata di colore pastello (condizione intermedia) e mediamente permeabile alla trasmissione luminosa, di riferimento suggeriti dalla UNI EN ISO 52022-1;

Va sottolineato come i risultati sono generalmente prudentziali ai fini dei calcoli del fabbisogno di raffrescamento e quindi sottostimano l'efficacia della schermatura; inoltre sia per la permeabilità alla trasmissione luminosa, sia per il colore della schermatura sono state scelti dei valori corrispondenti ad una condizione intermedia, in modo che il calcolo risulti cautelativo.

In questo caso il sistema di schermatura solare è disposto esternamente, per cui il fattore di trasmissione solare totale viene determinato con la seguente formula:

$$g_{gl,sh} = \tau_{e,B} \cdot g + \alpha_{e,B} \cdot \frac{G_{ext}}{G_2} + \tau_{e,B} \cdot (1 - g) \cdot \frac{G_{ext}}{G_1}$$

dove:

- $\alpha_{e,B} = 1 - \tau_{e,B} - \rho_{e,B} = 0,40$ è l'assorbimento del dispositivo di protezione;
- $G_1 = 5 \text{ W/m}^2\text{K}$ è la conduttanza liminare esterna del dispositivo di protezione;
- $G_2 = 10 \text{ W/m}^2\text{K}$ è la conduttanza del dispositivo di protezione;
- $G_{ext} = \left(\frac{1}{U_g} + \frac{1}{G_1} + \frac{1}{G_2} \right)^{-1} = 0,83 \text{ W/m}^2\text{K}$ è la trasmittanza termica complessiva del sistema vetrato + protezione + liminare esterno.

Con i precedenti dati si determina quindi un valore del fattore di trasmissione solare totale per il vetro e il dispositivo di protezione solare esterno pari a $g_{gl,sh} = 0,18$.

6.2.3 Superficie disperdente dell'involucro esterno

Si procede alla determinazione delle caratteristiche geometriche dell'involucro esterno, in quanto le superfici disperdenti opache e trasparenti verranno utilizzate nei calcoli per il rispetto delle prescrizioni e dei requisiti minimi. Per ognuno dei quattro prospetti dell'edificio si determina quindi l'area dei componenti opachi e l'area dei componenti trasparenti, analizzando per ogni parete la dimensione degli elementi che lo costituiscono. Sono note le dimensioni dell'edificio in pianta, considerate rispetto al filo esterno e pari a 30 m per il lato maggiore e 12 m per il lato minore, ed in elevazione, ovvero 17,5 m considerati a partire dalla quota del terreno al livello della copertura. Le aree complessive determinate per ogni parete sono mostrate in Tabella 34.

Tabella 34. Superficie complessiva delle pareti

Parete	Lato [m]	Altezza [m]	Superficie [m ²]
NO	30	17,5	525
NE	12	17,5	210
SO	30	17,5	525
SE	12	17,5	210

Quindi si procede per ogni parete alla determinazione della superficie trasparente, valutando le caratteristiche geometriche degli infissi presenti, e sottraendo tale valore alla superficie complessiva si ricava la superficie opaca. I risultati per ogni parete sono mostrati in Tabella 35, Tabella 36, Tabella 37 e Tabella 38.

Tabella 35. Superfici Parete SE

Tipo Infisso	Dimensioni [m]	Sup. [m ²]	Numero	Sup. totale [m ²]
Finestra	0,9 x 1,7	1,53	20	30,60
Finestra	0,6 x 2,1	1,26	18	22,68
Finestra	1,2 x 1,7	2,04	10	20,40
Porta	2,1 x 2,2	4,62	2	9,24
SUPERFICI COMPLESSIVE PARETE SE				
Superficie trasparente finestre [m²]				73,68
Superficie trasparente porte [m²]				9,24
Superficie trasparente totale [m²]				82,92
Superficie opaca totale [m²]				442,08

Tabella 36. Superfici Parete SO

Tipo Infisso	Dimensioni [m]	Sup [m²]	Numero	Sup totale [m²]
Finestra	0,9 x 1,7	1,53	5	7,65
Finestra	1,2 x 1,7	2,04	5	10,20
Finestra	1,2 x 1,7 + 0,6 x 2,6	3,60	5	18,00
SUPERFICI COMPLESSIVE PARETE SO				
Superficie trasparente finestre [m²]				35,85
Superficie trasparente porte [m²]				0,00
Superficie trasparente totale [m²]				35,85
Superficie opaca totale [m²]				174,15

Tabella 37. Superfici Parete NO

Tipo Infisso	Dimensioni [m]	Sup. [m²]	Numero	Sup. totale [m²]
Finestra	1,2 x 1,7	2,04	12	24,48
Finestra	1,2 x 1,7 + 2,6 x 0,6	3,60	16	57,60
Porta	3,0 x 4,25	12,75	3	38,25
Porta	3,3 x 4,25	14,03	3	42,09
Porta	3,6 x 4,25	15,30	1	15,30
SUPERFICI COMPLESSIVE PARETE NO				
Superficie trasparente finestre [m²]				82,08
Superficie trasparente porte [m²]				95,64
Superficie trasparente totale [m²]				177,72
Superficie opaca totale [m²]				347,28

Tabella 38. Superfici Parete NE

SUPERFICI COMPLESSIVE PARETE NE	
Superficie trasparente finestre [m²]	0,00
Superficie trasparente porte [m²]	0,00
Superficie trasparente totale [m²]	0,00
Superficie opaca totale [m²]	210,00

I dati complessivi delle superfici relative all'intero involucro esterno, ottenuti sommando i valori di ogni parete, sono riportati in Tabella 39.

Tabella 39. Superfici complessive involucro esterno

SUPERFICI COMPLESSIVE INVOLUCRO ESTERNO	
Superficie totale [m²]	1470
Superficie opaca totale [m²]	1173,5
Superficie trasparente totale [m²]	296,5
Superficie trasparente finestre [m²]	104,9
Superficie trasparente porte [m²]	191,6

6.2.4 Ponti termici

Per la verifica del rispetto delle prescrizioni e dei requisiti minimi previsti è necessario valutare i ponti termici presenti sui componenti oggetto di interesse, quindi sull'intero involucro esterno.

Essi costituiscono una discontinuità geometrica o di materiale dell'involucro edilizio, rappresentando un contributo ulteriore di energia dispersa per trasmissione, poiché in quel determinato tratto il flusso termico presenta una forma diversa.

Il riferimento normativo per la valutazione dello scambio di energia termica per trasmissione attraverso i ponti termici è la UNI/TS 11300, che prevede tra le opzioni l'utilizzo di atlanti dei ponti termici conformi alla UNI EN ISO 14683.

Si è scelto quindi di utilizzare l'"Atlante nazionale dei ponti termici" [Corrado et Al., 2011], che fornisce i valori di riferimento della trasmittanza termica lineica per le diverse tipologie di ponte termico che caratterizzano l'involucro, in funzione della geometria e dei parametri termo-fisici di quest'ultimo.

Per il calcolo di tali valori nell'atlante sono considerati assegnati e fissi alcuni dati di ingresso e delle condizioni al contorno, che risultano conformi a quelli utilizzati nei calcoli per l'edificio in oggetto. Si sottolinea inoltre come i valori di trasmittanza termica lineica utilizzati fanno riferimento a delle superfici disperdenti misurate sul filo esterno dell'involucro.

Si è proceduto dapprima all'individuazione delle varie tipologie di ponte termico presenti e quindi alla determinazione del corrispondente valore di trasmittanza termica lineica, in funzione delle variabili progettuali che caratterizzano il ponte termico, ovvero parametri

geometrici e termo-fisici che riguardano i componenti dell'involucro che determinano il ponte termico stesso.

Le tipologie di ponte termico e i rispettivi valori di trasmittanza termica lineica individuati sono riportati in Tabella 40.

Tabella 40. Classificazione ponti termici e determinazione trasmittanza termica lineica

Tipologia	Codice	Descrizione	Ψ [W/mK]
Parete - Copertura	R1	Giunto parete con isolamento esterno - copertura	0,34
Parete - Balcone	B1	Giunto parete con isolamento esterno- balcone	0,67
Intersezione Pareti	C1	Giunto tra due pareti con isolamento esterno (sporgente)	-0,12
Parete – Solaio interpiano	IF1	Giunto parete con isolamento esterno continuo – solaio interpiano	0,025
Parete – Solaio rialzato	GF9a	Giunto parete con isolamento esterno – solaio rialzato su ambiente non riscaldato (btr = 0,50)	0.3
Parete – Solaio rialzato	GF9b	Giunto parete con isolamento esterno continuo – solaio rialzato su ambiente non riscaldato (btr = 0,50)	0.08
Parete - Pilastro	P5	Giunto parete con isolamento esterno – pilastro isolamento esterno	0,02
Parete – Telaio infisso	W7	Giunto parete con isolamento esterno – telaio posto in mezzeria	0,34

6.2.5 Coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione

Il coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione per unità di superficie disperdente H'_T è un parametro che definisce in modo sintetico la qualità termica dell'involucro edilizio ed è espresso in W/m^2K . Siccome la tipologia di intervento è la ristrutturazione importante di secondo livello, tale parametro deve essere determinato per l'intera porzione dell'involucro oggetto dell'intervento, comprensiva di tutti i componenti su cui si è intervenuti; in questo caso sono interessati le chiusure opache verticali e le chiusure trasparenti verticali delle intere pareti esterne dell'edificio, per cui il coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione viene determinato tenendo conto delle quattro pareti che delimitano lateralmente l'involucro edilizio.

La formula per ricavare H'_T è la seguente:

$$H'_T = \frac{H_{tr,adj}}{\sum_k A_k}$$

nella quale:

- $H_{tr,adj}$ è il coefficiente globale di scambio termico per trasmissione dell'involucro, calcolato secondo la UNI TS 11300-1 ed espresso in W/K ;
- A_k è la superficie del k-esimo componente opaco o trasparente dell'involucro.

Il parametro $H_{tr,adj}$ è determinato sommando i singoli coefficienti di scambio termico per trasmissione diretto verso l'ambiente esterno H_D , verso il terreno H_G verso gli ambienti non climatizzati H_U , verso altre zone climatizzate a temperatura diversa H_A .

In questo caso ci si limita al contributo del solo coefficiente di scambio termico per trasmissione diretto verso l'esterno, siccome l'intervento riguarda solamente porzioni dell'involucro che separano l'ambiente climatizzato da quello esterno.

Per via di ciò il valore del coefficiente di scambio termico per trasmissione diretto verso l'ambiente esterno coincide quindi con il valore del singolo coefficiente di scambio termico per trasmissione diretto verso l'esterno, che è determinabile mediante la seguente formula:

$$H_{tr,adj} = H_D = \sum_i A_i \cdot U_i + \sum_k l_k \cdot \Psi_k$$

nella quale:

- A_i è l'area dell'elemento i-esimo dell'involucro edilizio, espressa in m ;
- U_i è la trasmittanza termica dell'elemento i-esimo dell'involucro edilizio, espressa in W/m^2K ;
- l_k è la lunghezza del ponte termico lineare k-esimo, espressa in m ;
- Ψ_k è trasmittanza termica lineica del ponte termico k-esimo, espressa in W/K ;

In sintesi, il parametro H'_T rappresenta quindi una sorta di trasmittanza termica media dell'involucro edilizio, pesata sulle aree comprensiva dell'effetto dei ponti termici.

Per il calcolo del primo addendo di $H_{tr,adj}$ si utilizzano i valori di trasmittanza ricavati ai paragrafi 6.3.1 e 6.3.2; invece per il calcolo del secondo addendo si utilizzano i valori di

trasmissione termica lineica ricavati al paragrafo 6.3.3, mentre sono da determinare la quantità e lunghezza di ogni tipologia di ponte termico, in base alla geometria dello stesso. Si ricorda che, in virtù dei valori di riferimento di Ψ_k utilizzati, i valori di l_k sono misurati sul filo esterno dell'involucro. I risultati di tale analisi più approfondita sui ponti termici, nella quale si procede direttamente al calcolo del contributo $l_k \cdot \Psi_k$ per il calcolo di H'_T sono mostrati in Tabella 41. In essa la colonna "Numero" indica la quantità di una certa tipologia di ponte termico presente nell'involucro e la casella "Ripartizione" indica l'introduzione di un coefficiente che consente di dimezzare il contributo del ponte termico quando esso appartiene a due porzioni distinte dell'involucro (ad esempio parete-copertura o parete-solaio rialzato).

Tabella 41. Valutazione contributo ponti termici per il calcolo di H'_T

Descrizione ponte termico	Codice	Ψ [W/mK]	L [m]	Num.	Ripart.	$\Psi \cdot L$ [W/K]
Parete - Copertura	R1	0,35	84	1	0,5	14,7
Parete – Balcone	B1	0,67	3,3	16	1	35,4
Intersezione Pareti	C1	-0,12	17,5	4	1	-8,40
Parete – Solaio interpiano	IF1	0,025	66,9	8	1	13,4
Parete – Solaio rialzato Prospetto NO	GF9a	0,3	30	0,5	0,5	4,5
Parete – Solaio rialzato Prospetti NE + SE + SO	GF9b	0,08	54	0,5	0,5	2,2
Parete - Pilastro	P5	0,02	17,5	25	1	8,8
Parete – Telaio infisso 0,9 m x 1,7 m	W7	0,34	5,2	25	1	44,0
Parete – Telaio infisso 0,6 m x 2,1 m	W7	0,34	5,4	18	1	33,0
Parete – Telaio infisso 1,2 m x 1,7 m	W7	0,34	5,8	27	1	53,2
Parete – Telaio infisso 2,1 m x 2,2 m	W7	0,34	6,4	2	1	4,4
Parete – Telaio infisso 1,2 m x 1,7 m + 0,6 m x 2,6 m	W7	0,34	8,8	21	1	62,8
Parete – Telaio infisso 3,0 m x 4,25 m	W7	0,34	11,5	3	1	11,7
Parete – Telaio infisso 3,3 m x 4,25 m	W7	0,34	11,8	3	1	12,0
Parete – Telaio infisso 3,6 m x 4,25 m	W7	0,34	12,1	1	1	4,1
TOT =						296,0

Invece i dati utilizzati per il calcolo del primo addendo di $H_{tr,adj}$ sono sinteticamente riportati in Tabella 42, nella quale si mostra per una certa tipologia di elemento la trasmittanza termica e l'area complessiva.

Tabella 42. Area e trasmittanza termica componenti involucro

Tipologia elemento	A [m ²]	U [W/m ² K]
Chiusure trasparenti verticali	1173,5	0,22
Chiusure trasparenti - Finestre	191,6	0,84
Chiusure trasparenti - Porte	104,9	1,26

Con i dati riportati in Tabella 41 e in Tabella 42 si può quindi procedere alla determinazione del coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione per unità di superficie disperdente, il quale risulta pari a $H'_T = 0,58 \text{ W/m}^2\text{K}$.

6.3 Prescrizioni, requisiti minimi e verifiche

Definito l'intervento di miglioramento energetico e determinati i parametri termo-fisici dei componenti oggetto di intervento, si è proceduto alla verifica delle prescrizioni e dei requisiti minimi previsti per la ristrutturazione importante di secondo livello eseguita, descritti in precedenza al paragrafo 6.1.

I valori limite dei parametri caratteristici degli elementi edilizi negli edifici esistenti sottoposti a riqualificazione energetica sono riportati nel DM 26 giugno 2015.

6.3.1 Chiusure opache

Dal DM 26 giugno 2015 riporta in Appendice B – Tabella 1 il valore della trasmittanza termica U massima delle strutture opache verticali verso l'esterno soggette a riqualificazione per la zona climatica E risulta essere pari a $U_{op,lim} = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$; tale valore limite della trasmittanza si considera comprensivo dell'effetto dei ponti termici.

Con l'inserimento del cappotto termico la nuova stratigrafia delle chiusure opache verticali presenta una trasmittanza calcolata in precedenza e pari a $U_{op} = 0,22 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Per considerare l'effetto dei ponti termici è necessario valutare per ognuna delle quattro pareti il numero di ponti termici presenti sulle stesse e quindi il loro contributo in termini di trasmittanza. Considerando quest'ultimo, si può determinare la trasmittanza della parete opaca incluso l'effetto dei ponti termici mediante la seguente formula:

$$U_{op}^* = U_{op} + \frac{\sum_i \Psi_i \cdot L_i}{A_{op}}$$

Nella pratica è necessario stabilire quanti e quali ponti termici insistono su una determinata parete, quindi per ciascuno di essi valutarne il contributo in termini di trasmittanza (per l'i-esimo ponte termico dividendo il prodotto $\Psi_i \cdot L_i$ per l'area della parete opaca A_{op}). Sommando tale contributo alla trasmittanza della parete opaca U_{op} , si ottiene il valore della trasmittanza totale dell'intera parete incluso l'effetto dei ponti termici U_{op}^* , con il quale si deve effettuare la verifica.

Partendo dai dati relativi ai ponti termici riportati in Tabella 41, si è osservato che, esclusa la parete sul prospetto NE, l'incidenza dei ponti termici nel calcolo di U_{op}^* è piuttosto elevata, tanto che il secondo addendo presenta un valore paragonabile a quello di U_{op} .

Questo significa che le perdite per trasmissione nei ponti termici sono rilevanti e tali da far sì che U_{op}^* non rispetti il valore limite previsto di trasmittanza per le chiusure opache.

Osservando per ciascuna tipologia di ponte termico i valori della trasmittanza lineica Ψ_i in Tabella 41, si nota come il contributo maggiore è legato ai ponti termici in corrispondenza di balconi e finestre; infatti l'unica parete su cui l'incidenza è ridotta è quella sul prospetto NE dove tali elementi sono del tutto assenti.

In una situazione del genere non è conveniente aumentare lo spessore isolante per diminuire ulteriormente U_{op} , ma si ritiene necessario prevedere degli interventi locali di correzione dei ponti termici, in modo da ridurre la loro trasmittanza lineica Ψ_i e quindi il loro contributo sulla trasmittanza totale della parete. Essendo il problema di tipo locale e concentrato in corrispondenza di precise tipologie di ponti termici questa strada è la più conveniente.

Per quanto riguarda il ponte termico in corrispondenza del balcone si potrebbe prevedere la disposizione dell'isolante in modo da ricoprire anche il balcone stesso, di fatto quasi annullando la trasmittanza lineica. Invece per la finestra si potrebbe prevedere il risvolto dell'isolante in modo tale da farlo arrivare fino in prossimità del telaio dell'infisso, diminuendo così la trasmittanza lineica e contenendo le dispersioni.

I valori di trasmittanza lineica per ponti termici corretti non sono però disponibili all'interno dell'atlante utilizzato, che si ricorda prevede dei valori tali da sovrastimare le perdite.

In questo caso sarebbe necessario valutare il loro contributo con un modello agli elementi finiti più accurato, ma tale analisi deve essere oggetto di particolare attenzione e va oltre il livello di dettaglio affrontato nel presente lavoro.

Quindi si può concludere osservando che nonostante l'introduzione di un elevato livello di isolamento su edifici esistenti, per il rispetto dei valori limite della trasmittanza può permanere una criticità legata al contributo dei ponti termici. Per sopperire a questa è necessario effettuare uno studio più approfondito dei ponti termici stessi e adottare dei particolari accorgimenti che consentano la loro correzione.

Si sottolinea infine come la trasmittanza della sola parete opaca, che assume un valore pari a $U_{op} = 0,22 \text{ W/m}^2\text{K}$, mantiene già di per sé un buon margine rispetto al valore limite previsto, ovvero $U_{op,lim} = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$. Questo significa che nel calcolo della trasmittanza totale della parete opaca U_{op}^* , il secondo addendo relativo all'effetto dei ponti termici può arrivare ad assumere un valore pari a circa il 25% del primo addendo U_{op} .

Si ritiene che una tale incidenza del contributo dei ponti termici rispetto alla trasmittanza della chiusura opaca è ragionevolmente raggiungibile con dei tradizionali accorgimenti per la correzione dei ponti termici, necessari per il rispetto del valore limite.

6.3.2 Chiusure trasparenti

Il DM 26 giugno 2015 riporta in Appendice B – Tabella 4 il valore della trasmittanza termica U massima delle chiusure trasparenti verso l'esterno soggette a riqualificazione, che per la zona climatica E risulta essere pari a $U_{w,lim} = 1,40 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Con l'intervento di sostituzione degli infissi realizzato, le chiusure trasparenti verticali presentano una trasmittanza determinata in precedenza al paragrafo 6.2.1 e che risulta pari a $U_w = 0,84 \text{ W/m}^2\text{K}$ per le finestre e $U_w = 1,26 \text{ W/m}^2\text{K}$ per le porte.

Il valore limite della trasmittanza per chiusure trasparenti verticali risulta dunque rispettato. Si riportano in seguito in sintesi i dati della verifica.

$$U_{w,1} = 0,84 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$U_{w,2} = 1,26 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$U_{w,1} < U_{w,lim}$$

$$U_{w,2} < U_{w,lim}$$

Sempre il DM 26 giugno 2015 riporta in Appendice A – Tabella 5 il valore del fattore di trasmissione solare totale g_{gl+sh} per componenti finestrati con orientamento da Est a Ovest passando per Sud, in presenza di una schermatura mobile; tale valore è lo stesso per tutte le zone climatiche e risulta essere pari a $g_{gl+sh,lim} = 0,35$.

Il fattore di trasmissione solare totale per le componenti finestrate oggetto d'intervento e i dispositivi di schermatura previsti descritto in precedenza è pari a $g_{gl+sh} = 0,18$.

Il valore limite del fattore di trasmissione solare totale risulta dunque rispettato.

Si riportano in seguito in sintesi i dati della verifica:

$$g_{gl+sh} = 0,18$$

$$g_{gl+sh,lim} = 0,35$$

$$g_{gl+sh} < g_{gl+sh,lim}$$

6.3.3 Coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione

Il DM 26 giugno 2015 riporta in Appendice A – Tabella 10 il valore massimo del coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione H'_T , il quale per una ristrutturazione importante di secondo livello per tutte le tipologie edilizie in zona climatica E risulta essere pari a $H'_{T,lim} = 0,65 \text{ W/m}^2\text{K}$.

L'involucro edilizio oggetto di intervento presenta un coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione determinato in precedenza al paragrafo 6.2.4 e che risulta pari a $H'_T = 0,58 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Si precisa come tale valore è stato calcolato utilizzando per i ponti termici i valori di trasmittanza termica lineica determinati in Tabella 41, i quali risultano ovviamente maggiori di quelli ottenibili in seguito alla correzione dei ponti termici. Quindi il calcolo di H'_T risulta cautelativo in quanto fornisce un valore superiore di quello che si ricaverebbe utilizzando i valori di trasmittanza termica lineica dei ponti termici corretti. Il valore limite del coefficiente medio globale di scambio termico per trasmissione dunque rispettato. Si riportano in seguito in sintesi i dati della verifica.

$$H'_T = 0,58 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$H'_{T,lim} = 0,65 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$H'_T < H'_{T,lim}$$

6.3.4. Verifica delle prestazioni igrometriche

Per quanto riguarda le prescrizioni comuni a tutti gli interventi, la verifica delle prestazioni UNI EN ISO 13788 richiede la verifica del rischio di formazione muffe e la verifica del rischio condensa interstiziale.

Entrambe le verifiche sono state effettuate tramite il software *Pan 7*, inserendo i dati climatici in funzione del sito in cui è posto l'edificio, e risultano soddisfatte, in quanto la resistenza termica della chiusura trasparente (ovvero l'inverso della trasmittanza) risulta superiore alla resistenza minima accettabile per entrambe le verifiche.

I dati relativi alla verifica delle prestazioni igrometriche sono riportati in Tabella 43.

Tabella 43. Dati verifica delle prestazioni igrometriche

	Rischio condensa interstiziale	Rischio formazione muffe
Mese critico	Gennaio	Novembre
Fattore di temperatura	0,529	0,725
Resistenza minima [m²K/W]	0,53	0,91
Resistenza elemento [m²K/W]	4,54	

Conclusioni

In questo lavoro di tesi è stato presentato lo studio della realizzazione di una struttura esoscheletro per il miglioramento del comportamento sismico e delle prestazioni energetiche di un edificio in cemento armato esistente. L'obiettivo della tesi è stato quello di valutare l'efficacia di tale soluzione integrata, osservando come gli aspetti relativi ai due ambiti, strutturale ed energetico, interagiscono nella progettazione dell'intervento.

Dopo aver introdotto il contesto ed il campo di applicazione, sono stati mostrati i concetti alla base dell'inquadramento teorico per la modellazione dinamica della struttura principale e della struttura esoscheletro, incluso il collegamento tra le due supposto rigido. Sono state analizzate la risposta sismica e le caratteristiche termofisiche di un edificio reale sito a Torino come caso studio. Successivamente è stato predisposto l'esoscheletro come sistema di controllo strutturale, dopo averne esaminato la configurazione e gli aspetti progettuali anche nell'ottica dell'intervento di miglioramento energetico.

Come per la struttura originaria è stata eseguita sulla struttura controllata un'analisi dinamica lineare per valutare le grandezze rappresentative della risposta sismica, quali spostamenti e tagli di piano.

Dalle analisi comparative effettuate si può affermare che l'applicazione di una struttura esterna in acciaio ha consentito di migliorare notevolmente la risposta sismica: l'esoscheletro infatti permette, assorbendo la sollecitazione, di scaricare la struttura primaria in cemento armato e riduce in maniera evidente gli spostamenti di piano.

In particolare l'analisi di un edificio reale, rispetto a edifici di riferimento teorici, ha messo in evidenza che l'esoscheletro risulta efficace in maniera differente nelle due direzioni principali, per via delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'edificio di partenza. È stato osservato infatti come la presenza di elementi molto rigidi in una direzione, quali i setti, limiti l'assorbimento di sollecitazione da parte dell'esoscheletro nella direzione stessa. Sono state eseguite delle verifiche per la combinazione sismica e l'80% dei pilastri risulta verificato nella configurazione con esoscheletro.

Si è quindi visto che, nonostante la risposta sismica complessiva della struttura risulti decisamente migliorata, possono permanere particolari situazioni in cui il solo esoscheletro non è sufficiente a raggiungere il livello di adeguamento; in questi casi si

potrebbero prevedere degli interventi minimali di rinforzo locale, che non pregiudicano l'efficacia globale dell'intero esoscheletro.

Infine è stato predisposto un cappotto termico e sono state studiate le caratteristiche termofisiche ed i parametri energetici dell'involucro edilizio, ovviamente migliorati e portati ad un livello tale da soddisfare le prescrizioni e i requisiti minimi delle norme.

Si riportano i risultati più significativi relativi alla riduzione della risposta sismica ottenuta (con riferimento all'azione sismica a SLV) e al miglioramento del comportamento energetico dell'involucro per la struttura controllata con l'esoscheletro:

- Indice di prestazione taglio alla base: 0,52 in direzione X, 0,85 in direzione Y;
- Indice di prestazione spostamento max: 0,57 in direzione X, 0,66 in direzione Y;
- Trasmittanza termica chiusura opaca verticale: $0,22 \text{ W/m}^2\text{K}$, riduzione 80%.

Le scelte progettuali condotte durante le varie fasi sono state effettuate nell'ottica del doppio obiettivo dell'intervento, quindi ai fini di una progettazione integrata. Si è messo in evidenza come la sinergia tra i due ambiti influenzi le decisioni a livello di geometria, materiali e tipologie d'intervento. L'involucro esterno è stato previsto in modo da inserire prima il rinforzo in acciaio e quindi il cappotto termico; tale soluzione consente di avvolgere completamente i profili in acciaio con lo strato di materiale isolante, garantendo un miglior aspetto estetico della costruzione, ma soprattutto un maggiore controllo dei ponti termici. La soluzione a doppia pelle così prevista risulta essere maggiormente adattiva, quindi compatibile con ulteriori interventi di miglioramento o eventuali modifiche che possono interessare la costruzione durante il suo ciclo vita.

Gli sviluppi futuri, relativamente all'ambito strutturale, possono riguardare lo studio dei parametri di progetto indipendenti che caratterizzano la risposta e l'introduzione di un sistema di collegamento più avanzato. Allo stesso tempo analisi più dettagliate a livello energetico possono evidenziare ulteriori interazioni e aspetti utili per la progettazione integrata, nell'ottica della quale possono essere incluse ulteriori funzioni architettoniche e tecnologiche per una riqualificazione ancora più completa.

Si può quindi concludere che lo studio di un caso reale ha dimostrato la fattibilità e l'efficacia dell'esoscheletro come intervento per il miglioramento sismico ed energetico di un edificio, rappresentando un'ottima soluzione per un processo di rigenerazione urbana integrata e sostenibile.

Bibliografia

- Belleri A., Marini A., 2016. *Does seismic risk affect the environmental impact of existing buildings?*, Energy and Buildings, 110, 149-158
- Bellini O. et al., 2018. *Sistemi a esoscheletro adattivo per la resilienza dell'ambiente costruito*, Techne, 15, 71-80
- Bruneau M. et al., 2003. *A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities.*, Earthquake Spectra, 19(4), 733-752
- Corrado V. et al., 2011. *Atlante nazionale dei ponti termici*, Edilclima
- Corrado V. et al., 2014. *Fascicolo sulla Tipologia Edilizia Italiana*, Politecnico di Torino - Dipartimento di Energia
- Corrado V., 2016. *Il nuovo Decreto Ministeriale sul calcolo della prestazione energetica e sui requisiti minimi*, Rockwool
- D.M. 14 Gennaio 2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*
- D.M 26 Giugno 2015. *Applicazione delle metodologie di calcolo delle prestazioni energetiche e definizione delle prescrizioni e dei requisiti minimi degli edifici*
- D.M. 17 Gennaio 2018. *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*
- Feroldi F. et al., 2014. *Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato energetico, architettonico e strutturale con soluzioni a doppio involucro a minimo impatto ambientale*, Progettazione Sismica, Vol. 5 N. 2
- Gattulli V. et al., 2013. *Damping performance of two simple oscillators coupled by a visco-elastic connection*, Journal of Sound and Vibration, 332(26), 6934-6948
- Genta G., 2009. *Vibration Dynamics and Control*, Springer, New York
- Gioiella L. et al., 2018. *Modal properties and seismic behaviour of buildings equipped with external dissipative pinned rocking braced frames*, Engineering Structures, 172, 807-819
- Housner G.W. et al., 1997. *Structural control: past, present and future*, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 123, 897-971
- Impollonia N., Palmeri A., 2018. *Seismic performance of buildings retrofitted with nonlinear viscous dampers and adjacent reaction towers*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1-23
- Lavan O., Abecassis D., 2015. *Seismic Behavior and Design of Wall-EDD-Frame Systems*, Frontiers in Built Environment, 1, 1-17

- Luco J., De Barros F., 1998. *Optimal damping between two adjacent elastic structures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27(7), 649-65
- Marini A. et al., 2017. *Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept*, European Journal of Environmental and Civil Engineering
- Marini A., 2017. *Il terremoto non è una questione di fortuna*, TEDx Talks, Brescia, Italia
- Martelli L., 2018. *L'esoscheletro come approccio metodologico per l'adeguamento sismico di costruzioni esistenti*, Politecnico di Torino
- Nakashima M. et al., 2014. *Earthquake engineering research needs in light of lessons learned from the 2011 Tohoku earthquake*, 13(1), 141-149
- Negro P. et al., 2015. *A roadmap for the improvement of earthquake resistance and eco-efficiency of existing buildings and cities*, Joint Research Centre, Ispra, November 26-27
- Parise G. et al., 2013. *Seismic qualification of electrical equipment in critical facilities*, 2013 IEEE Industry Applications Society Annual Meeting, IAS 2013, October 6-11, Lake Buena Vista, FL, USA
- Parise G. et al., 2014. *Criteria for the definition of the equipment seismic levels: Comparisons between USA and European codes*, IEEE Transactions on Industry Applications, 50(3), 2135-2141
- Reggio A. et al., 2018. *Feasibility and effectiveness of exoskeleton structures for seismic protection*, Procedia Structural Integrity, 9, 303-310
- Reggio A. et al., 2017. *Modellazione dinamica di esoscheletri per la protezione sismica di edifici esistenti*, XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", ANIDIS 2017, Settembre 17-21, Pistoia, Italia
- Saaed T. E. et al., 2015. *A state-of-the-art review of structural control systems*. Journal of Vibration and Control, 21(5), 919-937
- Scuderi G., 2015. *Adaptive building exoskeletons, a biomimetic model for the rehabilitation of social housing*, Archnet - IJAR International Journal of Architectural Research, Volume 9 - Issue 1, 134-143
- Spencer B.F., Nagarajaiah S., 2003. *State of the art of structural control*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 7, 845-856
- Trombetti T., Silvestri S., 2007. *Novel schemes for inserting seismic dampers in shear-type systems based upon the mass proportional component of the Rayleigh damping matrix*. Journal of Sound and Vibration, 302, 486-526.
- Tubaldi E., 2015. *Dynamic behavior of adjacent buildings connected by linear viscous/viscoelastic dampers*, Structural Control and Health Monitoring, 22, 1086-1102.

UNI EN ISO 13788:2013. *Prestazione igrotermica dei componenti e degli elementi per edilizia - Temperatura superficiale interna per evitare l'umidità superficiale critica e la condensazione interstiziale - Metodi di calcolo*

UNI/TS 11300-1:2014. *Prestazioni energetiche degli edifici - Parte 1: Determinazione del fabbisogno di energia termica dell'edificio per la climatizzazione estiva ed invernale*

UNI/TR 11552:2014. *Abaco delle strutture costituenti l'involucro opaco degli edifici – Parametri termofisici*

UNI EN ISO 52022-1:2018. *Metodo di calcolo semplificato delle caratteristiche luminose e solari per dispositivi di protezione solare in combinazione con vetrate*

UNI EN ISO 6946:2018. *Componenti ed elementi per edilizia - Resistenza termica e trasmittanza termica - Metodi di calcolo*

Ringraziamenti

Iniziando dalla parte accademica, desidero ringraziare il Prof. Ferro per avermi dato l'occasione di poter svolgere la tesi su un argomento innovativo e stimolante.

Ringrazio l'Ing. Reggio per il continuo supporto durante lo sviluppo del lavoro, per il tempo dedicatomi, la pazienza e i consigli che mi hanno consentito di svolgere con entusiasmo la tesi.

Ringrazio inoltre il Prof. Corrado e l'Arch. Restuccia per la disponibilità dimostrata.

Un ringraziamento speciale va a tutta la mia famiglia, a cui dedico questa tesi, in particolare ai miei genitori, che mi hanno consentito l'opportunità di studiare al Politecnico di Torino, non facendomi mancare nulla e sostenendomi con la loro presenza durante tutto il mio percorso.

Un grazie a mia Madre, che mi ha trasmesso il valore della dedizione, aiutandomi con la sua disponibilità, la sua cortesia ed il suo altruismo in ogni momento.

Un grazie a mio Padre, che mi ha trasmesso il valore dell'impegno, aiutandomi ad avere fiducia in me stesso e insegnandomi che bisogna crederci sempre, anche nei momenti più difficili.

Un grazie anche a mia sorella Arianna, con cui ho condiviso gran parte del mio percorso di studi a Torino, fonte per me d'ispirazione per la sua tenacia e la sua determinazione.

Infine voglio ringraziare gli amici compagni di corso: sono stati anni di grandi sacrifici, ma che portano con sé numerosi bei ricordi per i momenti trascorsi assieme.