Lucrezia Martelli

L’esoscheletro come approccio metodologico per l’adeguamento sismico di costruzioni esistenti

Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

a.a. 2017/2018

Relatore:

Prof. Ing. GIUSEPPE FERRO

Correlatore:

Ing. ANNA REGGIO

Candidato:

LUCREZIA MARTELLI

Politecnico di Torino

Dedico questa tesi a mio nonno, che non ha mai saputo che proprio grazie ai suoi cari treni ho iniziato a tracciare un percorso tutto nuovo.

Un pensiero speciale va a mia nonna, che rappresenta per me un esempio unico di tenacia e affetto.

Un grazie infinito ai miei pazienti genitori.

Ringrazio la famiglia che mi ha cresciuto, la famiglia di cuore del prezioso Patrik e la famiglia di amicizia della straordinaria Alice.

Ringrazio anche il Prof. Ferro e l'Ing. Reggio per la loro disponibilità e per la passione coinvolgente che hanno continuamente mostrato.

Sommario

Indice delle figure 4

Indice delle tabelle 10

Riassunto 12

Abstract 13

Introduzione 15

Capitolo 1 18

Aspetti normativi 18

1.1 Azioni sismiche 19

1.2 Criteri di progettazione e di modellazione 23

Capitolo 2 26

Inquadramento teorico 26

2.1 Collegamento rigido 29

2.2 Collegamento viscoelastico 34

2.3 Ricerche di letteratura sui metodi di collegamento 35

2.3.1 Smorzatore viscoelastico tra due oscillatori accoppiati secondo Gattulli et al. [13, 14] 36

2.3.2 Smorzatore ottimale di collegamento tra due strutture in parallelo secondo Zhu et al. [12] 38

Capitolo 3 42

Metodo di modellazione delle strutture 42

3.1 Strutture esterne 43

3.2 Procedimento d'analisi 46

Capitolo 4 49

Modello 3x3 49

4.1 Struttura primaria 49

4.2 Struttura primaria con esoscheletro distanziato 57

4.3 Struttura primaria con esoscheletro addossato 63

4.4 Struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 67

4.5 Struttura primaria con diagrid 71

4.6 Struttura primaria con pseudo-diagrid 76

4.7 Struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 80

4.8 Analisi dei risultati 84

4.8.1 Spostamenti di piano 84

4.8.2 Tagli alla base 87

Capitolo 5 91

Modello 5x3 91

5.1 Struttura primaria 92

5.2 Struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 100

5.3 Analisi dei risultati 105

5.3.1 Spostamenti di piano 106

5.3.2 Tagli alla base 108

Capitolo 6 111

Modello 7x3 111

6.1 Struttura primaria 112

6.2 Struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 120

6.3 Analisi dei risultati 126

6.3.1 Spostamenti di piano 126

6.3.2 Tagli alla base 129

Conclusioni 131

Sviluppi futuri 133

Allegati.....134

Bibliografia.....141

Indice delle figure

Figura 1 - Categorie di sottosuolo [10] 21
Figura 2 - Modellazione dinamica di una struttura non controllata 27
Figura 3 - Modellazione dinamica di una struttura controllata 27
Figura 4 - Risposta in spostamento al variare di α, struttura non controllata 30
Figura 5 - Risposta in accelerazione assoluta al variare di α, struttura non controllata 31
Figura 6 - Risposta in spostamento al variare di α, struttura controllata 32
Figura 7 - Risposta in accelerazione assoluta al variare di α, struttura controllata 32
Figura 8 - Indice prestazionale per gli spostamenti al variare di μ e α 33
Figura 9 - Strutture esterne per edifici alti [16] 43
Figura 10 - Schematizzazione diagrid per un edificio a pianta rettangolare [17] 45
Figura 11 - Costruzione dell'IBM Building a Pittsburgh 46
Figura 12 - Spettri di progetto del sito scelto 48
Figura 13 - Parametri di pericolosità sismica del sito scelto 48
Figura 14 - Plinti di fondazione per la struttura primaria 49
Figura 15 - Vista xyz struttura primaria 3x3 50
Figura 16 - Spettri di progetto struttura primaria 3x3 51
Figura 17 - Masse modali SLD direzione x 52
Figura 18 - Masse modali SLD direzione y 53
Figura 19 - Masse modali SLV direzione x 53
Figura 20 - Masse modali SLV direzione y 54
Figura 21 - Deformate modali struttura primaria 3x3 55
Figura 22 - Deformata modo 3 struttura primaria 3x3 55
Figura 23 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria 3x3 direzione x 56
Figura 24 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria 3x3 57
Figura 25 - Plinti di fondazione per l'esoscheletro 58
Figura 26 - Vista xyz struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 59
Figura 27 - Spettri di progetto struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 59
Figura 28 - Deformate modali struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 60

Figura 29 - Deformata modo 3 struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 . 60
Figura 30 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 direzione x 61
Figura 31 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 62
Figura 32 - Nodo d'angolo e nodo in mezzeria di un lato 63
Figura 33 - Vista xyz struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3 64
Figura 34 - Spettri di progetto struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3 ... 64
Figura 35 - Deformate modali struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3 ... 65
Figura 36 - Deformata modo 3 struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3 .. 65
Figura 37 -Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3 66
Figura 38 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3 67
Figura 39 - Vista xyz struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3 68
Figura 40 - Spettri di progetto struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3 68
Figura 41 -Deformate modali struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3 69
Figura 42 - Deformata modo 3 struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3 69
Figura 43 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3 70
Figura 44 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3 71
Figura 45 - Vista xyz struttura primaria con diagrid 3x3 73
Figura 46 - Spettri di progetto struttura primaria con diagrid 3x3 73
Figura 47 - Deformate modali struttura primaria con diagrid 3x3 74
Figura 48 - Deformata modo 3 struttura primaria con diagrid 3x3 74
Figura 49 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con diagrid 3x3 75
Figura 50 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con diagrid 3x3 76

Figura 51 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3 77
Figura 52 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3 77
Figura 53 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3 78
Figura 54 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3 78
Figura 55 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3 79
Figura 56 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3 79
Figura 57 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3 80
Figura 58 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3 81
Figura 59 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3 81
Figura 60 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3 82
Figura 61 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3 82
Figura 62 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3 83
Figura 63 - Spostamenti di piano dei modelli 3x3 85
Figura 64 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 1, 3x3 86
Figura 65 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 2, 3x3 86
Figura 66 - Drift di piano normalizzati dei modelli 3x3 87
Figura 67 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 1 SLD, 3x3 88
Figura 68 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 1 SLV, 3x3 89
Figura 69 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLD, 3x3 89
Figura 70 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLV, 3x3 90
Figura 71 - Vista xyz struttura primaria 5x3 92
Figura 72 - Spettri di progetto struttura primaria 5x3 92
Figura 73 - Masse modali SLD direzione x 93
Figura 74 - Masse modali SLV direzione x 94
Figura 75 - Masse modali SLD direzione y 95
Figura 76 - Masse modali SLV direzione y 96
Figura 77 - Deformate modali struttura primaria 5x3 96
Figura 78 - Deformata modo 3 struttura primaria 5x3 97
Figura 79 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria 5x3 97

Figura 80 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria 5x3 98
Figura 81 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria 5x3 99
Figura 82 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria 5x3 100
Figura 83 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 101
Figura 84 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 ... 101
Figura 85 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 102
Figura 86 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 .. 102
Figura 87 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 103
Figura 88 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 103
Figura 89 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 104
Figura 90 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 105
Figura 91 - Spostamenti di piano dei modelli 5x3 106
Figura 92 - Drift di piano normalizzati dei modelli 5x3 107
Figura 93 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 2, 5x3 108
Figura 94 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLD direzione x, 5x3 109
Figura 95 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLV direzione x, 5x3 109
Figura 96 - Vista xyz struttura primaria 7x3 112
Figura 97 - Spettri di progetto struttura primaria 7x3 112
Figura 98 - Masse modali SLD direzione x 113
Figura 99 - Masse modali SLV direzione x 114
Figura 100 - Masse modali SLD direzione y 115
Figura 101 - Masse modali SLV direzione y 116
Figura 102 - Deformate modali struttura primaria 7x3 116
Figura 103 - Deformata modo 3 struttura primaria 7x3 117
Figura 104 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria 7x3 117
Figura 105 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria 7x3 118
Figura 106 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria 7x3 119
Figura 107 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria 7x3 120

Figura 108 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 121
Figura 109 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 .121
Figura 110 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3..122
Figura 111 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 122
Figura 112 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 123
Figura 113 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 123
Figura 114 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 125
Figura 115 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 125
Figura 116 - Spostamenti di piano dei modelli 7x3 127
Figura 117 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 2, 7x3.....127
Figura 118 - Drift di piano normalizzati dei modelli 7x3.....128
Figura 119 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLD direzione x, 7x3 129
Figura 120 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLV direzione x, 7x3 130
Figura 121 - Periodi di vibrazione struttura primaria 3x3.....134
Figura 122 - Periodi di vibrazione struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 135
Figura 123 - Periodi di vibrazione struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3 135
Figura 124 - Periodi di vibrazione struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3.....136
Figura 125 - Periodi di vibrazione struttura primaria con diagrid 3x3.....136
Figura 126 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3 137
Figura 127 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3 137
Figura 128 - Periodi di vibrazione struttura primaria 5x3.....138
Figura 129 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3 138
Figura 130 - Periodi di vibrazione struttura primaria 7x3.....139

Figura 131 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3 139

Indice delle tabelle

Tabella 1 - Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato [10] 20

Tabella 2 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere [10] 20

Tabella 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U [10] 21

Riassunto

La presente tesi è nata dall'intenzione di ideare delle soluzioni applicabili a quelle costruzioni esistenti di ridotto sviluppo verticale la cui risposta ad un terremoto risultasse inadeguata.

Per fare ciò sono stati dapprima consultati alcuni studi di letteratura che fornissero le basi teoriche su cui fondare la ricerca, quindi una struttura shear type con tre pilastri per lato e di quattro piani in altezza, regolare e simmetrica, è stata utilizzata come riferimento per la modellazione di più strutture esterne ad essa congiunte mediante un collegamento rigido. Si sono introdotti tre tipi di esoscheletro d'acciaio ed altrettanti involucri reticolari, per i quali è stata effettuata un'analisi dinamica lineare agli stati limite di danno e di salvaguardia della vita. I risultati hanno fornito delle informazioni utili riguardanti i modi di vibrazione e le relative masse partecipanti, nonché gli spostamenti di piano e le sollecitazioni di taglio alla base; hanno altresì permesso di selezionare la struttura esterna più performante, ovvero quella che riuscisse a ridurre maggiormente gli spostamenti subiti ad ogni livello e per la quale la forza sismica totale nelle direzioni parallele agli assi x e y fosse inferiore a quella dell'edificio primario. Si è scelta la configurazione caratterizzata da un diagrid provvisto di pilastri verticali e lo si è applicato a due casi di dimensioni maggiori, costituiti da cinque e sette colonne in direzione x.

Per ognuno dei tre modelli di riferimento si sono effettuati dei confronti, tra la struttura controllata e quella non controllata, finalizzati a individuare il diverso comportamento che esse mostravano sotto l'azione sismica.

Abstract

This thesis aims at designing solutions that can be used to low existing buildings whose seismic performance is inappropriate to endure it.

Firstly, some works taken from specialist literature have been looked at in order to provide the right starting points for a theoretical research, then a regular and symmetrical four stories-shear type structure made up of three pillars along each side has been used as reference to shape multiple external structures connected with a rigid link. Three steel exoskeleton models as much as braced tubes have been introduced and they have been subjected to a linear dynamic analysis referring to damage limit state and life safety limit state. Outputs gave useful information to acknowledge vibrational modes and the respective mass involved, as well as storey displacements or base shear; moreover, they helped find the most efficient structure which could reduce the displacements each storey has to undergo, but also the one whose total earthquake force acting along the two planar directions was smaller than the same force of the starting building. A diagrid structure with columns that have been arranged where concrete pillars stood was the chosen solution; this was employed to study two other buildings of larger size which consisted of five and seven columns along the x axis.

Structures with outer framework and those without it have been compared for each geometrical model so that it could be possible to understand their typical behaviour after a seismic force was applied.

Introduzione

Il patrimonio immobiliare italiano conta una ricca varietà di stili e destinazioni d'uso diversi, accomunati però da un aspetto: la maggior parte degli edifici è di vecchia data. Da un'indagine di mercato condotta nel 2014 [1] risaltano immediatamente i dati riferiti alle abitazioni realizzate prima degli anni '70; esse sono oltre un terzo del totale e se si aggiungono quelle costruite nei sette anni successivi si supera la metà, con un valore che si attesta al 58,4%.
L'esito è significativo perché mostra la prevalenza di immobili privi di controlli sull'efficienza energetica, le cui norme sono state attuate nel 1977, nonché esenti da un'adeguata progettazione antisismica.

È proprio la vulnerabilità delle strutture ai terremoti un concetto di estrema importanza ed ha caratterizzato il Paese da secoli, nonostante sia emerso con forza soltanto negli ultimi anni in concomitanza di eventi sismici che hanno determinato gravi conseguenze alla popolazione e a beni di interesse storico-culturale.
Per questo motivo, l'obiettivo della presente tesi è la modellazione dinamica di una struttura esterna in acciaio per la protezione sismica di un edificio esistente realizzato in cemento armato. La predisposizione di un involucro antisismico esterno ad una costruzione in uso ha lo scopo di non apportare modifiche ad esso, soprattutto se si tratta di una struttura di primaria utilità che deve risultare sempre fruibile come una scuola o un ospedale, nonché di rendere l'insieme capace di resistere alle sollecitazioni di un terremoto grazie all'essenziale contributo dell'esoscheletro o del diagrid.
Perciò, la motivazione nasce dalla necessità di far acquisire un comportamento antisismico ad un edificio che fino a quel momento avrebbe mostrato una risposta eccessiva ed autodistruttiva alle sollecitazioni indotte dal terreno. È inoltre possibile risolvere il problema dell'esigenza di rinnovamento e di miglioramento dal punto di vista estetico ed energetico dando nuova vita ad una struttura prima inadeguata.

In ambito architettonico sono già presenti casi in cui una seconda facciata è stata progettata come riqualificazione di un immobile degradato, sia su piccola che su grande scala. L'attenzione si è concentrata prevalentemente sull'edilizia popolare

oppure, in ambito diametralmente opposto, sulle proprietà di grandi aziende o pubbliche amministrazioni in grado di mostrarsi come un esempio lampante dell'applicazione di tecniche di costruzione attente alla gestione degli sprechi energetici.

La pratica di "avvolgere" l'edificio esistente all'interno di una nuova struttura prende il nome di assorbimento, come riportato in un articolo di ricerca architettonica eseguita all'Università di Trento [2]. La loro idea è sorta dalla natura, per la precisione dall'esoscheletro degli insetti, che ha la capacità di adattarsi per reagire alle sollecitazioni e ai carichi a cui è sottoposto. Allo stesso modo, hanno pensato che in condizioni statiche l'edificio esterno possa risultare strutturalmente indipendente dalla struttura a cui è collegato, ma se sollecitato comincia ad assorbire l'energia di un sisma per poi dissiparla ed evitare il danneggiamento o il collasso dell'immobile.

Un approccio ragionato di questo tipo consente anche di ridurre la quantità di rifiuti da smaltire o di materiali da produrre, che si avrebbero nel caso del processo di demolizione e successiva ricostruzione [3]; esso aiuta persino ad allungare di altri 50 anni la vita utile di una struttura che li ha oramai esauriti. Alcuni studi si sono basati sulla selezione dello spostamento massimo sopportabile da parte dell'edificio, procedendo in seguito con la fase di predimensionamento dei dispositivi di collegamento, rigido o dissipativo, da introdurre tra i due elementi strutturali; così facendo è possibile effettuare la stima dei parametri di progetto caratterizzanti i dispositivi di dissipazione.

La garanzia di sostenibilità energetica è promossa da vari studi di architettura come il noto Permasteelisa Group [4] che vanta la realizzazione di facciate capaci di filtrare la luce solare ed immagazzinarla all'interno dell'edificio, ridurre l'inquinamento acustico ed impiegare materiali facilmente riciclabili il cui ciclo di produzione abbia comportato un ridotto utilizzo di energia. I progetti di cui si sono occupati e che prevedono delle facciate di questo genere sono molteplici, tra i quali spiccano il grattacielo Intesa Sanpaolo di Torino e il quartier generale della China Steel Corporation sull'isola di Taiwan.

Sebbene l'efficienza energetica e l'estetica siano di notevole pregio, il criterio di cui sono quasi sempre privi gli edifici con una doppia facciata è quello antisismico, che è

invece alla base dell'analisi svolta in questa tesi. Il tema è stato sviluppato anche dallo studio di ingegneria italiano Teleios, che si è distinto con un progetto di risanamento e adeguamento sismico mediante esoscheletro esterno di una struttura realizzata nei primi anni '70, in seguito degli eventi sismici che hanno colpito alcuni centri dell'Emilia-Romagna nel 2012; si tratta della Palazzina Uffici della Magneti Marelli S.p.a. in provincia di Bologna [5]. L'indagine ha avuto inizio a partire da prove geognostiche eseguite in sito e in laboratorio, poi è proseguita con la determinazione degli accelerogrammi e degli spettri di risposta riferiti al piano campagna. La peculiarità del progetto è racchiusa nella concezione strutturale, che si basa sul mantenere l'edificio esistente ad assolvere alla funzione statica per resistere unicamente ai carichi verticali mentre l'esoscheletro in acciaio assorbe le azioni orizzontali essendo completamente resistente al sisma. Esso è ideato nel rispetto della Gerarchia delle Resistenze fissata nel D.M. 2008 e dello Stato Limite di Danno (SLD) stabilendo uno spostamento d'interpiano massimo delle colonne esistenti rispetto a quello in elevazione. Tale struttura è costituita da tralicci tubolari di sezione circolare che dissipano in modo duplice: sia come un elemento intelaiato, sia come una struttura a controventi concentrici; il collegamento tra la palazzina originaria e l'esoscheletro è esplicato mediante cerniere o ancoraggi.

Capitolo 1

Aspetti normativi

Fonti storiche giunte fino all'epoca moderna hanno permesso di preservare la memoria di eventi sismici avvenuti secoli fa che l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha documentato, registrandone più di quattromila a partire dall'anno 1005 fino al 2014 [6]. Ad oggi, il peggiore avvenimento risale alla fine del XVII secolo ed accadde nella Sicilia sud-orientale con una magnitudo momento pari a 7.32; questa grandezza è direttamente correlata allo spostamento della sorgente del terremoto e alle dimensioni della faglia, perciò risulta la stima più accurata del sisma reale a cui si possa fare affidamento. Si assiste spesso alla ripetizione di terremoti laddove, in tempi più o meno recenti, essi avevano già colpito; quindi, anche per questo motivo risulta essenziale progettare delle strutture adeguate al contesto ambientale in cui saranno inserite seguendo attentamente la normativa vigente.

Nel corso dei decenni le norme sismiche si sono rinnovate in seguito alle conseguenze che i terremoti avevano prodotto nei confronti di persone e cose, per cercare di trovarsi in una condizione tale da poter rispondere più efficacemente ad una eventuale scossa futura. Il primo esempio fu il Regio Decreto del 1909 [7], che fu emanato dopo il sisma di Messina e Reggio Calabria dell'anno precedente; esso prescriveva la considerazione di forze orizzontali in aggiunta a quelle verticali agenti su un edificio, non quantificate, ma proporzionali ai pesi sostenuti. Il contributo più grande, però, fu l'identificazione di zone sismiche sul territorio nazionale, il cui elenco si aggiornerà periodicamente introducendo le località di volta in volta colpite da un terremoto. La vera svolta, tanto concettuale quanto pratica, è stata attuata nel 2003 attraverso un'Ordinanza del Consiglio dei Ministri che decretava tutto il Paese come sismico e, a differenza delle tre zone di suddivisione definite nel 1974, da quel momento se ne evidenziavano quattro con pericolosità decrescente. Ad oggi, la

Norma Tecnica delle Costruzioni di riferimento risale al 2008, ma presto verrà sostituita dal nuovo aggiornamento del 2018.

1.1 Azioni sismiche

Il progetto di una qualsiasi struttura deve sottostare alle regolazioni introdotte dalle norme, nelle quali si prendono in considerazione le azioni sismiche. Queste si basano sulla pericolosità del luogo in cui si intende realizzare un'opera, però non sono meno importanti i concetti di vulnerabilità e di esposizione: il rischio sismico è la combinazione dei tre fattori nominati [8]. Con il termine pericolosità sismica si intende "lo scuotimento del suolo atteso in un sito a causa di un terremoto" [9], perciò è correlata alla frequenza di accadimento futura in un dato territorio e in un certo periodo e viene descritta in funzione dell'accelerazione del suolo. La vulnerabilità di una struttura è la sua predisposizione al danneggiamento, mentre l'esposizione indica tutto quello che può essere colpito dall'evento tellurico come persone, beni culturali, servizi ed altro ancora. Si deduce facilmente che l'Italia presenta un rischio sismico alto.

L'analisi prevede il rispetto degli stati limite d'esercizio e ultimi che comprendono non soltanto gli elementi strutturali, ma anche quelli non strutturali (elementi architettonici, macchinari ed impianti, beni contenuti all'interno dell'edificio). Come descritto dal Decreto Ministeriale del 2008 [10], si parla di "Stato Limite di Operatività" (con sigla SLO) e di "Stato Limite di Danno" (indicato con SLD) per le condizioni di esercizio, mentre sono lo "Stato Limite di salvaguardia della Vita" (abbreviato con SLV) e lo "Stato Limite di prevenzione del Collasso" (SLC) i due stati limite ultimi.
Scendendo nel dettaglio, lo SLO afferma che tutta la struttura dopo il terremoto non deve essere caratterizzata da danni né interruzioni d'utilizzo gravi; nel caso dello SLD si ammettono dei danneggiamenti, ma tali da poter utilizzare subito l'edificio seppur con limitazioni nell'impiego di certe attrezzature. Le conseguenze negative aumentano nel considerare lo SLV, in cui si assiste a crolli e danni ingenti con una discreta capacità di resistere al collasso per azioni orizzontali; infine, la situazione

peggiore è quella dello SLC per il quale i danni e le rotture sono considerevoli, la sicurezza verso le azioni verticali è ridotta e quella nei confronti delle sollecitazioni orizzontali è minima.

A ciascuno degli stati limite sopra descritti la NTC 2008 associa la "probabilità di superamento nel periodo di riferimento" P_{V_R} allo scopo di determinarne l'azione sismica corrispondente:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 1 - Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato [10]

Con V_R si intende un intervallo di tempo di riferimento, di almeno 35 anni, che dipende dalla vita nominale di una struttura:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per spiegare i termini introdotti, il DM 2008 stabilisce una suddivisione degli edifici in tre macro-categorie in base alla tipologia e alla funzione che essi assumeranno; la scelta comporta l'assunzione del "numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata" [10]. Tale valore è chiamato appunto *vita nominale* e si indica con V_N, come riportato nella tabella seguente:

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 2 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere [10]

La norma riporta altresì che, "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", da I a IV con importanza e affollamento crescenti. Da ciò dipende il coefficiente d'uso C_U che varia come mostrato in tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U [10]

Per procedere alla caratterizzazione dell'azione sismica, la normativa prevede un metodo semplificato che consiste nel riconoscimento della categoria del sottosuolo dipendente dalla velocità di propagazione delle onde di taglio nei vari strati del terreno fino a 30 m di profondità dal piano campagna. Sono presenti anche delle classi topografiche semplificate che fanno riferimento a terreni generalmente bidimensionali.

Per poter determinare pienamente l'azione del terremoto è necessario conoscere la tipologia del terreno sottostante la struttura di interesse, qualora non fosse possibile svolgere delle analisi specifiche; la procedura semplificata è largamente diffusa e consta di cinque suddivisioni litologiche che sono riportate alla sezione §3.2.2 della normativa NTC 2008:

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 1 - Categorie di sottosuolo [10]

Si giunge quindi al moto sismico, che viene descritto da componenti traslazionali indipendenti tra loro che agiscono in direzione orizzontale, X e Y, e verticale Z. Esse sono rappresentabili tramite l'accelerazione massima al suolo, quella massima in superficie associata al loro spettro di risposta oppure con un accelerogramma. Si utilizza un solo spettro di risposta per le direzioni orizzontali o le due componenti di accelerazione, mentre la direzione verticale ha un proprio spettro e una specifica componente accelerometrica.
Tali azioni sono computate per le verifiche agli stati limite insieme agli altri tipi di sollecitazione, secondo la combinazione fornita dalla norma [10]:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \cdots$$

dove con *E* si indicano le sollecitazioni del terremoto, G_j sono le azioni permanenti che agiscono sempre durante la vita nominale di una struttura, *P* individua l'eventuale pretensione o precompressione; infine, con Q_j si intendono le azioni variabili di breve o lunga durata che sono moltiplicate per dei coefficienti correttivi ψ_{ij} che ne riducono l'entità, essendo poco probabile che queste sollecitazioni agiscano tutte insieme alla massima intensità.

In generale, una struttura sottoposta anche ad azioni sismiche deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio per essa stessa e per tutto ciò che da essa dipende, come le fondazioni, la porzione di sottosuolo interessata dalla costruzione e gli elementi non strutturali. Se non fossero disponibili informazioni ulteriori, si dovrebbe procedere alla verifica dello SLD e dello SLV rispettivamente nelle condizioni di esercizio e di stato limite ultimo; non rientrano però in questa categoria le opere con classe d'uso III e IV, che necessitano anche il controllo allo SLO per gli elementi non strutturali. Più precisamente, si deve appurare che "gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi". Si deve ancora controllare che "l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti

d'interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti per SLD" [10].

Un metodo di verifica degli stati limite è quello basato sugli accelerogrammi, che possono essere di tre tipi: naturali, artificiali o simulati. I primi derivano da registrazioni di sciami sismici accorsi in passato e reperibili mediante banche dati; i secondi sono ricavati da algoritmi, devono essere spettro-compatibili ed avere una durata di almeno 25 secondi; infine, quelli sintetici dipendono da simulazioni numeriche della sorgente del sisma e della propagazione dell'evento fino al luogo di interesse [11]. Ciascun accelerogramma descrive le tre componenti tra loro ortogonali, due sul piano orizzontale e quella verticale, dell'azione del terremoto [10].

1.2 Criteri di progettazione e di modellazione

Le componenti delle azioni sismiche, orizzontali e ortogonali tra loro, devono essere contrastate da sistemi strutturali che diano adeguata resistenza e rigidezza alla struttura, secondo la norma NTC 2008; il contributo verticale è preso in considerazione solo qualora si trattasse di elementi quasi del tutto orizzontali con luce maggiore di 20 m o per altre prescrizioni consultabili alla sezione §7.2.1. Se una costruzione sottoposta ad azioni sismiche fosse priva di dispositivi di dissipazione, allora dovrebbe essere progettata o secondo un "comportamento strutturale dissipativo" o non. Nel primo caso si intende una progettazione in condizioni ultime, per le quali la tipologia della struttura e le non linearità di materiale (talvolta anche quelle geometriche) sono influenti sugli effetti della combinazione delle azioni; al contrario, l'altro sistema lavora in condizioni di esercizio e non si riferisce al tipo di costruzione né generalmente alle non linearità. Un comportamento dissipativo può essere di classe alta "A" o bassa "B", per le quali la differenza sta nelle plasticizzazioni e si rispetta comunque la Gerarchia delle Resistenze; in altri termini, si impongono le dissipazioni energetiche in zone ben precise dette "critiche", localizzate in base allo schema strutturale scelto.

La normativa prevede delle caratteristiche generiche da attribuire alle opere, tra cui la regolarità in pianta e in elevazione (le cui condizioni sono elencate alla sezione

§7.2.2 del DM 2008), la distanza tra edifici vicini in modo da evitare il rischio di martellamento, l'altezza massima in funzione della tipologia strutturale e la moderazione di elevazione in base alla larghezza della strada sottostante.

Per quanto concerne un'analisi dinamica lineare, gli effetti che le azioni sismiche E_i hanno sull'edificio sono combinati secondo la relazione [10]:

$$1{,}00 \cdot E_x + 0{,}30 \cdot E_y + 0{,}30 \cdot E_z$$

in cui si alternano i coefficienti moltiplicativi per trovare la condizione più gravosa.

Inoltre, nel momento in cui si effettua la modellazione di una costruzione, essa deve venir rappresentata come tridimensionale e si devono specificare le distribuzioni delle masse, delle resistenze e delle rigidezze; le azioni agenti sono considerate mediante delle forze statico-equivalenti o con gli spettri di risposta, oppure attraverso degli accelerogrammi. Si procede quindi alla scelta del metodo di analisi, che può essere lineare o non lineare: la prima tipologia è valida per entrambi i comportamenti strutturali, mentre l'altra è impiegata per i sistemi dissipativi. Inoltre, si deve distinguere tra analisi statica o dinamica; un esempio di tipo lineare dinamico è l'analisi "modale con spettro di risposta", mentre si modella l'azione sismica per mezzo di accelerogrammi in termini non lineari procedendo con integrazioni delle equazioni del moto, se la struttura non è dissipativa. In quest'ultimo caso si utilizza uno spettro di progetto caratterizzato da un fattore di struttura q unitario [10]; esso è un parametro riduttivo che permette di descrivere tali spettri a partire da quelli di risposta elastici, ovvero i diagrammi che mostrano la variazione temporale delle accelerazioni o degli spostamenti ottenuta raccordandone i punti. La relazione che li lega è:

$$S_d(T) = S_e(T)/q$$

dove i pedici *d* ed *e* indicano rispettivamente la condizione di progetto e quella elastica, mentre T è il periodo espresso in secondi.
Mediante l'introduzione di q si progetta con uno spettro in cui le forze sismiche sono ridotte rispetto a quelle di normativa e permettono di assicurare una capacità plastica al sistema che prima non era garantita.

Per di più, non è da sottovalutare la possibilità che la struttura subisca spostamenti d'interpiano tali da causare la sua inagibilità temporanea; per ovviare a questo inconveniente, nel caso di un'analisi dinamica in condizioni sismiche allo stato limite di danno, la norma prescrive che essi siano minori del valore soglia stabilito e indicato mediante la relazione:

$$d_r < 0{,}005\ h$$

dove d_r è il drift d'interpiano, cioè la differenza tra lo spostamento di un piano e quello del solaio sottostante; h è l'altezza del piano [10].

In riferimento alla situazione in esame, si stabilisce una categoria del suolo di tipo C su cui si erige ognuna delle strutture progettate appartenenti alla Classe II (che prevede un normale affollamento dei locali) e con Vita Nominale $V_N \geq 50\ anni$. Nonostante sia stata assunta la città di Messina come sito d'interesse, nell'eseguire l'analisi dinamica lineare si trascura la componente verticale dell'azione sismica solo per il seguente motivo: si sta effettuando una ricerca teorica finalizzata alla realizzazione di una o più tipologie strutturali mai utilizzate finora per l'adeguamento sismico di costruzioni esistenti, quindi si immagina per semplicità che la costruzione si trovi a Torino (classificata in zona 4, per la quale sono sufficienti le due componenti orizzontali dell'azione sismica), ma alla quale vengano applicati gli spettri di progetto tipici di Messina (appartenente alla zona 1). In questo modo si vogliono rendere i modelli adeguati a sismi più intensi di quelli che si pensa possano colpire il capoluogo piemontese, applicando infatti le condizioni più sfavorevoli possibili.
I modelli progettati sono sottoposti ad un'Analisi Dinamica in campo elastico lineare da cui sono ricavate le relative forme modali, le deformate in condizioni sismiche e le sollecitazioni di taglio agenti; in un secondo momento sono stati elaborati i dati di spostamento, drift d'interpiano, forze sismiche equivalenti e i rispettivi Indici Prestazionali hanno evidenziato l'efficacia del sistema considerato. I risultati di tale analisi sono ottenuti come inviluppo delle combinazioni stabilite dal software di calcolo CDSWin.

Capitolo 2

Inquadramento teorico

Dopo aver descritto il contesto normativo essenziale per le fasi di progettazione e di modellazione di una struttura secondo gli attuali criteri antisismici, si intraprende l'esposizione dei concetti teorici di base che serviranno a sviluppare lo studio di interesse finalizzato alla modellazione di due elementi strutturali e del legame che li collega.

Svolgendo un'analisi di tipo dinamico si ricorda innanzitutto la possibilità di discretizzare la struttura esistente in modo da lavorare con un telaio piano a traversi rigidi in cui le masse sono concentrate nei soli piani orizzontali e le rigidezze si riferiscono ai pilastri che congiungono un livello all'altro. Una semplificazione ulteriore è effettuata rendendo il sistema equivalente a un oscillatore semplice affinché risulti un solo grado di libertà: la massa è concentrata soltanto in un punto, la rigidezza è individuata da una molla priva di massa e la dissipazione energetica è garantita dalla presenza di uno smorzatore.

Si introducono quindi il concetto di struttura controllata e non controllata. Quest'ultima prevede unicamente l'edificio stesso discretizzato sotto forma di telaio piano, mentre a una di tipo controllato si aggiungono la struttura esterna e il collegamento tra i due telai; nel primo caso è presente un solo oscillatore semplice, invece l'altro si compone di due oscillatori semplici uniti per mezzo di un legame.

Entrambe le schematizzazioni sono riportate di seguito.

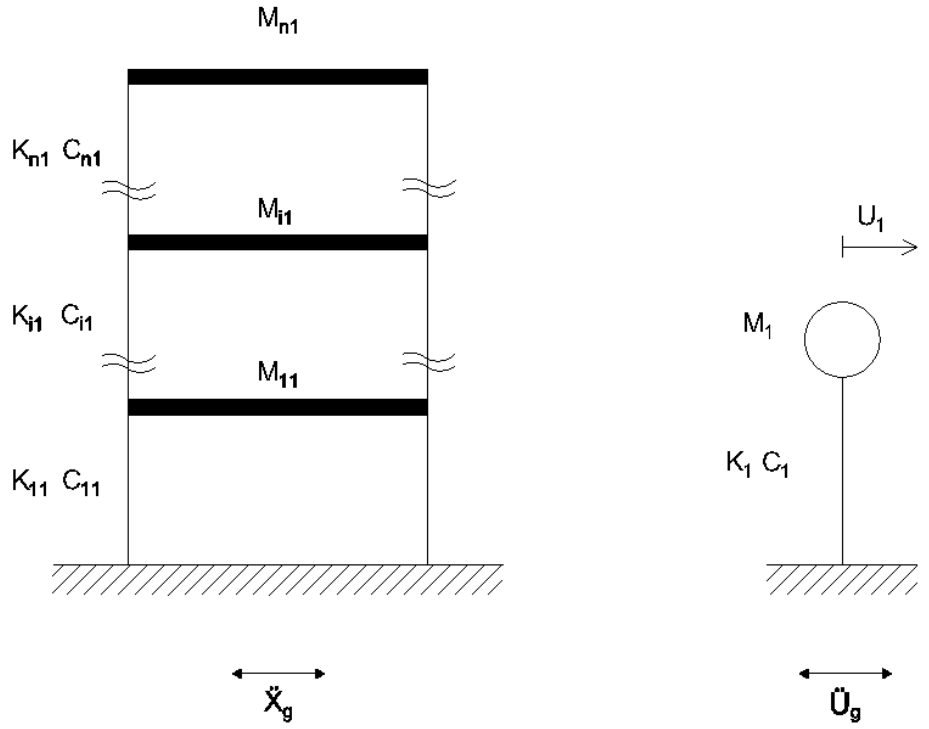


Figura 2 - Modellazione dinamica di una struttura non controllata

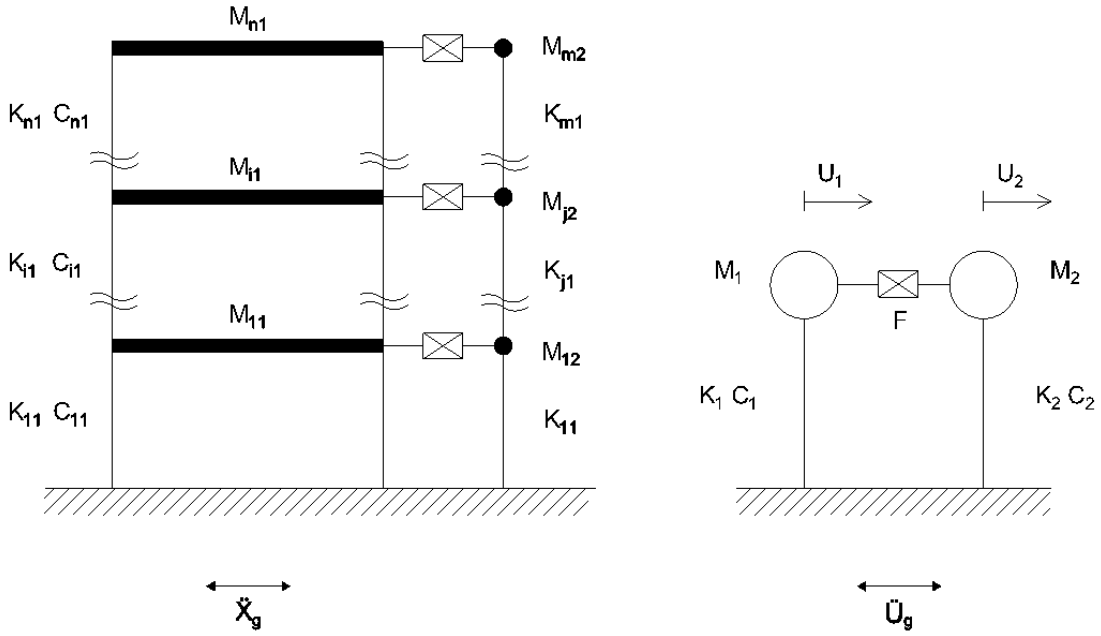


Figura 3 - Modellazione dinamica di una struttura controllata

Con i simboli *M*, *K*, *C* si indicano rispettivamente la massa, la rigidezza e lo smorzamento dell'elemento considerato; *x* e *u* identificano lo spostamento dell'elemento strutturale scelto o del terreno, rispettivamente nella configurazione discretizzata mediante un telaio e nel caso della semplificazione realizzata tramite un

oscillatore semplice. Infine, con *F* si fa riferimento alla forza scambiata tra la struttura primaria e quella esterna tramite il collegamento utilizzato.

Infatti, sono possibili più tipi di legame struttura-involucro esterno: il link rigido, quello di Hooke che consiste in una molla, quello di Newton che prevede un dissipatore, il collegamento di Kelvin-Voigt che comprende una molla e uno smorzatore posti in parallelo, infine quello di Maxwell che associa un dissipatore ad una molla disposti in serie. Ciascuno di essi ha un'espressione analitica della forza diversa da quella degli altri e i tipi di collegamento che si considerano dal punto di vista teorico sono quello rigido e il legame viscoelastico, perché possano esserne confrontate le performances. La formula per quest'ultimo è:

$$f = \beta_k(u_2 - u_1) + \beta_c(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)$$

I termini β_k e β_c descrivono il legame stesso, infatti rappresentano rispettivamente la rigidezza *K* della molla e il coefficiente di smorzamento *C* del dissipatore, tutti e due appartenenti al collegamento viscoelastico. In forma adimensionale:

$$\beta_k = \frac{K}{M_1 \Omega_1^2}$$

$$\beta_c = \frac{C}{M_1 \Omega_1}$$

Da quanto spiegato in precedenza e trattando il caso di una struttura primaria che con un collegamento si congiunge ad un esoscheletro o diagrid, il modello si può quindi chiamare 1+1 DOF. Le equazioni che ne descrivono il comportamento sono le seguenti:

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

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

La prima espressione si riferisce alla struttura primaria, i cui termini si identificano con il pedice 1, e al suolo di accelerazione $\ddot{u}_g$; la seconda riguarda l'esoscheletro, individuato dal pedice 2, e il terreno. Si ritrova il termine f legato al collegamento ed entrambe sono in forma adimensionalizzata.

I termini adimensionali che intervengono si indicano con:

$$\zeta_1 = \frac{C_1}{2\sqrt{K_1 M_1}}$$

$$\zeta_2 = \frac{C_2}{2\sqrt{K_2 M_2}}$$

Essi sono i rapporti di smorzamento, calcolati come se i due oscillatori fossero disaccoppiati, e si fissano a priori noto il materiale delle strutture. Oltre a β_k e β_c, gli altri due parametri di progetto sono il rapporto tra le masse:

$$\mu = \frac{M_2}{M_1}$$

e il rapporto delle frequenze:

$$\alpha = \frac{\Omega_2}{\Omega_1}$$

Per introdurre in modo esaustivo le grandezze che sono coinvolte nell'analisi di interesse a questo lavoro, si descrive dapprima il caso del collegamento rigido tra le due strutture adiacenti.
Qualunque sia il tipo di legame, si cerca comunque la risposta in frequenza.

2.1 Collegamento rigido

L'equazione che governa il moto del sistema è la seguente:

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

Il risultato che si ottiene è la risposta stazionaria al moto del sistema eccitato alla base da una funzione armonica e la sua frequenza ω è data dal rapporto tra la pulsazione dell'input, comprendente entrambe le strutture, e la pulsazione della struttura primaria: $\omega = \Omega/\Omega_1$. Tale grandezza prende il nome di *funzione di risposta in frequenza* o *funzione di amplificazione dinamica*, che indica l'ampiezza della risposta stazionaria del sistema a seguito dell'applicazione di un input sinusoidale, perciò di

tipo armonico, al variare della frequenza; si indica con *H* ed è determinata per via analitica. È una funzione complessa ed è per questo motivo che si utilizza prendendone il valore assoluto $|H|$, come mostrato in seguito. La formulazione completa di tale funzione è:

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

Essa rappresenta la risposta in termini di spostamento; invece quella inerente l'accelerazione assoluta, data dalla somma tra l'accelerazione relativa della struttura rispetto al suolo e l'accelerazione del terreno, è:

$$H_{\ddot{u}_{a1}/\ddot{u}_g}(i\omega) = 1 + \frac{\omega^2(1+\mu)}{1+\alpha^2\mu + i\omega(2\zeta_1 + 2\zeta_2\alpha\mu) - \omega^2(1+\mu)}$$

È stato ricavato il comportamento dinamico del sistema al variare del parametro α allo scopo di quantificare l'efficacia di controllo della struttura accoppiata ad un esoscheletro, ovvero quanto il sistema è adeguato a ridurre la risposta strutturale dal punto di vista dello spostamento "D" e dell'accelerazione assoluta "AA".

Sono stati posti costanti il rapporto tra le masse $\mu = 0{,}05$ e i rapporti di smorzamento $\zeta_1 = 5\%$ e $\zeta_2 = 2\%$. Per mezzo del software Matlab sono stati ottenuti i due seguenti diagrammi:

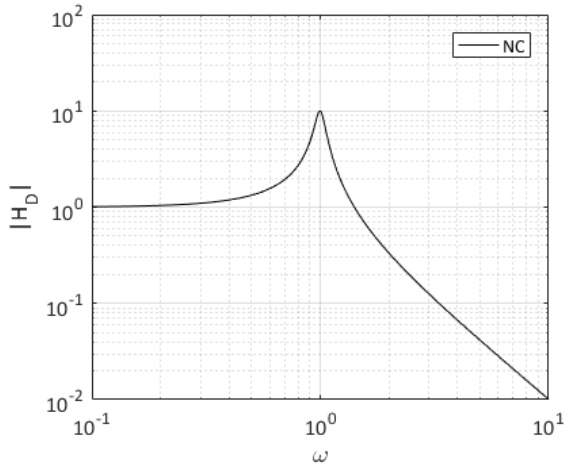


Figura 4 - Risposta in spostamento al variare di α, struttura non controllata

Questo grafico individua la variazione dell'ampiezza della risposta stazionaria in spostamento ed è correlata al danneggiamento degli elementi strutturali. Il picco che si nota si riferisce al modo di vibrare di un sistema 1 DOF, infatti sull'asse delle ascisse il valore normalizzato delle frequenze è unitario; in altre parole, si ha la conferma dell'assenza del contributo dell'esoscheletro e si tratta di una struttura non controllata.

L'altro diagramma mostra la variazione dell'ampiezza della risposta stazionaria in accelerazione, che risulta fondamentale per tutti gli elementi non strutturali sensibili alle accelerazioni assolute. Infatti, nel momento in cui l'obiettivo dell'edificio è quello di consentirne l'operatività, come il caso di un ospedale, a parità di intensità di terremoto si devono garantire livelli prestazionali superiori. Questi corrispondono a una struttura completamente operativa con gli elementi strutturali non danneggiati, in più gli elementi non strutturali di tipo architettonico non devono rappresentare un pericolo per le persone e lo si controlla tramite la verifica allo SLD per valutare i drift di interpiano a cui essi sono soggetti [10]; infine, gli elementi non strutturali come macchinari e impianti necessitano un controllo delle accelerazioni assolute, dal suolo all'edificio e da questo a tutto ciò che vi si trova all'interno, poiché sono ad esse vulnerabili.

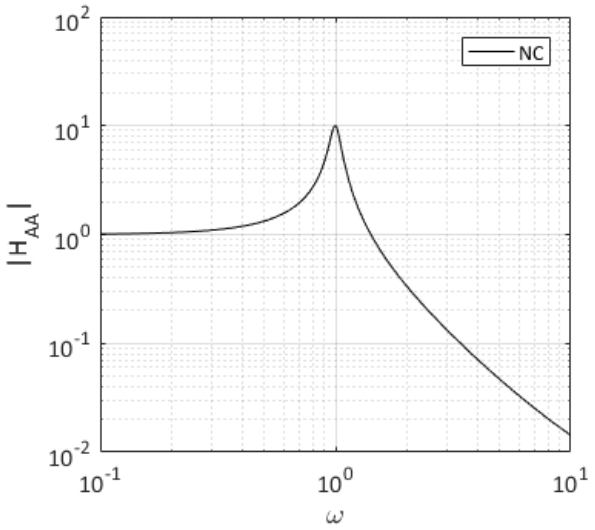


Figura 5 - Risposta in accelerazione assoluta al variare di α, struttura non controllata

Come nel caso precedente, il picco non cambia e l'andamento è sostanzialmente simile.

Si rende ora il sistema più complesso introducendo l'esoscheletro e considerando cinque casi, ciascuno corrispondente ad un valore di α diverso; si mantengono invariati μ, ζ_1 e ζ_2. I diagrammi sono sotto riportati:

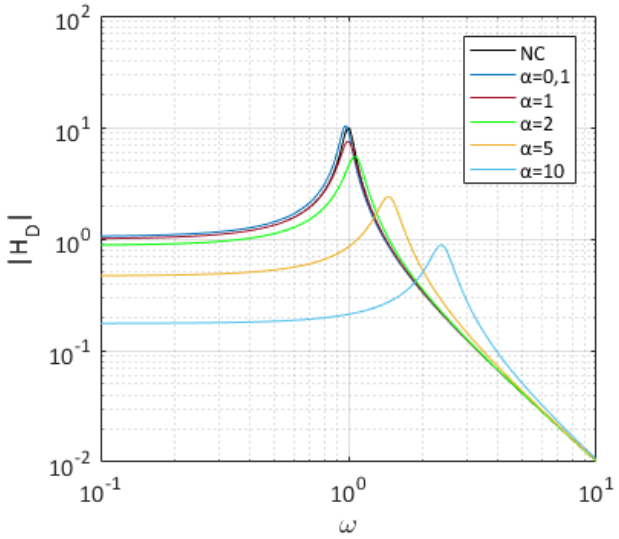


Figura 6 - Risposta in spostamento al variare di α, struttura controllata

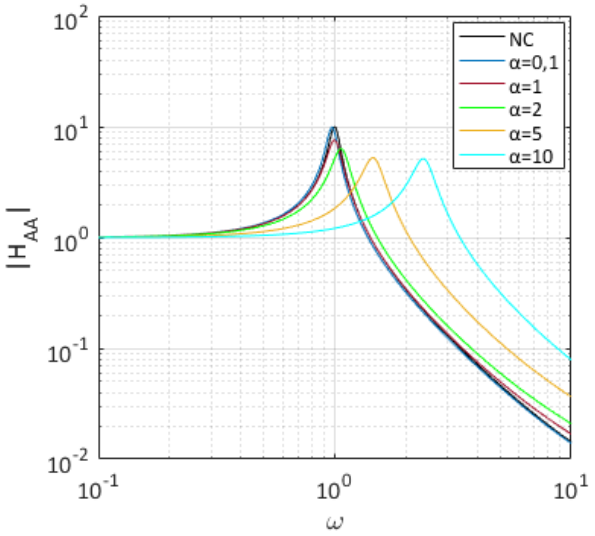


Figura 7 - Risposta in accelerazione assoluta al variare di α, struttura controllata

In entrambi i casi si osserva una diminuzione del massimo della funzione di risposta associata a un incremento di ω con α crescente, che indica un cambiamento delle proprietà dinamiche del sistema, perché se ne sta modificando la rigidezza avendo fissato il rapporto di massa; questa variazione risulta più marcata lato spostamenti. Si può quindi dedurre che anche con un collegamento rigido l'esoscheletro è in grado di

migliorare la risposta dinamica della struttura intesa come una riduzione della stessa, dal momento che si nota un abbassamento del picco: dal rapporto $\omega = 1$, ovvero nella condizione di risonanza, si raggiungono valori maggiori di ω corrispondenti a risposte $|H|$ minori.

Il passo successivo consiste nel rendere variabile anche il rapporto tra le masse.
Di conseguenza, essendo l'analisi parametrica caratterizzata da due grandezze non costanti, si può diagrammare tramite una superficie all'interno di un piano tridimensionale con assi orizzontali μ e α e sull'asse verticale si individua la grandezza di interesse, oppure si fa intersecare tale superficie con dei piani orizzontali ricavando varie curve di livello. Le grandezze da ottenere sono gli *Indici prestazionali (I_i o PI)*, che quantificano l'efficacia del sistema di controllo nell'abbattimento della risposta strutturale secondo le formule riportate di seguito. Si deve quindi fare un confronto tra la situazione controllata C e quella non controllata NC definendo la grandezza I_i che rappresenta il beneficio ottenibile tramite il sistema di controllo, ovvero quanto si riesce ad abbattere il picco di $|H|$.

Si mostra il diagramma indicante le curve di livello dell'indice prestazionale per gli spostamenti I_D; per questo e per le accelerazioni assolute I_{AA} si riportano le rispettive formule:

$$I_D = max|H_D|^C / max|H_D|^{NC}$$

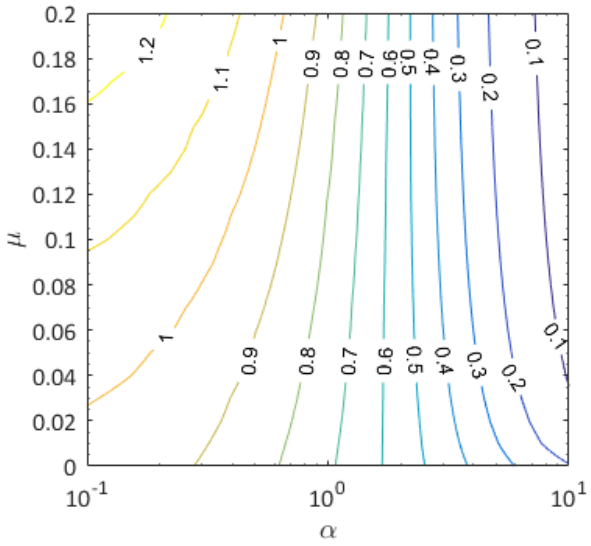


Figura 8 - Indice prestazionale per gli spostamenti al variare di μ e α

Si evince che il parametro che conta di più è α perché le curve sono quasi rettilinee e pressoché parallele all'asse verticale di μ; in altre parole, fissato α in un certo range al variare di μ, la prestazione non cambia in modo rilevante.

Per quanto riguarda le accelerazioni assolute la formulazione diventa:

$$I_{AA} = max|H_{AA}|^{C}/max|H_{AA}|^{NC}$$

2.2 Collegamento viscoelastico

Realizzata l'analisi preliminare sul legame rigido tra i due oscillatori a 1 DOF, si passa al modello di Kelvin-Voigt mantenendo l'attenzione sulla risposta in frequenza. Il punto cardine del problema consiste nel capire se un legame di questo tipo permette di migliorare i risultati rispetto al collegamento rigido, cioè se si ottengono riduzioni consistenti di $|H|$ a parità del rapporto di massa o se è possibile realizzare una struttura esterna più leggera a parità di prestazioni.

Le equazioni del moto si modificano come già descritto in precedenza, con i parametri μ, α, β_k e β_c da determinare, e la risposta stazionaria al moto risulta un vettore di due funzioni avendo ora un sistema a più gradi di libertà. Essa si scrive nella forma:

$$\boldsymbol{H}_{\boldsymbol{u}/\ddot{u}_g}(i\omega) = -\left(\boldsymbol{K} + i\omega\boldsymbol{C} - \omega^2\boldsymbol{M}\right)^{-1}\boldsymbol{M}\boldsymbol{\tau}$$

$$\boldsymbol{H}_{\ddot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{a}}/\ddot{u}_g}(i\omega) = \boldsymbol{\tau} + \omega^2\left(\boldsymbol{K} + i\omega\boldsymbol{C} - \omega^2\boldsymbol{M}\right)^{-1}\boldsymbol{M}\boldsymbol{\tau}$$

I termini ***K***, ***C***, ***M*** sono le matrici di rigidezza, smorzamento e massa del sistema a due gradi di libertà; **τ** è il vettore di influenza legato all'accelerazione del suolo $\ddot{u}_g$.

Il primo indice prestazionale si ricava dall'espressione:

$$I_{D1} = max|H_{D1}|^{C}/max|H_{D1}|^{NC}$$

È stato inserito il pedice 1 per indicare che è soltanto la prima delle infinite combinazioni di valori di μ e α che si potrebbero prendere in considerazione; si riporta solo questo caso a titolo esplicativo.

Per analogia, l'indice prestazionale riguardante le accelerazioni assolute è dato da:

$$I_{AA1} = max|H_{AA1}|^{C}/max|H_{AA1}|^{NC}$$

La trattazione che prevede l'impiego di un collegamento viscoelastico è stata qui sviluppata unicamente dal punto di vista teorico, ma potrebbe essere studiata mediante procedimenti analoghi a quelli che si riferiscono al collegamento rigido, descritti nei capitoli successivi. È necessario sottolineare che l'attenzione maggiore è stata rivolta all'utilizzo di un elemento trave di ridotta lunghezza che non si può definire a priori un link rigido, ma che lo diventa quando la sua estensione l è prossima a zero, quindi assume una rigidezza tendente all'infinito dal momento che quell'elemento è sollecitato assialmente e presenta una rigidezza data dal rapporto EA/l.

2.3 Ricerche di letteratura sui metodi di collegamento

A proposito dell'ambito teorico, due spunti interessanti sono stati reperiti in letteratura; si tratta delle ricerche condotte da Gattulli et al. [13, 14] e da Zhu et al. [12]. I loro studi avvalorano l'idea secondo cui l'installazione di un collegamento del tipo Kelvin-Voigt tra una struttura originaria e una esterna realizzata a posteriori permette di migliorare la risposta del sistema alle sollecitazioni su di esso applicate.

Considerare tali lavori aiuta a confrontare le analisi esposte in precedenza con gli studi di letteratura, cosicché si possa capire se sia possibile o meno raggiungere una convergenza. Si descrivono ora i due lavori, quindi si mostra come si possano correlare ai ragionamenti proposti alle sezioni §2.1 e §2.2.

Gattulli procede ad un'ottimizzazione basata sulle proprietà dinamiche e non sulla risposta: determina i valori ottimali del collegamento viscoelastico imponendo che i due modi di vibrare del sistema 2 DOF abbiano lo stesso smorzamento modale, qualunque sia la frequenza. Si fa tutto ciò perché questa condizione contempera la minimizzazione degli spostamenti e delle accelerazioni, ma non corrisponde né al

minimo della risposta in spostamento della struttura né a quello per le accelerazioni assolute. Si può applicare questo procedimento a prescindere dall'eccitazione, migliorando invece il sistema di controllo che è individuato dal collegamento.

Al contrario, Zhu applica una procedura di ottimizzazione fondata sulla risposta. L'energia di vibrazione della struttura primaria, e del sistema nel complesso, viene minimizzata sotto l'azione di un'eccitazione del suolo rappresentata da un rumore bianco stazionario.

Di seguito, si descrivono i due lavori più nel dettaglio.

2.3.1 Smorzatore viscoelastico tra due oscillatori accoppiati secondo Gattulli et al. [13, 14]

Gattulli et al. utilizza un sistema dinamico costituito da due oscillatori semplici per esaminare la prestazione di controllo passivo che si può raggiungere mediante un dissipatore viscoelastico tra due strutture adiacenti. Gli autovalori del sistema accoppiato sono analizzati da un punto di vista parametrico allo scopo di determinare i possibili benefici ricavati da diverse combinazioni di rigidezza e del coefficiente di smorzamento; si determina il valore degli Indici Prestazionali per valutare in modo quantitativo la riduzione della risposta del sistema sottoposto ad un'eccitazione armonica e sismica del suolo.

L'autore sottolinea che se da un lato i primi studi trascuravano il ruolo della rigidezza, comprendevano invece da subito l'importanza del coefficiente di smorzamento viscoso: infatti, in base alle caratteristiche degli oscillatori impiegati, esso poteva raggiungere un valore ottimale che non fosse necessariamente quello di maggiore entità. Egli studia quindi due oscillatori semplici con massa M_j e rigidezza K_j (j=1,2) accoppiati mediante un dissipatore passivo; indica con U_1 e U_2 gli spostamenti orizzontali dei due elementi e con F la forza applicata dallo smorzatore. La risposta dinamica del sistema 2 DOF allo spostamento orizzontale del terreno U_g è retta dalle equazioni seguenti, per le quali il punto indica la derivata nel tempo.

$$M_1\ddot{U}_1 + K_1U_1 - F = -M_1\ddot{U}_g$$

$$M_2\ddot{U}_2 + K_2U_2 + F = -M_2\ddot{U}_g$$

I parametri di interesse sono:

- il rapporto delle masse $\rho = \frac{M_2}{M_1}$
- il rapporto delle pulsazioni $\beta = \frac{\omega_2}{\omega_1}$

riferiti agli oscillatori non accoppiati.

Sono introdotte le limitazioni: $\rho \geq 1$ e $0 \leq \beta \leq 2{,}5$.

A proposito del collegamento tra i due elementi, il modello di Kelvin-Voigt individuato dalla combinazione di una molla e di un dissipatore in parallelo fa qui riferimento ai parametri adimensionali:

$$\eta = \frac{K}{\omega_1^2 M_1}$$

$$\gamma = \frac{C}{2\omega_1 M_1}$$

Mediante l'assegnazione dei dati strutturali (ρ, β), individuati in un determinato intervallo di valori, la soluzione è ottenuta con i parametri critici (γ_d, η_d):

$$\eta_d = \frac{\rho(1-\beta^2)(1-\rho^2\beta^2)}{(1+\rho)^2(1+\rho\beta^2)}$$

$$\gamma_d = \frac{\rho}{1+\rho}\left(1 + \eta_d + \beta^2 + \frac{\eta_d}{\rho} - 2\left(\beta^2(1+\eta_d) + \frac{\eta_d}{\rho}\right)^{1/2}\right)^{1/2}$$

A partire da quanto descritto, è necessario effettuare delle trasformazioni affinché il modello proposto e quello di cui questa tesi parla possano essere confrontati.

Le grandezze e i parametri che si riferiscono alla struttura principale si indicano ora con *, per evitare che possano nascere delle incomprensioni di notazione; perciò, facendo riferimento alle espressioni utilizzate in precedenza, secondo le quali si lavora con un esoscheletro molto più leggero della struttura primaria ($M_2^* \ll M_1^*$), si ricordano: $\alpha = \frac{\omega_2^*}{\omega_1^*}$ e $\mu = \frac{M_2^*}{M_1^*} \ll 1$.

Secondo Gattulli, invece: $0 \leq \omega_2 \leq 2{,}5\ \omega_1$ e $M_2 \geq M_1$.

Pertanto, la relazione tra le due teorie si esprime associando la struttura 2 di Gattulli alla 1* e la numero 1 di Gattulli alla 2*. In termini matematici:

$$\rho = \frac{M_2}{M_1} = \frac{M_1^*}{M_2^*} = \frac{1}{\mu}$$

$$\beta = \frac{\omega_2}{\omega_1} = \frac{\omega_1^*}{\omega_2^*} = \frac{1}{\alpha}$$

Le condizioni limitative diventano:

$$\frac{1}{\mu} \geq 1 \;\rightarrow\; \mu \leq 1$$

$$0 \leq \frac{1}{\alpha} \leq 2{,}5 \;\rightarrow\; 0{,}4 \leq \alpha \leq +\infty$$

Si riscrivono le espressioni η e γ di Gattulli per relazionarle con i parametri di progetto β_k e β_c, di equazione:

$$\beta_k = \frac{K}{(\omega_1^*)^2 M_1^*}$$

$$\beta_c = \frac{C}{\omega_1^* M_1^*}$$

Di conseguenza,

$$\eta = \frac{K}{\omega_1^2 M_1} = \frac{K}{(\omega_2^*)^2 M_2^*} \cdot \frac{(\omega_1^*)^2 M_1^*}{(\omega_1^*)^2 M_1^*} = \frac{K}{(\omega_1^*)^2 M_1^*} \cdot \frac{(\omega_1^*)^2 M_1^*}{(\omega_2^*)^2 M_2^*} = \beta_k \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{1}{\mu}$$

$$\gamma = \frac{C}{2\omega_1 M_1} = \frac{C}{2\omega_2^* M_2^*} \cdot \frac{\omega_1^* M_1^*}{\omega_1^* M_1^*} = \frac{C}{\omega_1^* M_1^*} \cdot \frac{1}{2} \frac{\omega_1^* M_1^*}{\omega_2^* M_2^*} = \beta_c \cdot \frac{1}{2} \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{1}{\mu}$$

Si può concludere che i due parametri di interesse, espressi mediante lo studio di Gattulli, si ricavano come:

$$\beta_k = \mu \alpha^2 \eta$$

$$\beta_c = 2\alpha\mu\gamma$$

2.3.2 Smorzatore ottimale di collegamento tra due strutture in parallelo secondo Zhu et al. [12]

Lo studio di Zhu et al. controlla il funzionamento di un dissipatore viscoelastico (VED) e di uno a fluido viscoso (VFD); ai fini dell'analisi si considera unicamente il

primo. Vengono proposti due criteri di ottimizzazione allo scopo di minimizzare l'energia vibrazionale della struttura primaria e quella di entrambe le strutture. I risultati ottenuti da esempi rappresentativi di costruzioni adiacenti dimostrano che la risposta sismica e l'energia di vibrazione (composta dall'energia cinetica e da quella di deformazione) delle due strutture sono mitigate grazie all'installazione degli smorzatori.

I ricercatori si sono accorti che il problema del martellamento può essere risolto applicando proprio il principio di interazione tra due elementi strutturali assistiti da un sistema di controllo e che può mostrarsi utile nei confronti non solo di un sisma, ma persino del vento. I valori ottimali dei dissipatori sono stati ottenuti analizzando un modello 2 MDOF, poi semplificato in uno di ordine ridotto del tipo 2 DOF. Per quanto concerne il primo caso, è considerato un insieme di due strutture di n_1 e n_2 piani (con $n_1 \geq n_2$) connesse da dissipatori a determinate altezze. L'accelerazione sismica è indotta in una sola direzione, quindi il problema può essere condotto a uno di tipo monodimensionale ed entrambi gli elementi sono eccitati dalla stessa accelerazione; inoltre, si suppone che essi restino in campo elastico lineare. Le strutture sono rappresentate come shear type flessibili a più gradi di libertà con la massa concentrata al livello di ciascun piano; infatti, lo smorzatore viscoelastico dissipa energia mediante deformazione a taglio.

Come introdotto inizialmente, il primo criterio di ottimizzazione consiste nel minimizzare l'energia vibrazionale della struttura primaria: al variare di β, con il coefficiente di rigidezza ottimale β_{opt} e con quello di smorzamento ottimale Δ_{opt} riferiti al dissipatore del tipo Kelvin-Voigt, si determinano i parametri ottimali di rigidezza $k_{opt} = \beta_{opt}\, \omega_1^2 m_1$ e di smorzamento $c_{opt} = 2\Delta_{opt}\, \omega_1 m_1$. Si sono basati sulla seguente riflessione: "essendo il primo modo di vibrare dominante nel movimento orizzontale della struttura, la forma modale del primo ordine è scelta come la funzione di forma". Infatti, come afferma Chopra [15], per approssimare il moto delle strutture accoppiate ad un grado di libertà è necessario assumere che la deformazione avvenga solo in una forma.

L'altro criterio di ottimizzazione mira a ridurre al minimo l'energia totale delle due strutture, con β_{opt} e Δ_{opt} variabili in base a μ.

È stato riscontrato che maggiore è il moto relativo tra due piani vicini, maggiore è l'energia dissipata dagli smorzatori di connessione. Quindi, lo studio vuole sottolineare che se i dissipatori sono disposti sul piano sommitale, le caratteristiche dinamiche delle strutture adiacenti potrebbero esserne influenzate. Infatti, una variazione più o meno ampia del comportamento dinamico andrà a modificare l'energia sismica entrante e indurrà una redistribuzione di tale energia sull'edificio; in altri termini, il posizionamento dei dissipatori a metà altezza e in sommità alla struttura più bassa (qualora i due elementi avessero altezze diverse) rappresenta una scelta ragionevole.

È necessario poter mettere in relazione le formule introdotte dallo studio di Zhu con quelle descritte in precedenza in questa tesi.
Innanzitutto, la struttura primaria e la secondaria coincidono nei due casi, rendendo più semplice la trattazione; il rapporto delle masse è $\rho = \frac{m_1}{m_2}$ e quello delle pulsazioni è $\beta = \frac{\omega_1}{\omega_2}$. Di conseguenza, rispetto ai parametri utilizzati in precedenza, si ricava:

$$\rho = \frac{1}{\mu}$$

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \leq 0$$

A proposito del rapporto delle pulsazioni, si può considerare un intervallo più ampio, ovvero $\beta \leq 1$ in quanto il criterio di ottimizzazione di interesse è il primo e i valori ottimali dei parametri devono essere non nulli: si deve progettare un esoscheletro performante, quindi ci si concentra sulla struttura primaria (che è nota a priori) e a partire da questa si svolgono le analisi fino alla determinazione della migliore struttura secondaria che è possibile associare all'edificio originario.
Inoltre, riscrivendo le espressioni di Zhu in funzione dei parametri di progetto dello smorzatore viscoelastico si ricavano:

$$\beta_{opt} = \beta_k$$

$$\Delta_{opt} = \frac{1}{2}\,\beta_c \;\rightarrow\; \beta_c = 2\Delta_{opt}$$

Esposti questi lavori di letteratura, si può procedere in due modi diversi: implementare su Matlab le formulazioni ottenute per verificarle con quelle introdotte alle sezioni §2.1 e §2.2 oppure effettuare direttamente la modellazione di strutture accoppiate, sulle basi della teoria proposta, per studiarne il comportamento e comprendere quale sia la soluzione esterna più performante. La strada scelta è la seconda, che potrebbe essere eventualmente arricchita in futuro verificando i risultati ottenuti attraverso il software di calcolo Matlab per assicurare una più accurata completezza espositiva.

Capitolo 3

Metodo di modellazione delle strutture

Le considerazioni espresse nei capitoli precedenti sono servite da preludio alla modellazione dell'edificio di riferimento e di alcune tipologie di strutture esterne, che sono introdotte al fine di migliorare le prestazioni antisismiche del sistema nel suo complesso. Il modello è implementato sul software CDSWin e, in base ai risultati ottenuti, si è potuto capire se esso rispetta o meno i concetti reperiti in letteratura.

In prima istanza, si è deciso di lavorare con una struttura che permettesse di comprenderne il comportamento anche da un punto di vista teorico; in altre parole, si sono considerate delle condizioni standard per i carichi applicati, gli elementi strutturali e si è cominciato da un edificio primario di geometria regolare e simmetrica. Esso viene sottoposto ad un'analisi dinamica modale in campo elastico lineare; si tratta di semplificazioni stabilite a priori dal momento che si effettua un primo studio in tale ambito, che si immagina porterà ad ulteriori sviluppi.
Il passo successivo consiste nel modificare la struttura di partenza in base al numero di campate, cosicché si parta da un rapporto in pianta 1:1 per giungere al caso 1:2, infine 1:3. Per la prima tipologia sono confrontati il modello non controllato con quelli controllati, ovvero il sistema costituito dall'edificio di riferimento accoppiato ad una tipologia di struttura esterna tra le varie studiate; una volta che è stato possibile determinare quale fosse la soluzione più efficace, si è ridotta la gamma di strutture esterne impiegandone soltanto una per applicarla quindi alle due dimensioni in pianta incrementate. Il metodo di collegamento tra l'edificio base e la struttura esterna è ipotizzato sempre di tipo rigido.

3.1 Strutture esterne

Sorge la necessità di progettare ed inserire una struttura esterna in acciaio che sia collegata all'edificio di riferimento. Come descritto da F. Bontempi [16], le scelte sono molteplici: soluzioni tubolari o tralicci spaziali, esoscheletri piuttosto che diagrid. L'ultimo tipo citato, innovativo e molto apprezzato, è l'esempio su cui questa tesi si sofferma di più; lo schema seguente li introduce all'interno della vasta gamma di possibilità finora pensate:

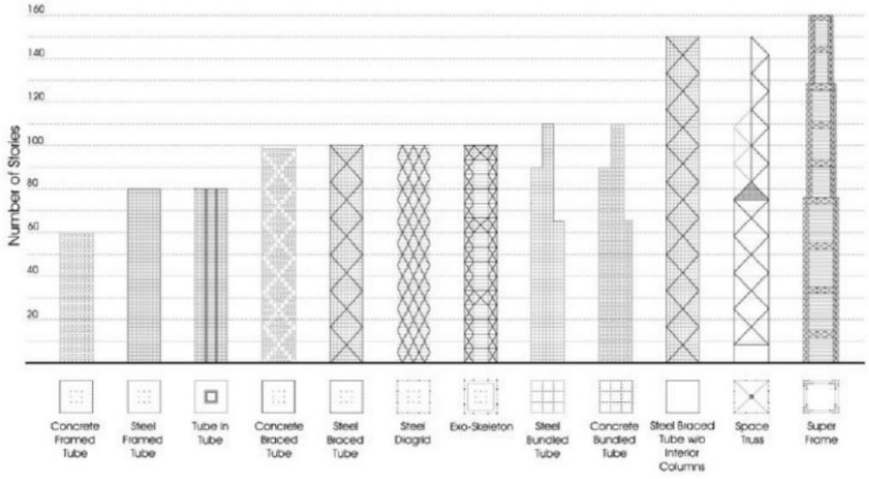


Figura 9 - Strutture esterne per edifici alti [16]

Come accennato in precedenza, ad oggi l'utilizzo di esoscheletri e diagrid per fini antisismici è assente; una eccezione italiana si trova a Crevalcore, in provincia di Bologna, ed è stata commissionata dalla Società Magneti Marelli S.p.a. [5] allo scopo di effettuare l'adeguamento sismico di un edificio di proprietà dell'azienda che aveva subito danni per il terremoto accorso nella primavera del 2012. In quella circostanza il progettista ha previsto dei tralicci in acciaio controventati cavi a sezione circolare disposti lungo ognuno dei quattro lati della struttura da risanare.

Questo unica prova ha contribuito ad iniziare la modellazione di alcuni tipi di esoscheletro sul programma CDSWin; le idee ipotizzate sono state svariate, ma chiaramente ne sono state selezionate soltanto alcune per sviluppare l'analisi. Il caso più semplice consiste nel predisporre dei pilastri d'acciaio sostenuti su più livelli da

traversi che circoscrivono l'intera struttura; si è pensato quindi di addossare le colonne dell'esoscheletro a quelle cementizie dell'edificio di riferimento, infine si sono inserite delle aste diagonali disposte a croce di Sant'Andrea per ogni piano su ciascuna luce. Sulla scia dei grattacieli più avveniristici del momento, un diagrid esteso su due piani di inclinazione $\alpha = 49°$ rispetto all'orizzontale è stato collegato alla struttura primaria; nel modificare questa configurazione tra le diagonali sono stati introdotti dei pilastri in acciaio, per i quali sono stati considerati due tipi di sezione, realizzando il suddetto "braced tube" [16]. Seppur con poca differenza, il comportamento migliore che ha prevalso è stato quello mostrato dalla struttura controllata provvista del profilo d'acciaio di sezione inferiore; si è deciso allora di impiegarlo per sviluppare le analisi dei modelli con dimensioni in pianta maggiori.

Per meglio inquadrare l'argomento, è bene spiegare che l'ideazione di una "diagrid structure" rappresenta un'alternativa che negli ultimi decenni ha avuto un ampio successo nei grattacieli, soprattutto per quegli edifici pensati per assolvere non solo una funzione di pratica utilità, ma anche per divenire un simbolo di modernità come dimostrazione delle capacità tecniche all'avanguardia che sono state raggiunte.

Il pioniere di tale tipologia costruttiva fu l'Ingegnere russo V. Shukhov, che l'aveva ideata come metodo strutturale per adempiere a funzioni civili [17]; successivi sviluppi ed applicazioni sono da attribuire all'Architetto N. Foster. La parola "diagrid" nasce dall'unione dei termini "diagonale" e "griglia" ed è un sistema strutturale che incrementa la stabilità grazie alla triangolazione prescindendo dall'esigenza di colonne verticali, resiste ai carichi gravitazionali e laterali senza aver bisogno di ulteriori mezzi e garantisce una diminuzione del materiale costruttivo alleggerendo così la sovrastruttura. La forma più utilizzata è quella a diamante, che si sviluppa in altezza da sei a otto livelli intersecandosi con i piani orizzontali in corrispondenza dei nodi.

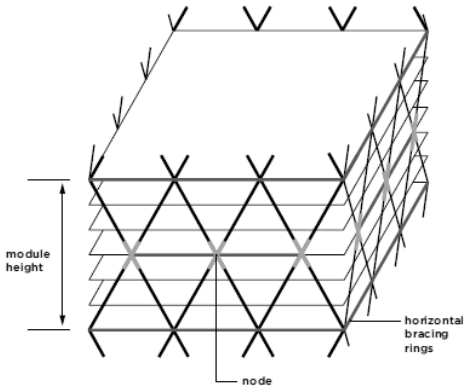


Figura 10 - Schematizzazione diagrid per un edificio a pianta rettangolare [17]

In generale, però, il numero di piani che si contano tra una punta all'altra del diamante (denominato modulo) può cambiare, quindi le diagonali del reticolo possono assumere un'inclinazione variabile. Vari studi stanno cercando di determinare la misura ottimale del modulo e l'Università di Yale ha confermato che un angolo di 69° è il più efficace per una struttura con diagrid uniforme di 60 piani, considerando che garantisce il minore quantitativo di acciaio per unità di peso. Generalizzando, si può assumere che l'inclinazione ottimale di un diagrid ricada nell'intervallo di 60°÷70° per gli edifici alti [17].

Inoltre, il carico del vento è sostenuto in modo più efficace di quanto garantito dai pilastri e la rigidezza è fornita dalla combinazione del nucleo centrale con l'azione assiale delle diagonali di acciaio; al contrario, "le strutture tubolari a telaio convenzionali sopportano lo sforzo di taglio mediante la curvatura delle colonne verticali" [18]. Un altro vantaggio, utile soprattutto nelle metropoli densamente abitate, è dato dal materiale impiegato: infatti, i profili d'acciaio del diagrid non richiedono la necessità di lasciare degli ampi spazi tra gli edifici. Dal punto di vista del comportamento, quando agisce un carico assiale di compressione, gli elementi d'acciaio che costituiscono il diagrid sono progettati per restare in campo elastico lineare inserendo preventivamente un fattore di sicurezza adeguato [17].

La prima dimostrazione è stata realizzata negli Stati Uniti agli inizi degli anni '60 ed è l'IBM Building a Pittsburgh: il sostegno all'edificio è garantito dalla disposizione geometrica dell'acciaio di facciata, che si collega al core della struttura tramite i solai

d'interpiano e permette l'eliminazione dei pilastri interni ed esterni; tale nucleo è progettato con un quantitativo inferiore di acciaio rispetto ad altri edifici di altezza notevole, proprio grazie alla cornice esterna fornita dal diagrid [17].

Figura 11 - Costruzione dell'IBM Building a Pittsburgh

Per il materiale costruttivo dei casi in esame, si è pensato di impiegare dei profili denotati TUBOC, che essendo sezioni cave a base circolare hanno il vantaggio di poter essere sfruttate eventualmente per far passare fili o altri dispositivi utili alle due strutture accoppiate senza essere d'intralcio altrove, assolvendo ad una funzione estetica ed energetica al contempo.

3.2 Procedimento d'analisi

In questa sezione si descrive il procedimento condotto mediante il programma CDSWin per ognuna delle varianti modellate a partire dalla configurazione iniziale della struttura primaria.

Qualunque sia l'edificio di riferimento, si genera il modello tridimensionale in cemento armato e si effettua inizialmente un "Progetto Simulato" durante il quale vengono calcolate in automatico le armature da disporre, da cui evidentemente si noterà una (quasi) completa verifica delle aste. In seguito, si ricalcola la struttura questa volta

eseguendo una "Analisi dinamica" grazie alla quale si possono visualizzare gli spettri di progetto, nonché ricavare le deformate e le tensioni agenti sulle aste; si osserva qui la mancata verifica della maggior parte degli elementi in cemento armato. Questo è sensato perché sono state mantenute le stesse armature del primo calcolo, che risultano insufficienti per questa nuova analisi; tale inadeguatezza concorre quindi alla ricerca di una soluzione aggiuntiva, come rappresentato ad esempio dalle strutture esterne analizzate.

Ogniqualvolta si inserisce un esoscheletro o un diagrid non si rigenera il modello, altrimenti il suo ruolo non sarebbe verificato: si mantengono le medesime caratteristiche della struttura primaria già calcolata per determinare quale e se esiste un miglioramento nel comportamento del sistema accoppiato.

I calcoli si riferiscono ad una località ben precisa, come richiesto dalla normativa per adeguare le sollecitazioni sismiche tipiche di quel luogo al caso esaminato. Infatti, la norma NTC 2008 fornisce degli spettri di progetto diversi in funzione delle caratteristiche del suolo e dell'area in cui si trova l'edificio: sull'asse verticale si inseriscono le accelerazioni normalizzate rispetto all'accelerazione di gravità $g = 9{,}81\ m/s^2$ in funzione del periodo T espresso in secondi; la curva si mostra inizialmente lineare rappresentando l'amplificazione in accelerazione dipendente dal terreno, a cui segue un tratto orizzontale ad accelerazione costante, infine la porzione conclusiva è una curva non lineare decrescente. Per questa tesi si è deciso di utilizzare la città di Messina come ubicazione per le analisi, in quanto appartenente ad un'area particolarmente sensibile ai terremoti e chiaramente definita in zona di pericolosità sismica massima; i risultati sono da considerarsi attendibili per quei territori che necessitano della maggiore attenzione possibile per fronteggiare un sisma, di conseguenza le scelte progettuali saranno ancora più efficaci nelle zone di minor rischio.

In allegato sono riportati i periodi di vibrazione $T\ [s]$ dei dodici modi tipici di tutte le configurazioni progettuali analizzate; si è preferito evitare di inserire tali figure nel corpo del testo per non appesantire la trattazione.

Come accennato in precedenza, si è pensato di progettare una struttura ordinaria con vita nominale $V_N \geq 50\ anni$ di Classe d'uso II costruita su un suolo di categoria C, cioè "depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti" [10 - § 3.2.2].

Di seguito sono rappresentati gli spettri normativi relativi al luogo designato ricavati con il software CDSWin tramite Google Maps:

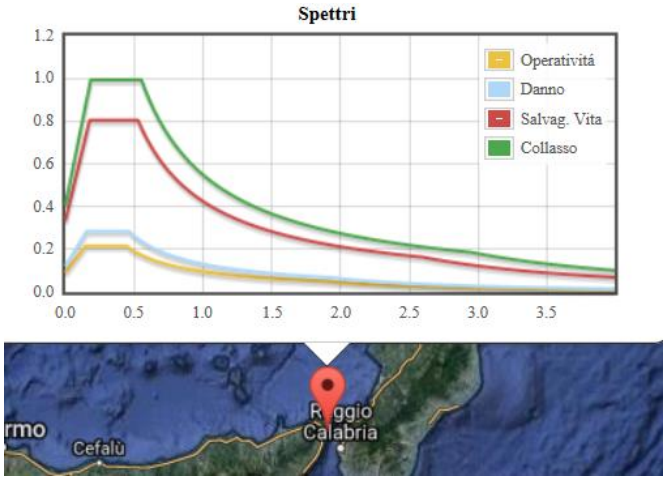


Figura 12 - Spettri di progetto del sito scelto

I relativi parametri sismici sono:

Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	F_o	T^*_c
Operatività (SLO)	30	0.061	2.361	0.277
Danno (SLD)	50	0.082	2.316	0.294
Salvag. Vita (SLV)	475	0.249	2.411	0.359
Collasso (SLC)	975	0.337	2.446	0.384

Figura 13 - Parametri di pericolosità sismica del sito scelto

Si procede alla descrizione dei tre diversi modelli con le relative varianti progettuali.

Capitolo 4

Modello 3x3

Il primo caso sottoposto all'analisi dinamica prevede un edificio simmetrico nelle due direzioni orizzontali x e y, per ciascuna delle quali si dispongono tre pilastri distanziati di $l = 6\ m$ individuanti un'altezza di interpiano pari a $h = 3{,}50\ m$ e con una distribuzione uniforme di massa e rigidezza lungo lo sviluppo verticale; in totale si contano quattro piani.

Proprio per il numero delle colonne cementizie, le strutture di questo tipo sono denominate "3x3" da qui in avanti. A questo edificio vengono accoppiate tipologie diverse di esoscheletri e di diagrid, come si vedrà successivamente.

4.1 Struttura primaria

Per quanto concerne gli elementi strutturali scelti, la descrizione comincia dalle fondazioni. Sono stati inseriti dei plinti diretti con dimensioni mostrate nella figura sottostante e delle travi a T di collegamento del tipo 80-60 cm.

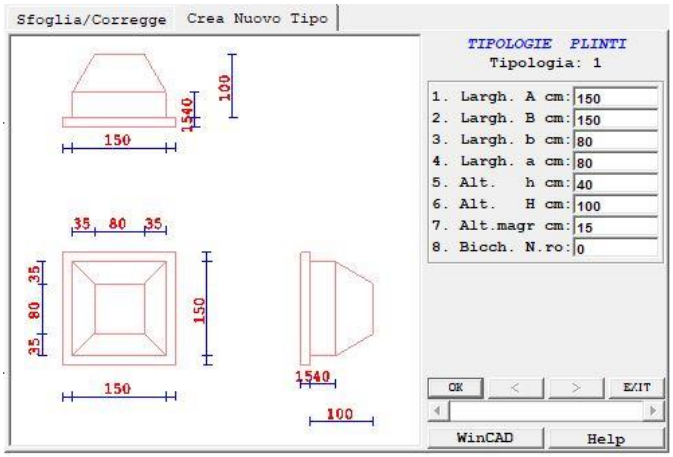


Figura 14 - Plinti di fondazione per la struttura primaria

I pilastri hanno una sezione 40x40 cm e le travi sono del tipo 30x40 cm. A proposito dei carichi applicati, si è deciso di ordire i solai sia lungo x che lungo y, non in una sola direzione; questo perché viene garantita evidentemente una migliore risposta strutturale alle sollecitazioni, essendo caricate tutte le travi perimetrali di ogni solaio e non soltanto due delle quattro a disposizione. La doppia orditura utilizzata prevede che in ciascuna delle due direzioni i carichi dei solai siano: $p.proprio\ solaio = 200\ kg/m^2$, $p.permanente\ solaio = 100\ kg/m^2$ e $p.accidentale\ solaio = 100\ kg/m^2$. Le travi di fondazione hanno un $p.proprio\ travi\ a\ T = 800\ kg/m^2$, mentre quelle dei piani superiori ne hanno uno pari a $p.proprio\ travi = 300\ kg/m^2$.

Inoltre, dal punto di vista progettuale, ognuno dei solai è stato definito "piano sismico" perché venga considerato dal programma CDSWin come un solaio infinitamente rigido, avente cioè tre gradi di libertà per livello.

La figura permette di capire come viene visualizzata la struttura:

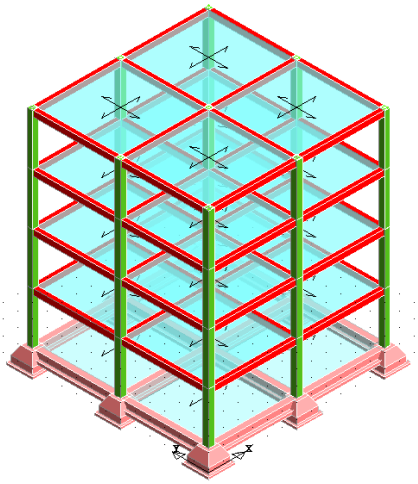


Figura 15 - Vista xyz struttura primaria 3x3

Gli spettri di progetto che la caratterizzano sono:

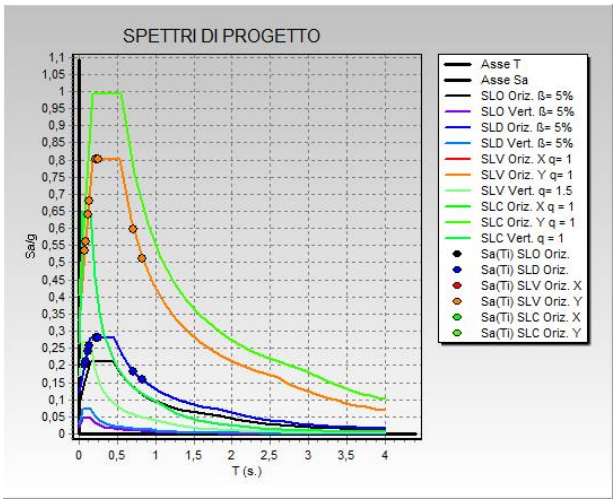


Figura 16 - Spettri di progetto struttura primaria 3x3

Sugli spettri allo SLD e SLV sono visualizzati dodici cerchi campiti che corrispondono al numero dei modi considerati dal software per ogni analisi. In questo caso, il periodo di vibrazione è sempre minore dell'unità e la maggior parte dei punti è addensata sul tratto crescente iniziale e al principio del plateau: si tratta quindi di valori di accelerazione tra i più elevati che la struttura può sopportare.

L'analisi dinamica fornisce anche altri risultati, come le deformate modali visibili poco più avanti. Per capire quali modi fossero i più influenti, tra i risultati sono stati consultati i dati relativi alle masse eccitate e soprattutto per quali modi la massa modale fosse così elevata da non poter essere trascurata; il programma restituisce i dati per lo stato limite di danno e di salvaguardia della vita, sia in direzione x che in y. Le immagini seguenti lo spiegano con maggiore chiarezza.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 486.99 Massa totale (t): 486.99 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	3,97
					2	0,00	0,00	0,00	7,94
					3	0,00	0,00	0,00	11,91
					4	0,00	0,00	0,00	15,16
2	20,227	100,00	409,14	84,01	1	5,96	0,00	0,00	
					2	14,02	0,00	0,00	
					3	20,64	0,00	0,00	
					4	23,58	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
5	7,327	36,22	53,69	11,02	1	11,00	0,00	0,00	
					2	14,69	0,00	0,00	
					3	2,58	0,00	0,00	
					4	-13,14	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
8	4,356	21,54	18,98	3,90	1	8,41	0,00	0,00	
					2	-0,47	0,00	0,00	
					3	-7,80	0,00	0,00	
					4	4,76	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 486.99 Massa totale (t): 486.99 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
11	2,278	11,26	5,19	1,07	1	2,86	0,00	0,00	
					2	-3,50	0,00	0,00	
					3	2,69	0,00	0,00	
					4	-0,95	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 17 - Masse modali SLD direzione x

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 486.99 Massa totale (t): 486.99 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	20,227	100,00	409,14	84,01	1	0,00	5,96	0,00	3,97
					2	0,00	14,02	0,00	7,94
					3	0,00	20,64	0,00	11,91
					4	0,00	23,58	0,00	15,16
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	7,327	36,22	53,69	11,02	1	0,00	11,00	0,00	
					2	0,00	14,66	0,00	
					3	0,00	2,55	0,00	
					4	0,00	-13,14	0,00	
5	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	4,356	21,54	18,98	3,90	1	0,00	8,41	0,00	
					2	0,00	-0,47	0,00	
					3	0,00	-7,80	0,00	
					4	0,00	4,76	0,00	
8	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	2,278	11,26	5,19	1,07	1	0,00	2,86	0,00	
					2	0,00	-3,50	0,00	
					3	0,00	2,69	0,00	
					4	0,00	-0,95	0,00	
11	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 18 - Masse modali SLD direzione y

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 486.99 Massa totale (t): 486.99 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	12,97
					2	0,00	0,00	0,00	25,95
					3	0,00	0,00	0,00	38,92
					4	0,00	0,00	0,00	49,55
2	20,227	100,00	409,14	84,01	1	19,48	0,00	0,00	
					2	45,53	0,00	0,00	
					3	67,46	0,00	0,00	
					4	77,09	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
5	7,327	36,22	53,69	11,02	1	31,29	0,00	0,00	
					2	41,79	0,00	0,00	
					3	7,33	0,00	0,00	
					4	-37,99	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
8	4,356	21,54	18,98	3,90	1	22,18	0,00	0,00	
					2	-1,34	0,00	0,00	
					3	-20,58	0,00	0,00	
					4	12,84	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
11	2,278	11,26	5,19	1,07	1	7,59	0,00	0,00	
					2	-9,30	0,00	0,00	
					3	7,14	0,00	0,00	
					4	-2,52	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 19 - Masse modali SLV direzione x

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 486.99 Massa totale (t): 486.99 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	20,227	100,00	409,14	84,01	1	0,00	19,48	0,00	12,97
					2	0,00	45,83	0,00	25,95
					3	0,00	67,46	0,00	38,92
					4	0,00	77,09	0,00	49,55
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	7,327	36,22	53,69	11,02	1	0,00	31,28	0,00	
					2	0,00	41,79	0,00	
					3	0,00	7,33	0,00	
					4	0,00	-37,39	0,00	
5	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	4,356	21,54	18,98	3,90	1	0,00	22,18	0,00	
					2	0,00	-1,24	0,00	
					3	0,00	-20,58	0,00	
					4	0,00	12,54	0,00	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 486.99 Massa totale (t): 486.99 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
8	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	2,278	11,26	5,19	1,07	1	0,00	7,59	0,00	
					2	0,00	-9,30	0,00	
					3	0,00	7,14	0,00	
					4	0,00	-2,52	0,00	
11	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 20 - Masse modali SLV direzione y

La colonna di interesse è quella che indica il rapporto tra la massa modale e la massa totale, il cui risultato è espresso in percentuale; la normativa lo chiama "massa partecipante" ed afferma di dover considerare tutti quei modi che ne abbiano almeno il 5%, andando nel complesso a prendere in considerazione quelli per cui la somma della massa eccitata sia almeno pari all'85% [10 - §7.3.3.1].

Perciò, in questo caso, in direzione x i modi più significativi sono i numeri 2 e 5; al contrario, secondo la direzione y si guardano i modi 1 e 4.

Per praticità si mostrano intanto i primi due modi di vibrazione, che sono entrambi di tipo traslazionale:

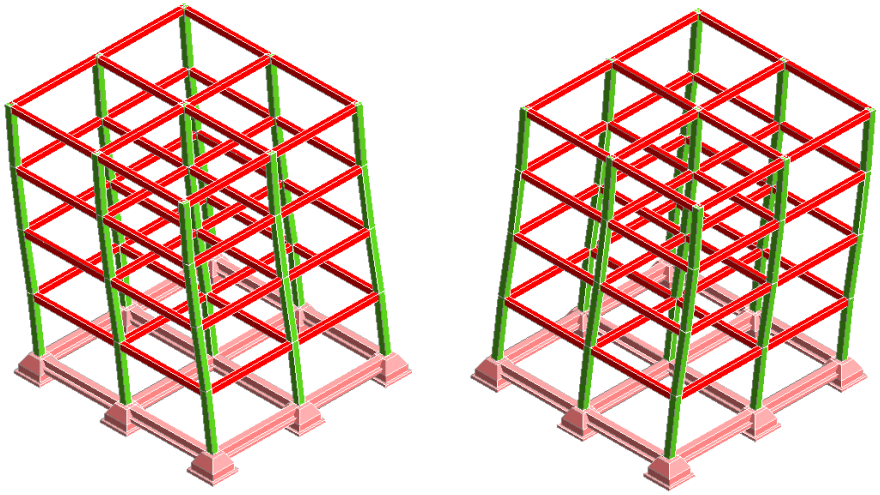


Figura 21 - Deformate modali struttura primaria 3x3

Però, per completezza espositiva viene mostrato anche il terzo modo di vibrazione, di tipo torsionale, nonostante la particolarità della geometria strutturale ne implichi un fattore di partecipazione modale nullo:

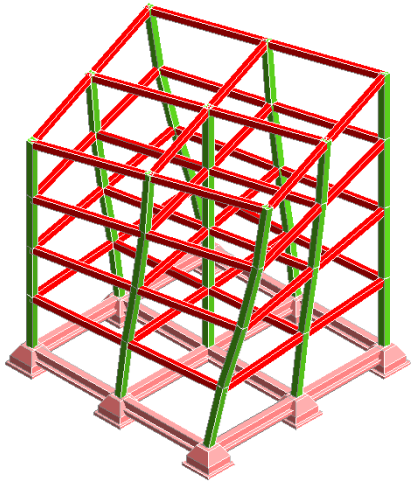


Figura 22 - Deformata modo 3 struttura primaria 3x3

Altri due output interessanti sono quelli riguardanti la deformata in condizioni sismiche e la sollecitazione di taglio nelle direzioni x e y, per gli stati limite SLD e SLV. Le deformate sono caratterizzate da curve di diverso colore: in rosso e in verde sono riportati rispettivamente le travi e i pilastri appartenenti alla geometria della struttura, mentre il blu evidenzia gli elementi strutturali che hanno subito una deformazione a causa dell'azione sismica applicata.

Si riportano soltanto le figure relative a una delle due componenti dell'azione sismica, ad esempio quella che agisce lungo l'asse x, per la semplificazione che viene a crearsi grazie alla geometria strutturale: infatti, essendo l'edificio simmetrico sia secondo x che y e con un numero di campate uguali, la deformata cambia unicamente dal punto di vista visivo per la direzione in cui si deforma, ma la sua entità resta invariata.

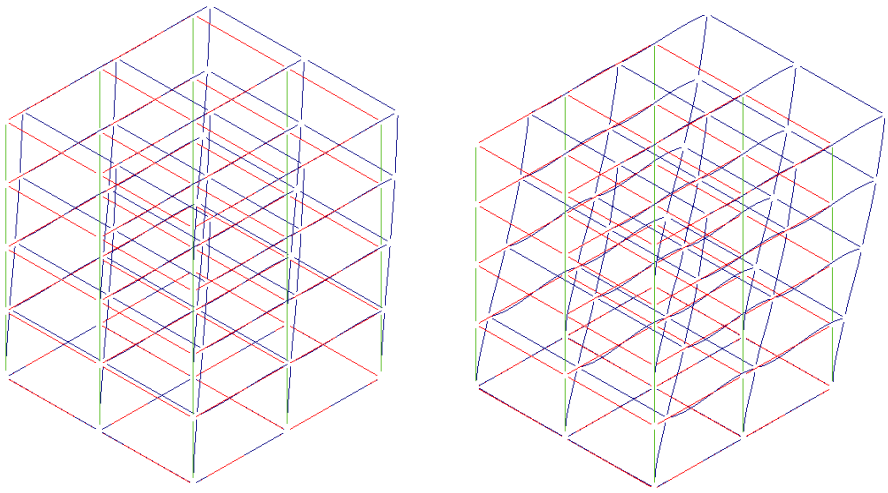


Figura 23 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria 3x3 direzione x

Si nota chiaramente una minore deformazione per lo stato limite di danno, che registra un valore massimo dello spostamento di piano pari a $s_{max} = 34{,}15\ mm$; quello per lo stato limite di salvaguardia della vita è invece $s_{max} = 111{,}62\ mm$.

Anche per gli sforzi di taglio la situazione si presenta allo stesso modo, con colorazioni dal rosa al blu notte per indicare un grado di sforzo di intensità crescente.

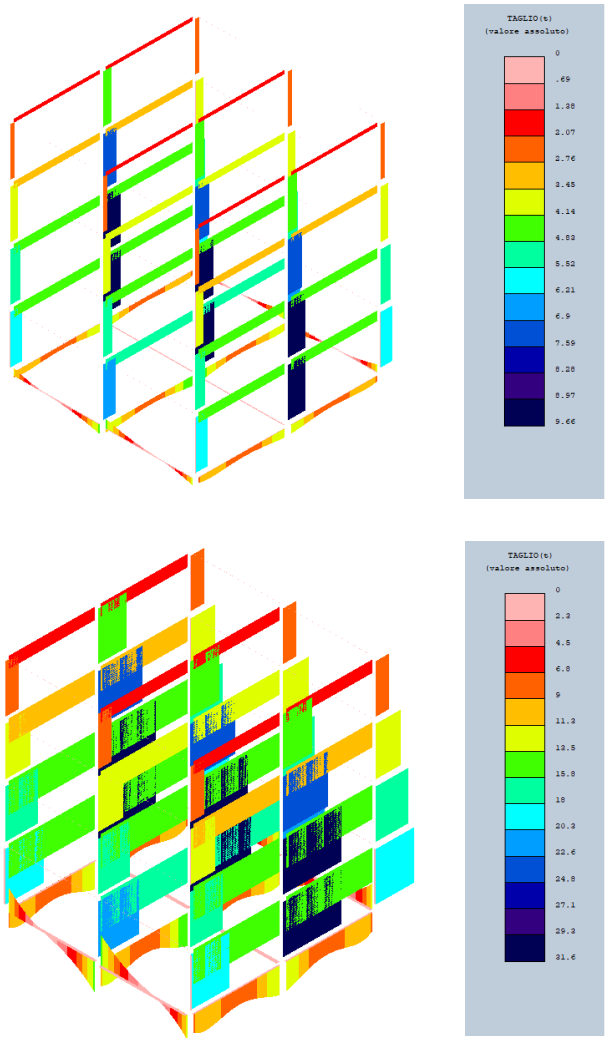


Figura 24 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria 3x3

L'immagine in alto si riferisce allo SLD, per il quale il valore maggiore del taglio è $T_{max} = 9{,}66\ ton \cong 96{,}60\ kN$, mentre allo stato limite di salvaguardia della vita lo sforzo massimo sul singolo pilastro vale $T_{max} = 135{,}70\ kN$.

4.2 Struttura primaria con esoscheletro distanziato

All'edificio di riferimento si aggiunge ora la più semplice tipologia di esoscheletro, ovvero quello in cui i pilastri della struttura esterna sono disposti in corrispondenza delle colonne primarie e distanziate da esse di una quantità pari a $l_{link} = 1\ m$. Questa è altresì la lunghezza del collegamento rigido tra la struttura

primaria e la secondaria, che viene scelto direttamente dall'archivio presente in CDSWin.

Si sono inseriti dei plinti diretti in riferimento agli elementi verticali dell'esoscheletro, ma di dimensione minore rispetto a quelli della struttura primaria in quanto le sezioni sono inferiori. La seguente figura ne mostra le caratteristiche:

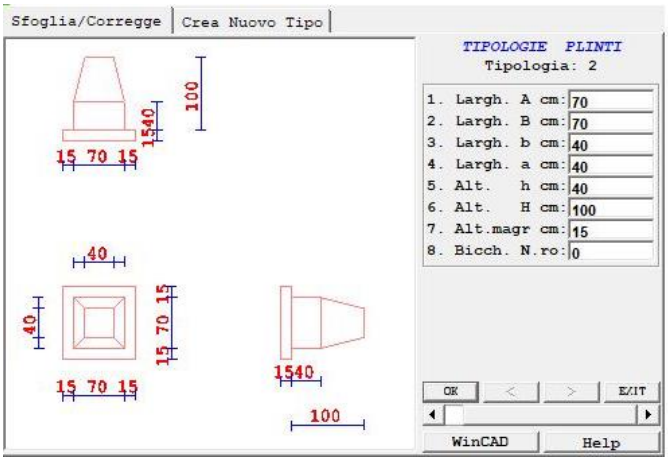


Figura 25 - Plinti di fondazione per l'esoscheletro

Infatti, per progettare l'esoscheletro si sono scelti dei profili in acciaio CHS sia per i pilastri che per i traversi; i primi sono CHS 273x8 mm, i secondi sono invece CHS 101,6x4 mm. Nella designazione il primo numero individua il diametro esterno (mm) della sezione circolare, la seconda cifra è invece lo spessore (mm) del profilo cavo [19]. Tali dimensioni sono state ipotizzate a partire dai profili impiegati nell'adeguamento sismico della Palazzina Uffici della Magneti Marelli [5] affinché si potesse avere una base da cui prendere utili spunti, adattando quel caso alla situazione di interesse.

Inoltre, un'attenzione particolare è stata riservata ai cosiddetti "fili fissi", cioè i punti essenziali mediante i quali è possibile definire e collegare tra loro i vari elementi strutturali al fine di realizzare una qualsivoglia struttura. Se da un lato quelli della struttura primaria seguono le quote (m) dei piani creati, al contrario i fili fissi corrispondenti all'esoscheletro devono essere sempre impostati al piano sismico 0; così facendo, il programma capisce che le due strutture sono sì collegate, ma ognuna presenta un comportamento proprio.

La vista tridimensionale della struttura controllata è:

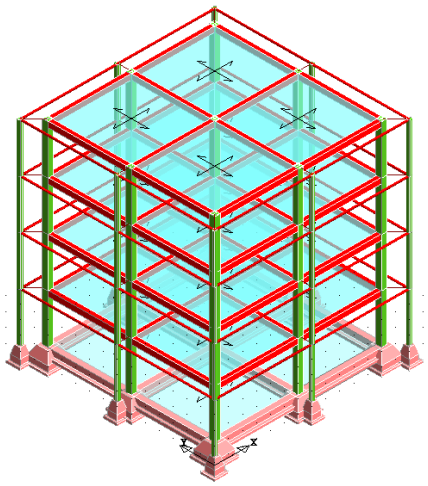


Figura 26 - Vista xyz struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3

Gli spettri di progetto ad essa relativi sono i seguenti:

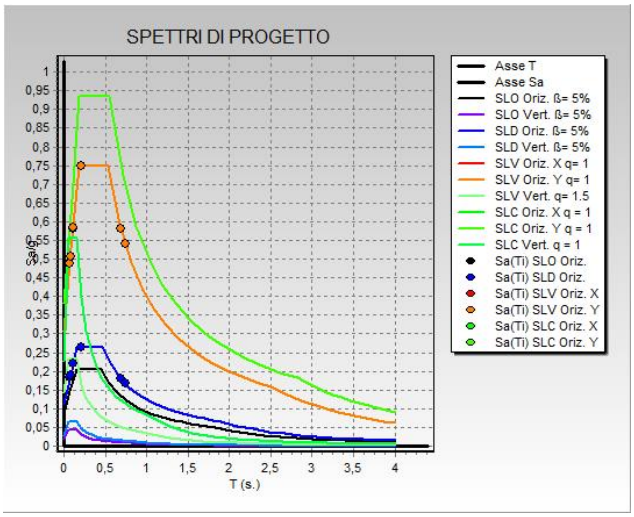


Figura 27 - Spettri di progetto struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3

È possibile confrontare le posizioni dei punti che rappresentano i dodici modi di vibrare di questa configurazione con quelli dell'edificio primario e capire quale cambiamento l'esoscheletro abbia causato. Si nota un loro generale spostamento, ovvero un incremento dell'accelerazione dato dalla riduzione del periodo di vibrazione; tutto ciò si spiega per l'incremento di rigidezza che è stato apportato nell'inserire la struttura esterna.

Come nel caso precedente, le masse modali rappresentative risultano essere le prime due a dimostrazione del fatto che la componente torsionale è pressoché ininfluente.

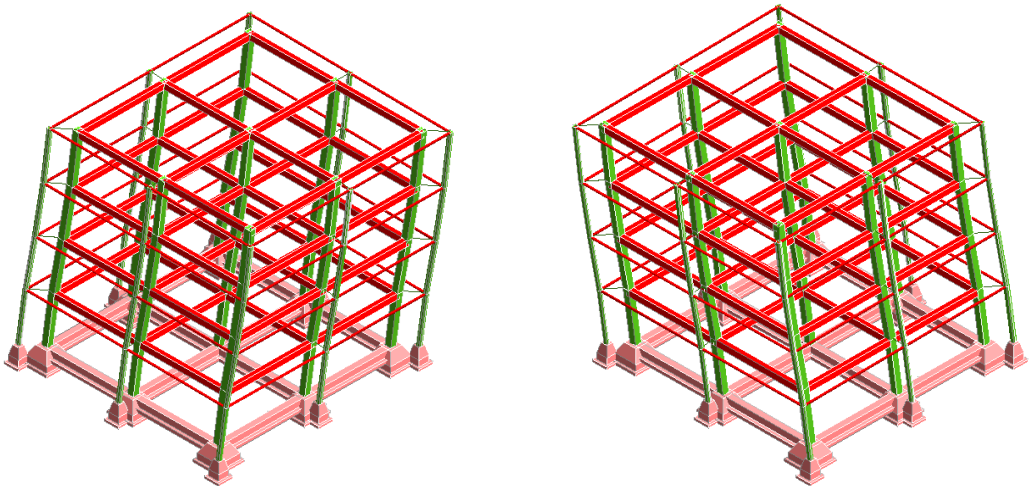


Figura 28 - Deformate modali struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3

Solo per una migliore comprensione si introduce la deformata relativa al terzo modo di vibrazione:

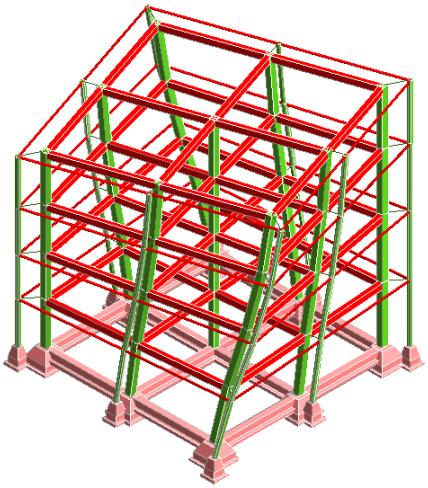


Figura 29 - Deformata modo 3 struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3

Si riportano anche le deformate ottenute dall'analisi dinamica per gli stati limite SLD e SLV con direzione x agente, per le quali valgono le medesime considerazioni esposte trattando la struttura primaria.

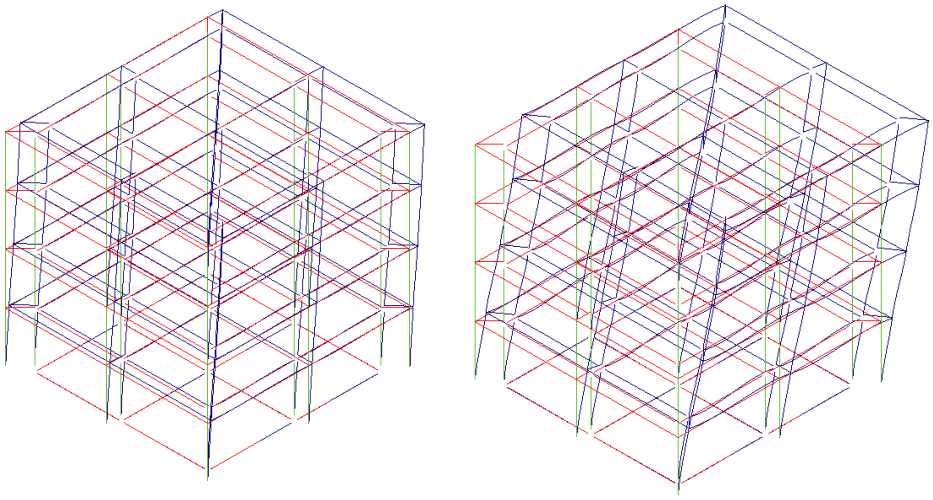


Figura 30 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3 direzione x

Lo stato limite di danno riportato nella parte sinistra presenta uno spostamento massimo di $s_{max} = 29{,}82\ mm$ a differenza di quello che riguarda lo SLV, che si attesta su un valore più alto pari a $s_{max} = 95{,}74\ mm$.

Si può dunque fare subito un confronto tra la struttura primaria e quella controllata a proposito degli spostamenti massimi che una e l'altra possono subire: come verificabile dai risultati inseriti nelle sezioni ad esse relative, si ottiene una prima conferma dell'efficacia del metodo studiato poiché per entrambi gli stati limite presi in considerazione si nota un miglioramento della risposta quando all'edificio in c.a. viene affiancato l'esoscheletro; difatti, gli spostamenti subiscono una riduzione.

Da ultimo, si riportano le colormap delle sollecitazioni di taglio nelle direzioni x e y per gli stati limite SLD e SLV.

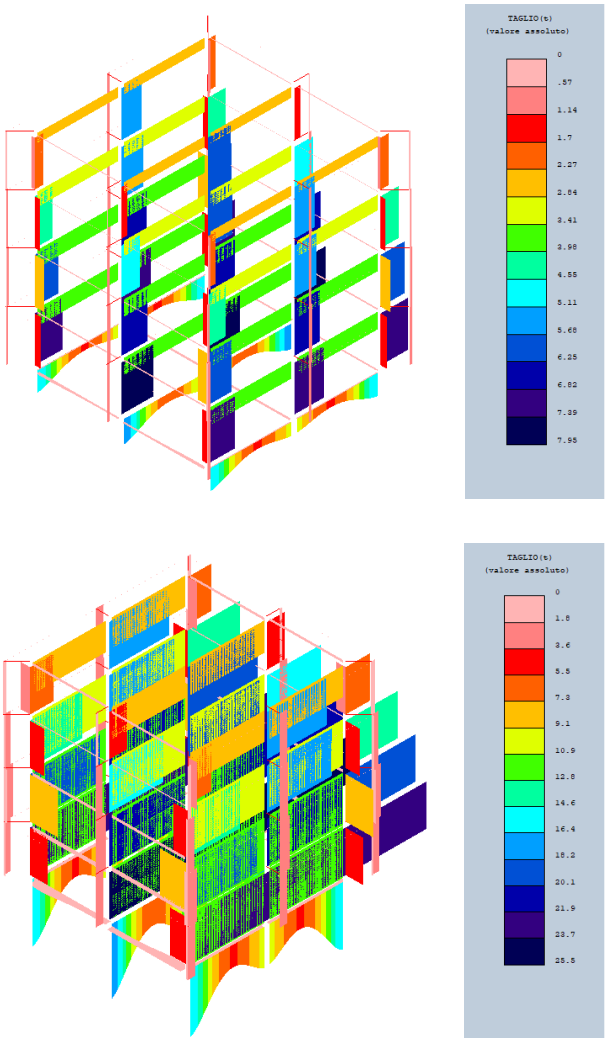


Figura 31 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3

Come nel caso precedente, qualunque sia l'asta considerata, i valori dello sforzo di taglio incrementano allo SLV. Inoltre, si assiste ad un calo della sollecitazione di taglio allo SLD sulla sola struttura primaria rispetto al caso dell'edificio di riferimento, sintomo quindi di buon funzionamento della struttura esterna introdotta che prende una quota parte dello sforzo; lo si può affermare perché ora ciascun pilastro deve sostenere al più $T_{max} = 79{,}50\ kN$. Al contrario, questa configurazione può sopportare un taglio superiore allo SLV dal momento che vale $T_{max} = 255{,}30\ kN$.

4.3 Struttura primaria con esoscheletro addossato

Una struttura controllata alternativa si realizza applicando una nuova serie di pilastri paralleli a quelli dell'edificio primario, in cui una base del profilo metallico è incastrata alla corrispettiva colonna in c.a. per mezzo di una trave d'acciaio; quindi, gli elementi verticali dell'esoscheletro in posizione mediana di ciascun lato risultano addossati al relativo pilastro cementizio, a differenza di quelli posizionati agli angoli che ne restano leggermente distanziati per chiare motivazioni geometriche. Sono stati adoperati dei profili d'acciaio di prova, del tipo HE200A, che comportano la disposizione del baricentro degli elementi verticali ad una distanza di $\Delta_{fili\ fissi} = 0{,}30\ cm$ da quello delle colonne primarie; questa distanza è raccordata tramite delle sezioni HE100A, che quindi rappresentano dei collegamenti essenzialmente rigidi. Gli elementi di fondazione sono uguali a quelli che sono stati impiegati per il caso precedente; i traversi che compongono l'esoscheletro sono profili d'acciaio a sezione circolare cava denominati CHS 101,6x4 mm. Due particolari dei nodi sono inseriti di seguito:

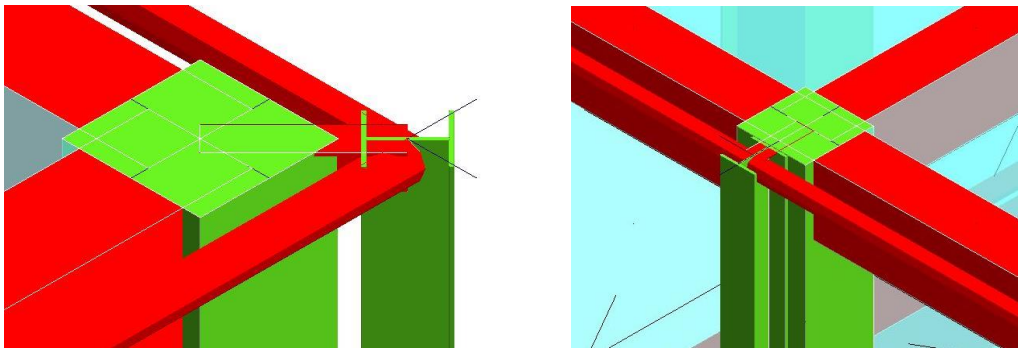


Figura 32 - Nodo d'angolo e nodo in mezzeria di un lato

Il modello è ora mostrato:

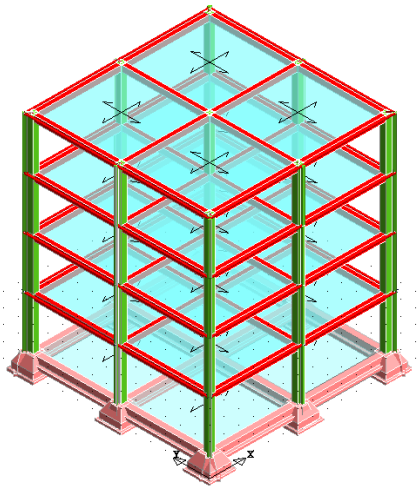


Figura 33 - Vista xyz struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3

Anche con questo nuovo esoscheletro d'acciaio il periodo di vibrazione si riduce rispetto a quello della struttura primaria e l'accelerazione aumenta, ma di meno se paragonata a quella riguardante lo schema della sezione §4.2; la figura mostra gli spettri di progetto:

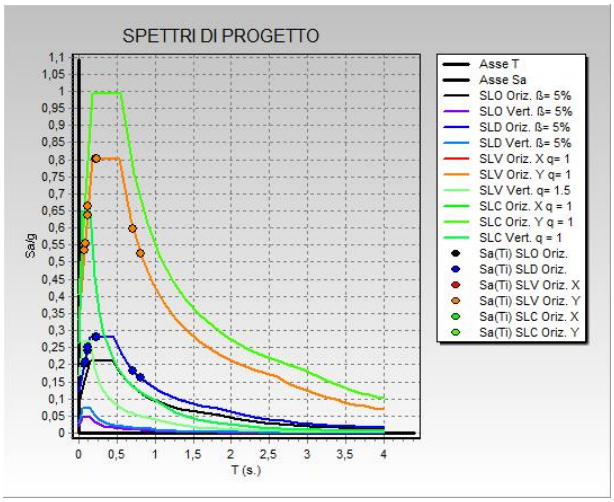


Figura 34 - Spettri di progetto struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3

Per le deformate modali il discorso non varia, difatti prevalgono i due modi iniziali; una precisazione però deve essere fatta a proposito del secondo modo, che risulta sottoposto ad una contrazione verticale dei pilastri causando quindi una deformazione lungo l'asse z.

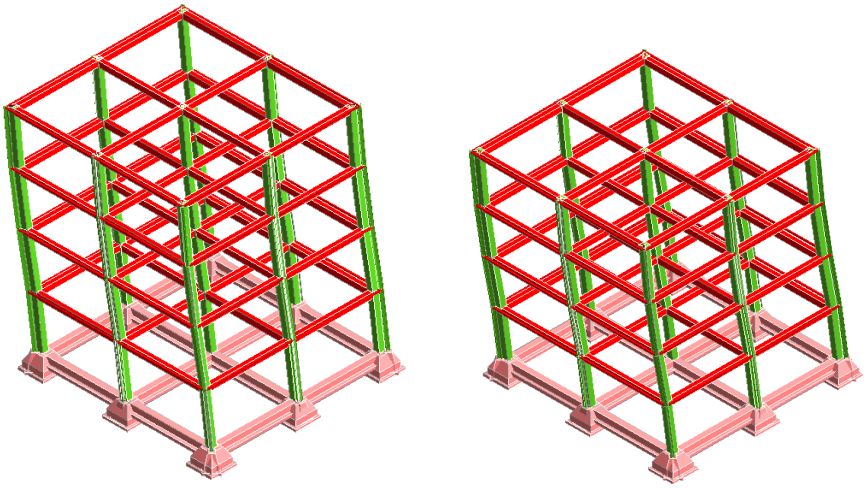


Figura 35 - Deformate modali struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3

Come per i casi precedenti, nonostante il fattore di partecipazione sia pari a zero per le scelte progettuali introdotte, si è pensato di mostrare comunque la deformata del terzo modo di vibrazione:

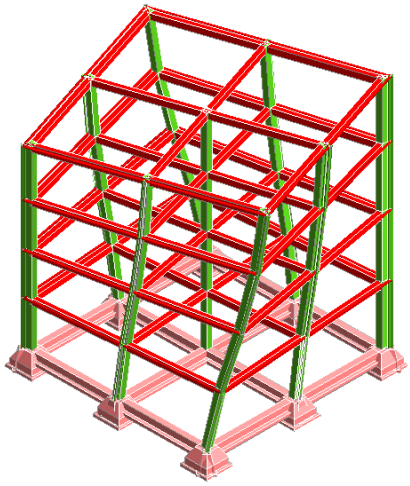


Figura 36 - Deformata modo 3 struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3

Dall'analisi in condizioni sismiche per gli stati limite di danno e di salvaguardia della vita sono emersi le deformate e gli andamenti dello sforzo di taglio visibili alle pagine seguenti, analizzati ancora soltanto in direzione x.

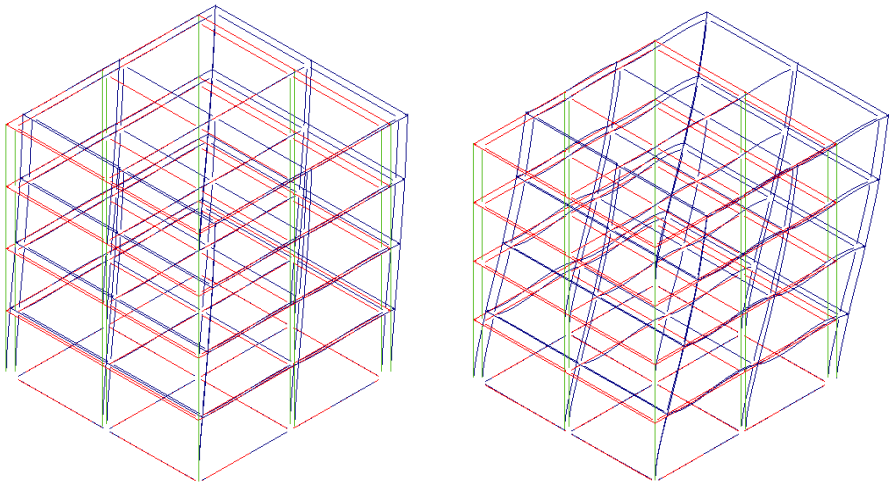


Figura 37 -Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3

Valgono commenti analoghi a quelli scritti sopra e che trovano conferma nei valori numerici che individuano lo spostamento massimo subito da un piano rigido della struttura controllata nel caso SLD e SLV: si tratta rispettivamente di $s_{max} = 33{,}61\ mm$ e di $s_{max} = 109{,}85\ mm$.

Da questi dati si evince che la soluzione assicura un risultato leggermente migliore di quello ottenuto con la sola struttura primaria, ma di minor efficacia rispetto alla disposizione più distanziata dell'esoscheletro dall'edificio di riferimento.

Le singole aste verticali sono sottoposte a delle sollecitazioni di taglio maggiori rispetto a quelle che caratterizzano l'altra tipologia di esoscheletro, comunque ridotte se paragonate ai tagli agenti sulle colonne della struttura primaria.

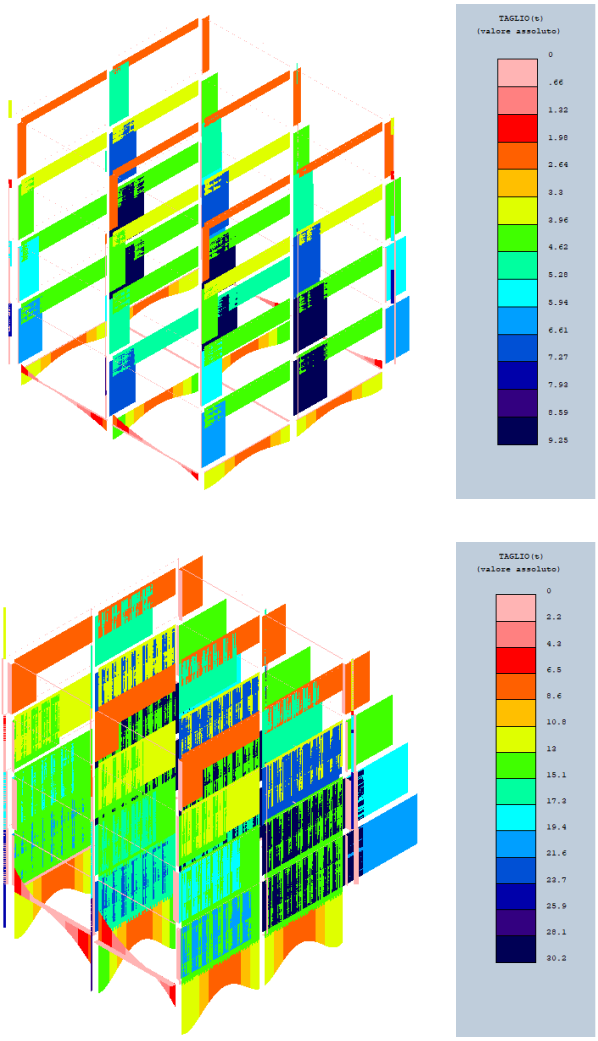


Figura 38 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3

Gli sforzi di taglio massimi sui pilastri tra le due direzioni dello stato limite di danno valgono $T_{max} = 92{,}40\ kN$ e quelle allo SLV sono pari a $T_{max} = 302{,}20\ kN$.

4.4 Struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato

Questa nuova tipologia di struttura esterna prevede l'introduzione di elementi di controvento ad ogni piano partendo dal caso descritto alla sezione §4.3; tali aste sono disposte come una croce di Sant'Andrea ed hanno un profilo metallico cavo di sezione circolare detto TUBOC 114,3x5 mm.

Il modello si presenta così:

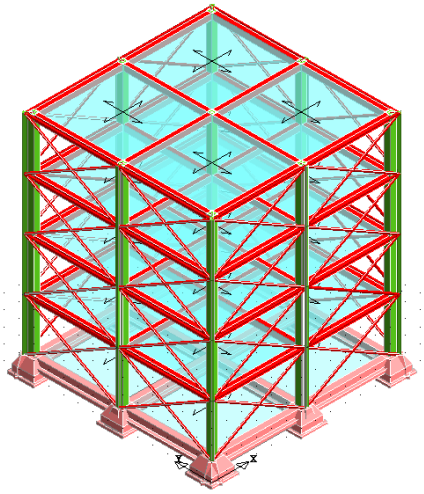


Figura 39 - Vista xyz struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3

I modi relativi agli stati limite SLD e SLV sugli spettri di progetto sono ora introdotti in figura:

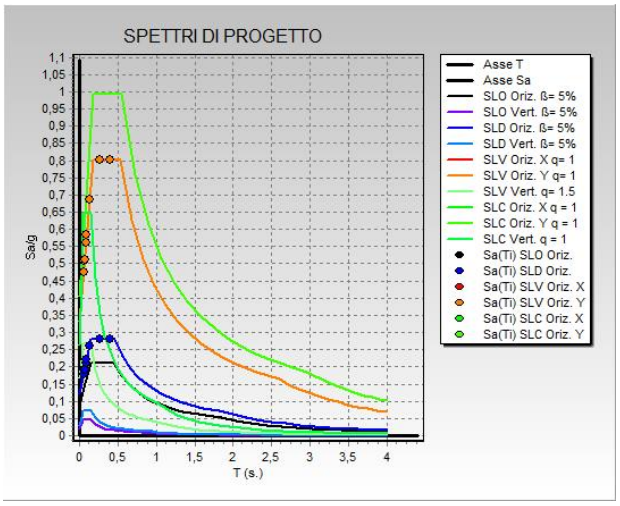


Figura 40 - Spettri di progetto struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3

La riduzione del periodo di vibrazione è palese, essendosi dimezzato da quello dell'edificio di partenza; le accelerazioni sulla struttura sono quindi aumentate. Ancora una volta, questo comportamento si spiega per la maggiore rigidezza globale del sistema controllato.

A proposito delle deformate modali valgono le considerazioni espresse in precedenza, dalle quali emergono le raffigurazioni di seguito mostrate, di cui la seconda consiste in una elevazione in direzione z.

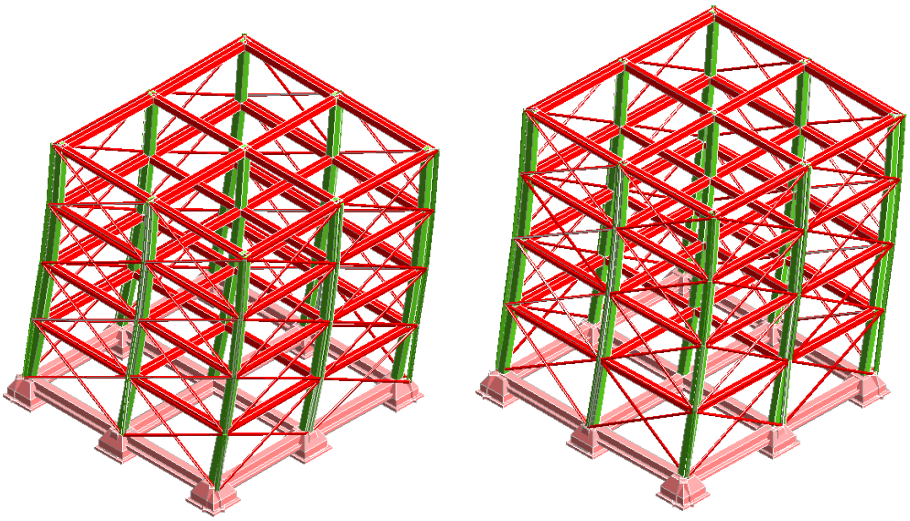


Figura 41 -Deformate modali struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3

Il modo 3 di tipo torsionale è di seguito riportato per rendere completa la trattazione:

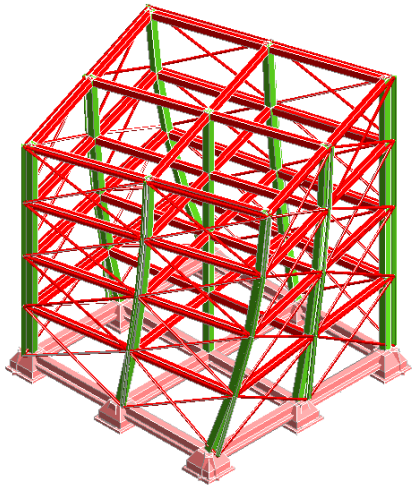


Figura 42 - Deformata modo 3 struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3

Agli stati limite di danno e di salvaguardia della vita l'analisi dinamica in condizioni sismiche fornisce le seguenti deformate, che sono rappresentate per la sola direzione x trattandosi di una struttura simmetrica.

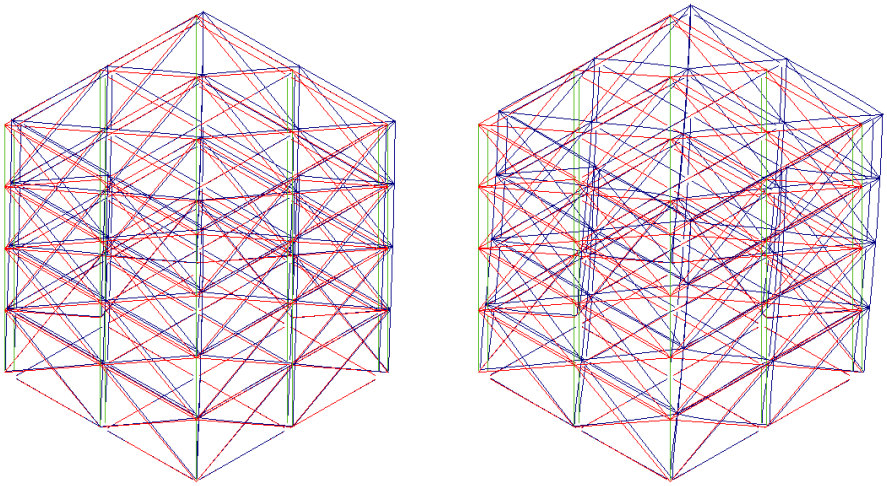


Figura 43 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3

Il contributo dei controventi è evidente come si sperava e la conferma è data dagli spostamenti massimali di piano a cui la struttura controllata è sottoposta: allo SLD sono più che dimezzati rispetto a quelli della struttura primaria attestandosi ad un valore di $s_{max} = 14{,}37\ mm$ e migliorano ancora riducendosi di quasi tre volte allo SLV per il quale si ha $s_{max} = 40{,}89\ mm$.

Le sollecitazioni di taglio rispecchiano lo stesso comportamento, poiché sono inferiori sia in relazione alla sola struttura di riferimento sia alle due tipologie di esoscheletro descritte in precedenza. L'andamento è individuato dalla figura seguente, nella quale la prima immagine fa riferimento allo stato limite di danno, invece la rappresentazione in basso è allo stato limite di salvaguardia della vita.

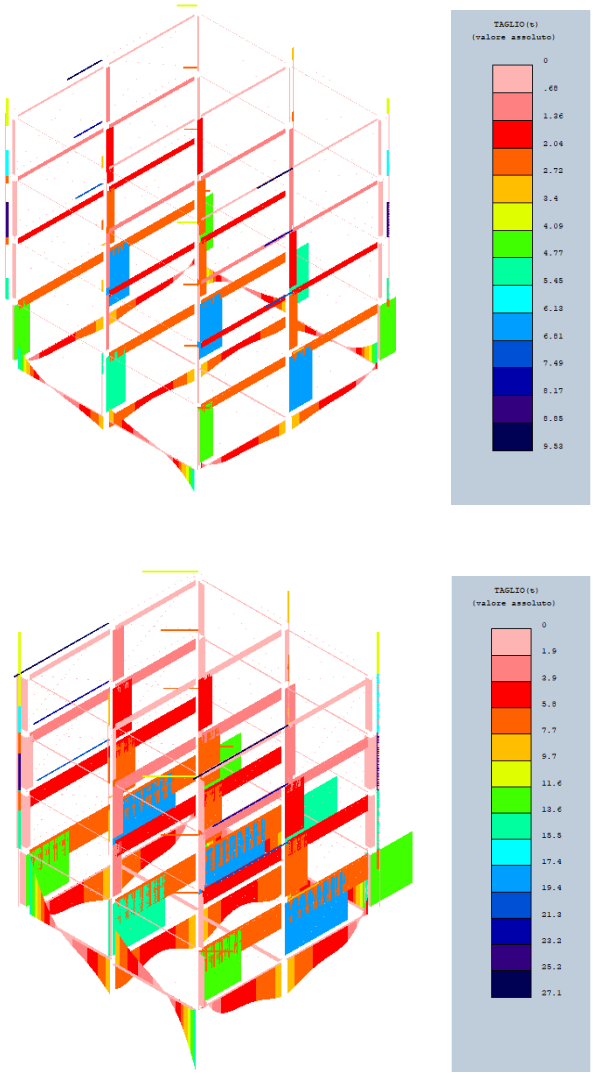


Figura 44 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3

La sollecitazione di taglio sui pilastri più consistente vale $T_{max} = 68{,}10\ kN$ allo SLD, mentre cresce per lo SLV raggiungendo $T_{max} = 194{,}00\ kN$.

4.5 Struttura primaria con diagrid

Un passo in avanti è condotto introducendo una struttura reticolare diagrid esternamente all'edificio primario per studiare in quale modo e con quale efficacia riesca a svolgere una funzione antisismica.

Nonostante le strutture del tipo diagrid siano state costruite finora in zone a basso o moderato rischio sismico, l'unica interessante rarità è l'Istituto MIT di Auckland in Nuova Zelanda, di cui però non è stata trovata alcuna documentazione.
C'è anche da considerare la variabilità della risposta dell'edificio in base alla sua elevazione: difatti, se da un lato si conosce il comportamento dei grattacieli che devono sopportare elevati momenti alla base e sforzi di taglio in sommità, dall'altro sono scarsi i riscontri per le strutture con pochi piani, per le quali si può solo immaginare che debbano resistere a coppie inferiori [17]. Perciò, l'assenza di pubblicazioni su strutture a ridotto sviluppo verticale soggette all'azione sismica ha suscitato un notevole interesse e spinto a condurre delle indagini preliminari già in questa tesi.

Il modello realizzato conta la struttura di riferimento alta quattro piani e che presenta tre file di pilastri nelle due direzioni, a cui si aggiungono gli elementi a griglia propri del diagrid. Essi sono dei profili d'acciaio a sezione circolare cava ipotizzati del tipo TUBOC 114,3x5 mm come i controventi impiegati per l'esoscheletro analizzato alla sezione § 4.4; essi descrivono delle forme romboidali che si sviluppano su due piani di altezza e si intersecano in nodi dislocati, a quote alterne, in mezzeria di un solaio oppure in corrispondenza di un nodo trave-pilastro. Tali diagonali a griglia vengono poste ad una distanza $\Delta_{str-diag} = 0{,}50\ m$, che necessitano perciò di un collegamento; questo compito è assolto da una trave d'acciaio di profilo HE100A scelta a priori. I carichi su ogni solaio sono ora ripartiti con un'orditura diversa dai casi precedenti, ma solo per esigenze realizzative di questo e dei modelli a venire.
Così come impostato per gli esoscheletri, anche i fili fissi da cui si costruisce il diagrid sono sistemati ad un piano sismico 0.

La struttura controllata è rappresentata in Figura 45.

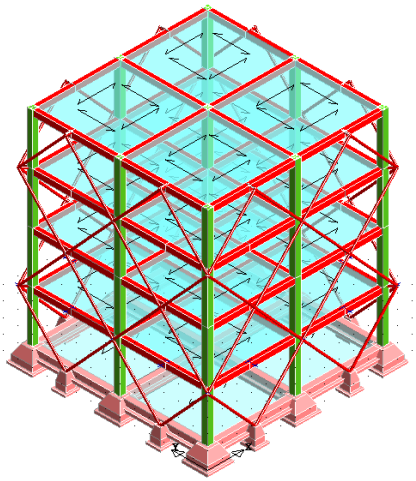


Figura 45 - Vista xyz struttura primaria con diagrid 3x3

Anche in questo caso si presume che il periodo di vibrazione e le accelerazioni sulla struttura siano rispettivamente inferiori e maggiori di quelle del sistema 3x3 non controllato; la conferma si ottiene osservando la figura successiva:

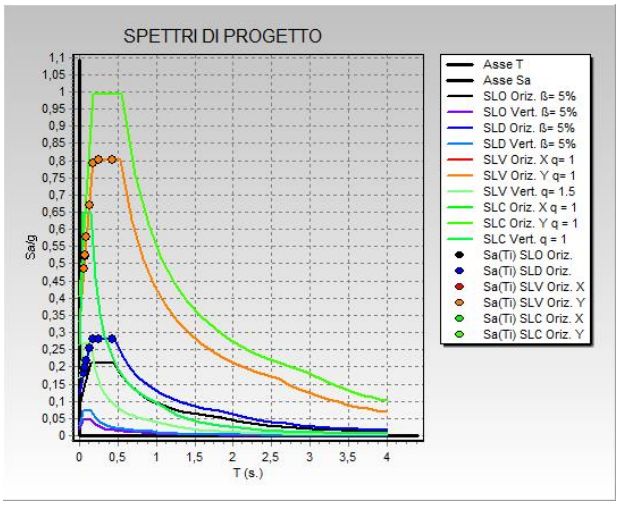


Figura 46 - Spettri di progetto struttura primaria con diagrid 3x3

Il periodo dei vari modi è inferiore a quello del sistema non controllato, di conseguenza le accelerazioni sono massimizzate spostandosi dal tratto decrescente verso il plateau: la rigidezza della struttura controllata nel suo complesso ha decisamente influito.

Nessun modo di vibrare ha un'accelerazione appartenente al tratto discendente, ma essi si trovano suddivisi tra la porzione iniziale ad accelerazione crescente e il plateau di entità massima.

Si è svolta un'analisi dinamica modale che ha permesso di notare, come per le tipologie precedenti, che applicando il diagrid i modi di vibrare coinvolti sono essenzialmente i due iniziali; sono perciò raffigurati in primis questi esempi:

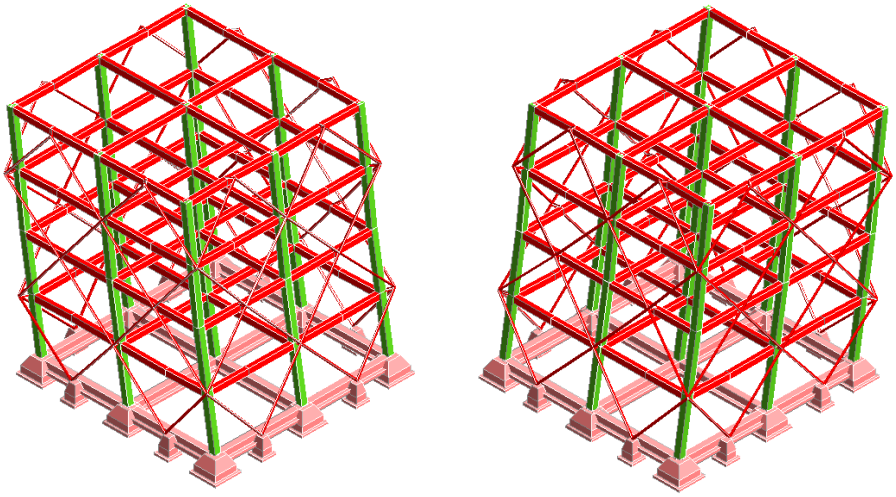


Figura 47 - Deformate modali struttura primaria con diagrid 3x3

Il fattore di partecipazione modale è nullo per il terzo modo di vibrazione grazie alle semplificazioni ipotizzate in partenza, ma se ne inserisce comunque la deformata:

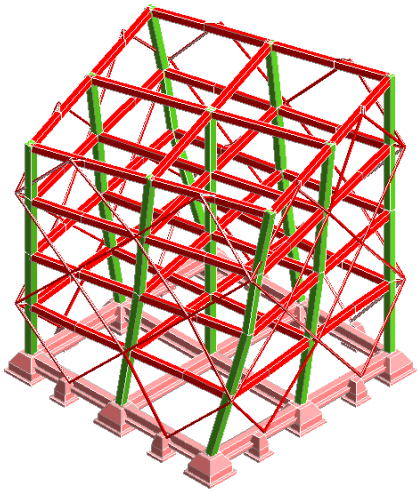


Figura 48 - Deformata modo 3 struttura primaria con diagrid 3x3

Gli spostamenti di piano a cui la struttura è sottoposta sono rappresentati mediante le seguenti immagini, che si riferiscono agli stati limite SLD e SLV considerando la direzione x.

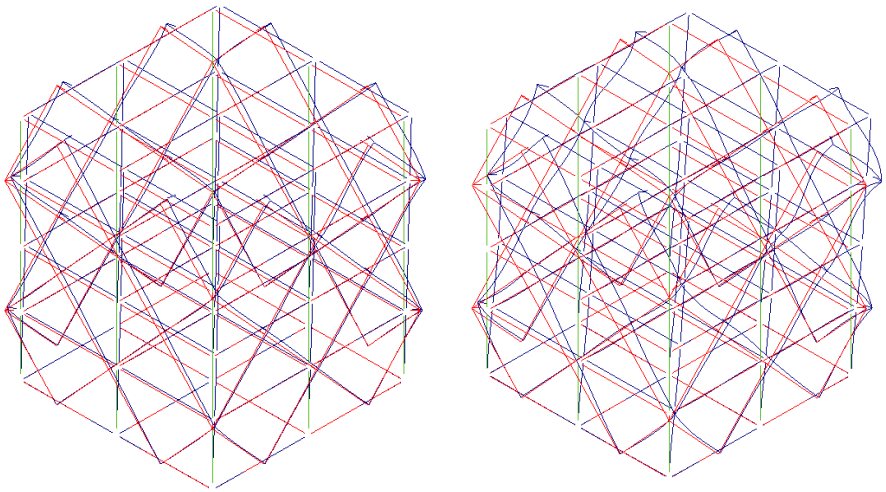
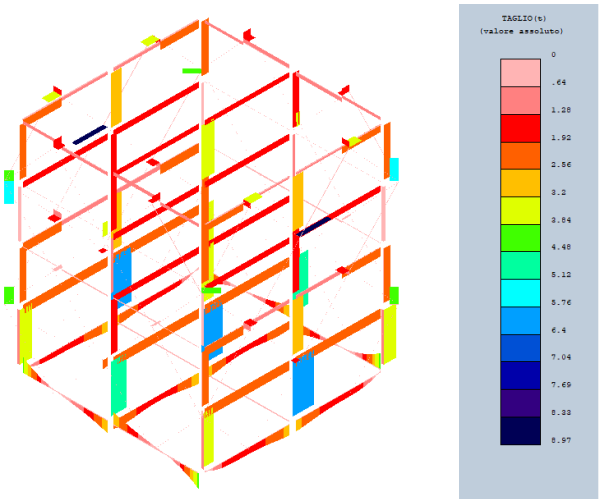


Figura 49 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con diagrid 3x3

I valori massimi sono $s_{max} = 16{,}68\ mm$ e $s_{max} = 47{,}46\ mm$ rispettivamente per lo SLD e lo SLV.

Per quanto riguarda le sollecitazioni a taglio, il comportamento allo stato limite di danno e di salvaguardia della vita è evidenziato dalle colormap qui mostrate:



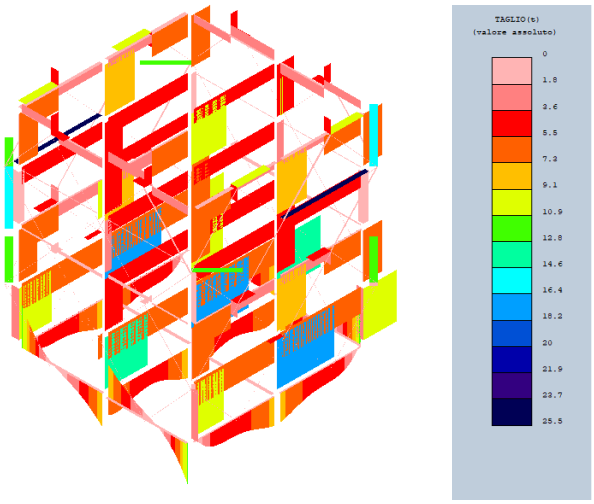


Figura 50 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con diagrid 3x3

Questi risultano di minor entità rispetto alle due strutture con esoscheletri, infatti allo SLD il valore massimo raggiunto sui pilastri è $T_{max} = 64{,}00\ kN$ ed è pari a $T_{max} = 182{,}00\ kN$ allo SLV.

4.6 Struttura primaria con pseudo-diagrid

In questo caso si effettua una modifica al diagrid visto sopra andando ad aggiungere dei pilastri d'acciaio HE200A in posizione speculare a quelli cementizi della struttura primaria, che vengono collegati alle colonne esistenti mediante dei profili HE100A; così facendo, non si può però parlare di vero e proprio diagrid perché per ritenerlo tale esso dovrebbe essere privo di elementi verticali, che qui sono stati invece aggiunti. Si può quindi denotare come "pseudo-diagrid".

La struttura controllata che ne deriva è visualizzata in Figura 51.

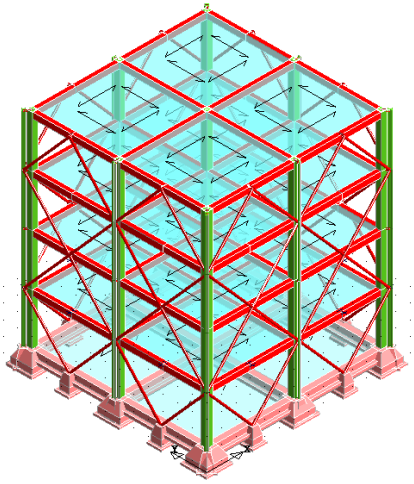


Figura 51 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3

Questa nuova soluzione causa un'ulteriore diminuzione del periodo di vibrazione rispetto al caso descritto alla sezione precedente, sintomo di un sistema controllato leggermente più rigido. Si possono osservare gli spettri di progetto:

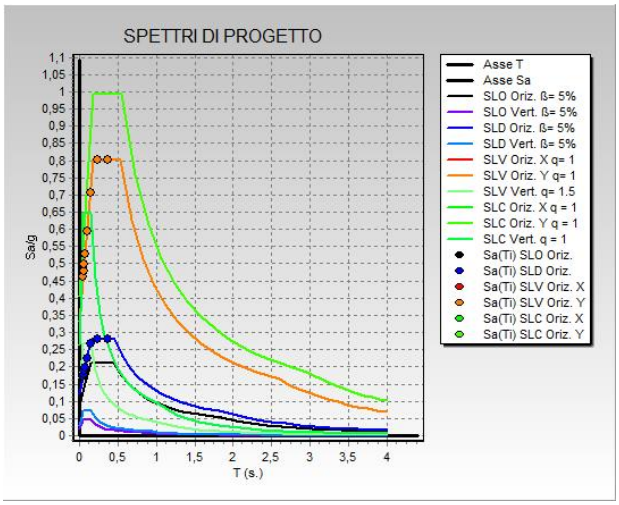


Figura 52 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3

Dall'analisi modale è di nuovo emerso, seppur con percentuali diverse, che i primi due modi sono i più influenti e di seguito si mostrano le relative deformate. Una seconda figura è riservata al modo 3, che generalmente non è trascurabile ma qui lo diventa a causa della particolarità strutturale del modello.

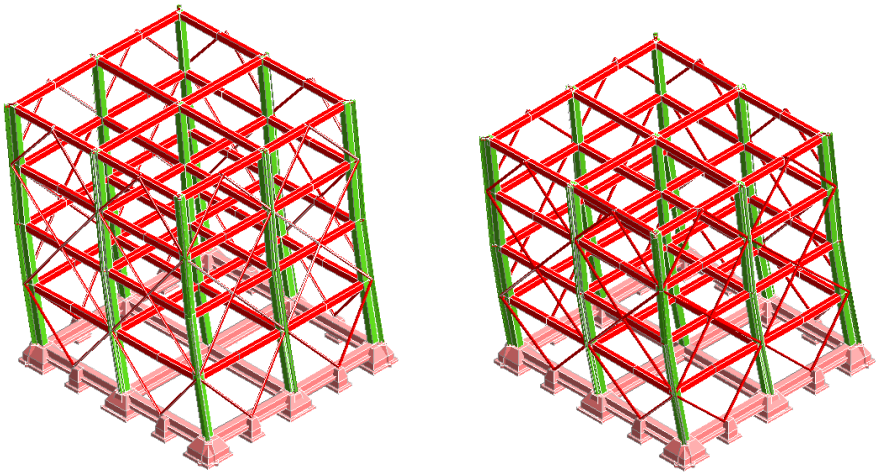


Figura 53 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3

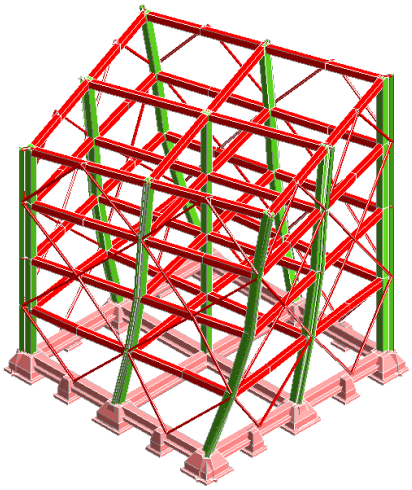


Figura 54 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3

Sottoposto all'azione sismica, agli stati limite SLD e SLV il sistema si deforma in direzione x individuando degli spostamenti massimi inferiori a quelli del diagrid descritto alla sezione §4.5, che sono rispettivamente $s_{max} = 12{,}33\ mm$ e $s_{max} = 35{,}08\ mm$.

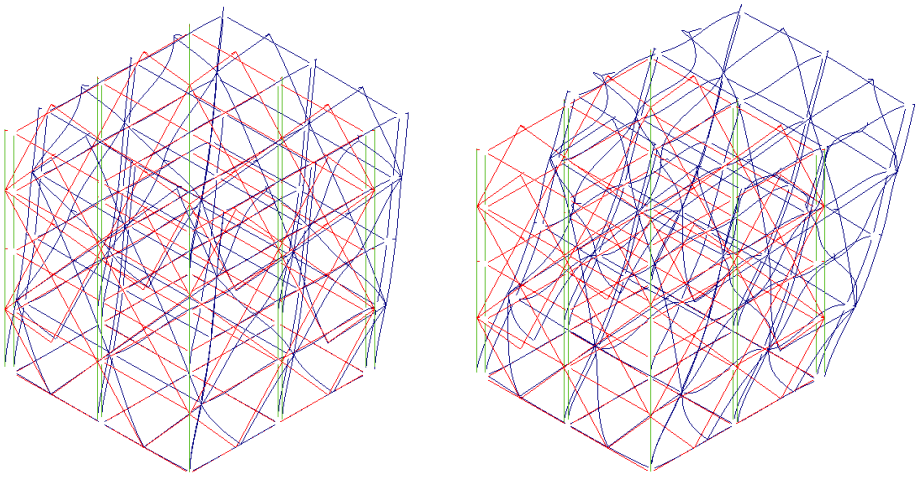


Figura 55 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3

Infine, sono mostrate le rappresentazioni degli sforzi di taglio agenti sulle colonne della struttura controllata:

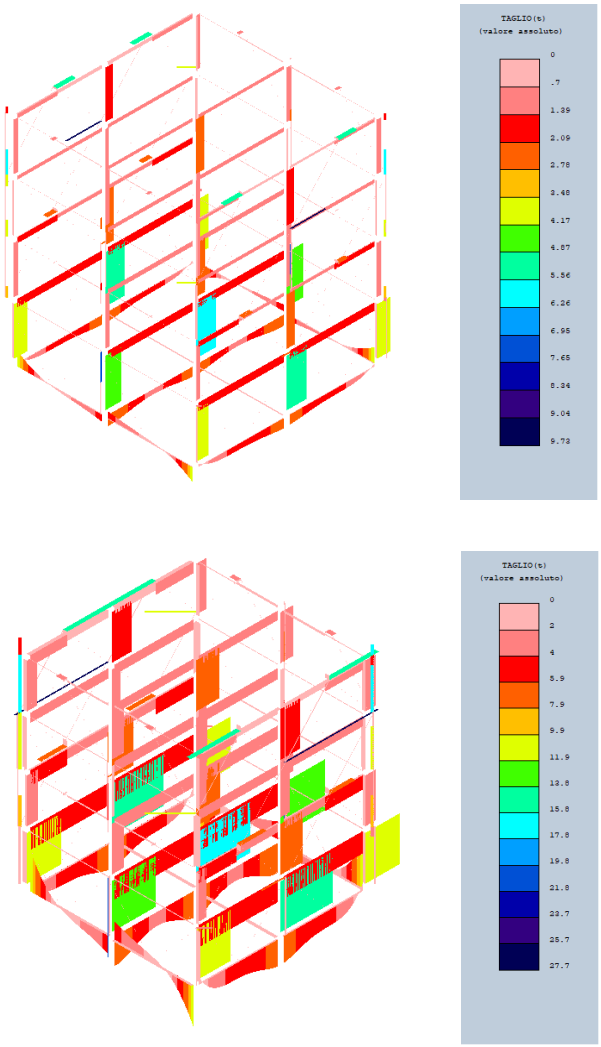


Figura 56 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3

L'intensità della sollecitazione massima è minore di quella che caratterizza la struttura primaria con diagrid, dato confermato anche dai valori sui pilastri pari a $T_{max} = 62{,}60\ kN$ per lo SLD e uguale a $T_{max} = 178{,}00\ kN$ per lo SLV.

4.7 Struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2

Come ultima soluzione si adotta la stessa struttura esterna descritta alla sezione §4.6, ma si modifica il profilo dei pilastri d'acciaio: si impiegano ora dei profilati più piccoli, esattamente HE100A, in modo da ridurre la quantità di materiale utilizzato e di conseguenza il peso. La distanza del collegamento risulta $\Delta_{str-diag} = 0{,}25\ m$; la procedura non cambia a proposito degli altri aspetti considerati.

La rappresentazione del modello è la seguente:

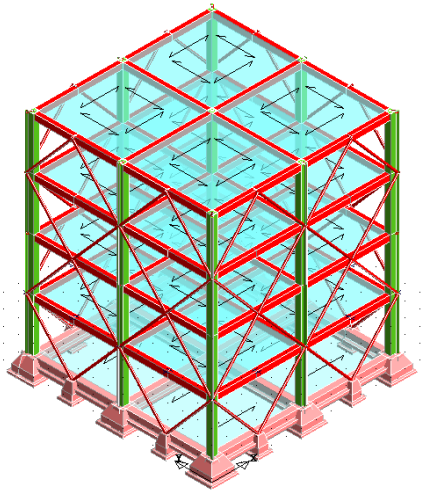


Figura 57 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3

Si assiste ad un comportamento analogo a quello del primo pseudo-diagrid in termini di modi di vibrazione, che sono inseriti sugli spettri di progetto allo stato limite di danno e di salvaguardia della vita nella Figura 58.

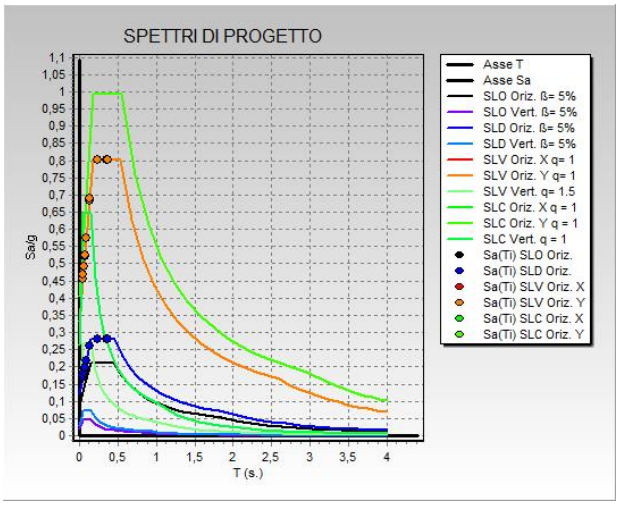


Figura 58 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3

Dopo aver condotto l'analisi modale si è osservato che i modi eccitanti la percentuale di massa maggiore sul totale, per di più superiore all'85% di normativa, sono i primi due; queste sono inserite le deformate nelle direzioni x e y:

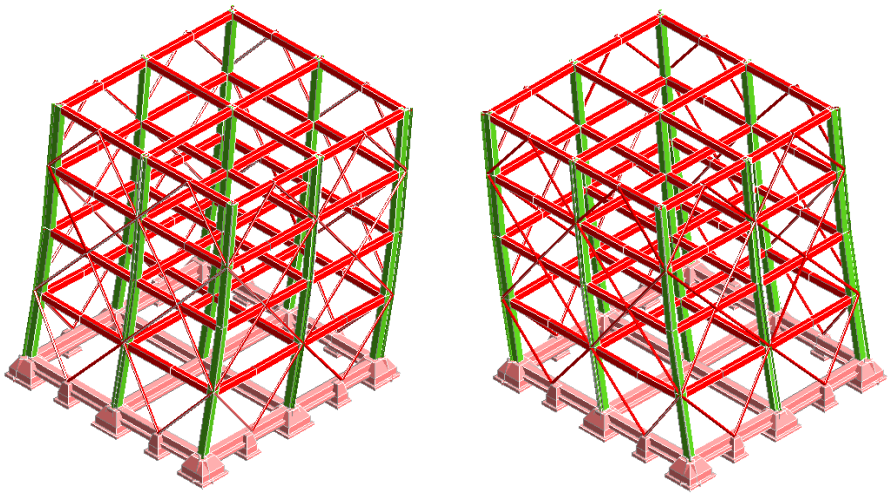


Figura 59 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3

Al contrario, è nulla la massa partecipante propria al modo 3, ma se ne rappresenta lo stesso la deformata per rendere comprensibile il comportamento strutturale di quel caso sottoposto a torsione.

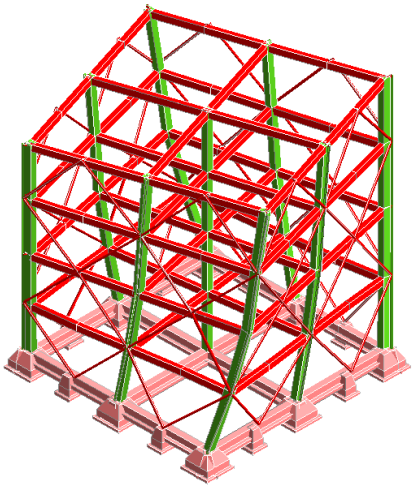


Figura 60 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3

Gli stati limite per l'analisi dinamica secondo le combinazioni sismiche mostrano delle deformate caratterizzate dai più piccoli spostamenti massimi registrati finora. In Figura 61 si riportano quella allo SLD e la deformata allo SLV con i rispettivi valori numerici di traslazione di piano:

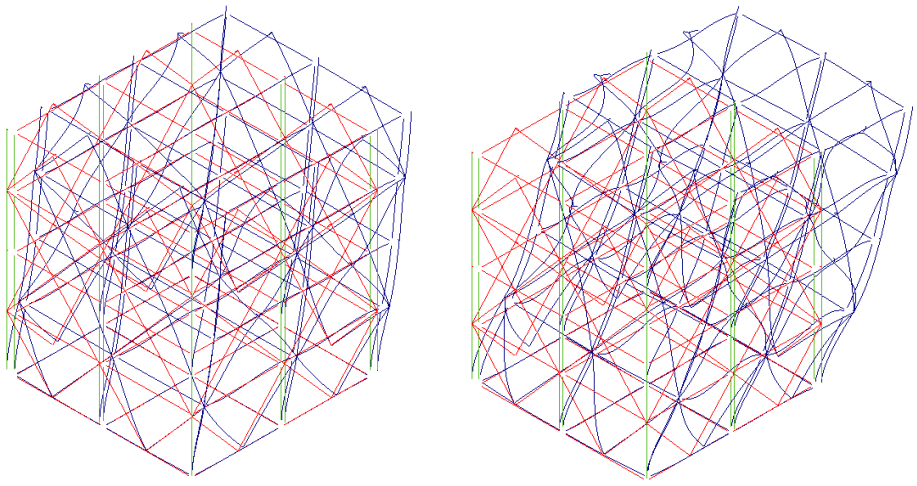


Figura 61 - Deformata sismica SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3

Lo spostamento massimo per lo stato limite di danno è pari a $s_{max} = 12{,}12\ mm$, mentre quello corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita è $s_{max} = 34{,}48\ mm$.

Anche per quanto concerne i tagli agenti sui singoli pilastri della struttura primaria si osserva che il massimo sforzo raggiungibile è tra i minori determinati ed è un'altra prova a favore della soluzione adottata. I valori massimi sono $T_{max} = 64{,}00\ kN$ per SLD e vale $T_{max} = 182{,}00\ kN$ allo SLV.

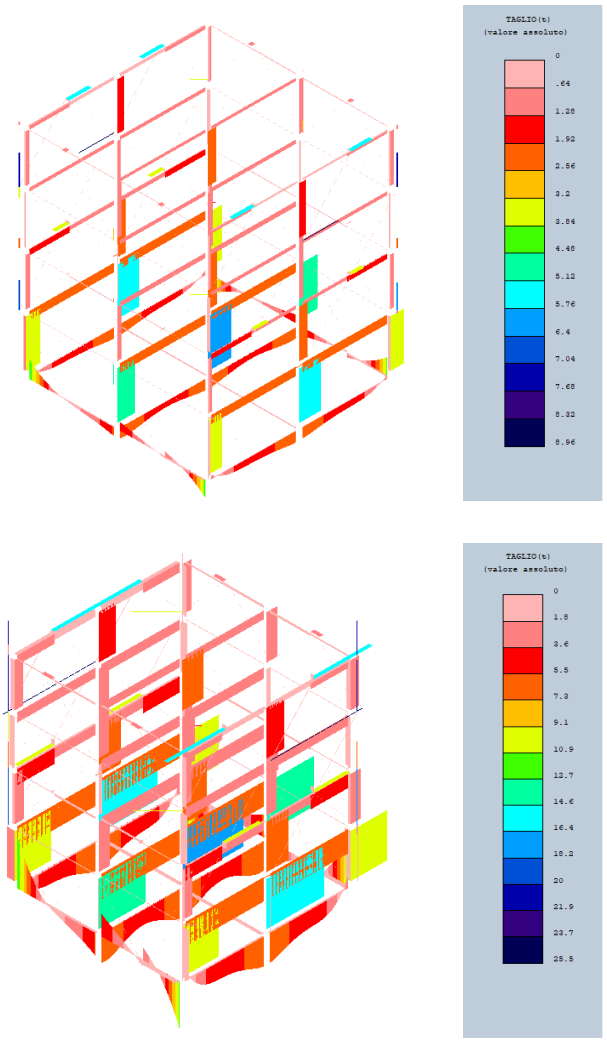


Figura 62 - Tagli Tx e Ty SLD e SLV, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3

In conclusione, si può affermare che queste modellazioni hanno già fornito dei riscontri significativi, in quanto fanno capire che la risposta più efficace all'azione sismica in termini di massimi spostamenti di piano e di tagli massimi sui pilastri si trova considerando il sistema controllato con il secondo pseudo-diagrid, ovvero quello presentato nell'attuale sezione. Di conseguenza, è questa la tipologia scelta per i modelli di dimensioni in pianta 1:2 e 1:3 rispetto alla struttura 3x3.

4.8 Analisi dei risultati

Esposti i modelli ed eseguiti i calcoli per ciascuno di essi, si possono reperire gli output che li caratterizzano allo scopo di metterli a confronto; è proprio da questa procedura che si riesce a chiarire l'utilità della soluzione introdotta.

Come visto sopra, per quanto riguarda la tipologia 3x3, le strutture esterne più favorevoli contro l'azione sismica sono i due casi tubolari rinforzati mediante diagonali d'acciaio delle sezioni §4.6 e §4.7: si studiano quindi questi due sistemi controllati in contrapposizione alla struttura primaria, che per semplicità verranno chiamati d'ora in poi "Diagrid 1" e "Diagrid 2".

I macro-settori in cui è stata suddivisa l'analisi dei risultati sono due: gli spostamenti di piano e i tagli alla base. Si descrivono entrambi di seguito, partendo dai primi citati.

4.8.1 Spostamenti di piano

Ciascuna struttura in esame è stata considerata allo SLD per lo stato limite di esercizio e allo SLV per lo stato limite ultimo. Si inizia lavorando sulla deformata in condizioni sismiche fornita dal software CDSWin andando a determinare ad ogni quota gli spostamenti che caratterizzano i piani rigidi; in questo caso, per la particolarità geometrica del modello, non vi è discrepanza tra una direzione e l'altra, perciò si decide arbitrariamente che la sollecitazione sismica è diretta secondo l'asse x. Si calcola quindi la differenza tra i valori numerici ottenuti al piano i-esimo e quelli del livello sottostante così da determinare il drift d'interpiano, per il solo SLD come previsto dalla norma NTC 2008 [10]; questo può essere normalizzato rispetto all'altezza di piano *h* diventando un valore adimensionale.

In figura 63 si riportano i diagrammi relativi allo spostamento di un qualsiasi punto appartenente a ciascun piano rigido delle configurazioni 3x3.

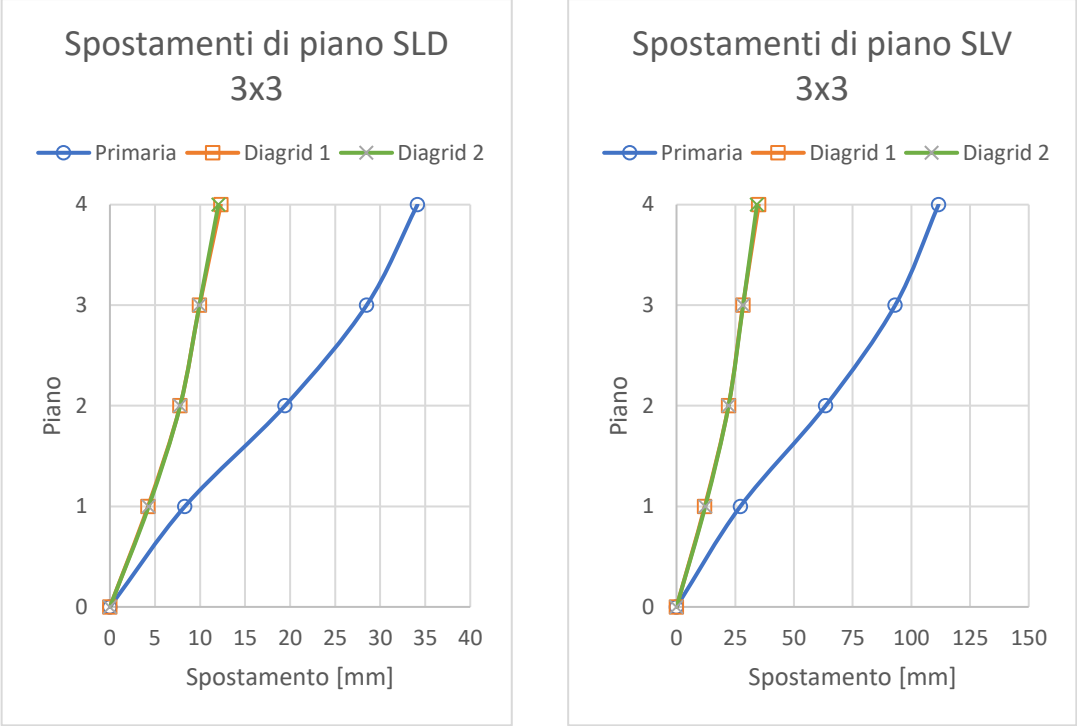


Figura 63 - Spostamenti di piano dei modelli 3x3

I diagrammi mostrano un comportamento pressoché analogo tra i due stati limite, che differiscono però per l'entità degli spostamenti evidentemente superiori allo stato limite di salvaguardia della vita. Tra le due strutture controllate non si riscontrano notevoli cambiamenti essendo le loro curve quasi sovrapposte in toto; sono però entrambe più efficaci del solo edificio primario, infatti i loro massimi spostamenti sono circa un terzo più piccoli di quelli della struttura non controllata.

Quest'ultima osservazione si può riportare sottoforma di Indice Prestazionale o, viceversa, del suo complemento a uno; la figura successiva mostra la riduzione di spostamento tra il caso della struttura primaria confrontata con il primo diagrid e quello in cui la stessa viene comparata al secondo tipo di struttura esterna.

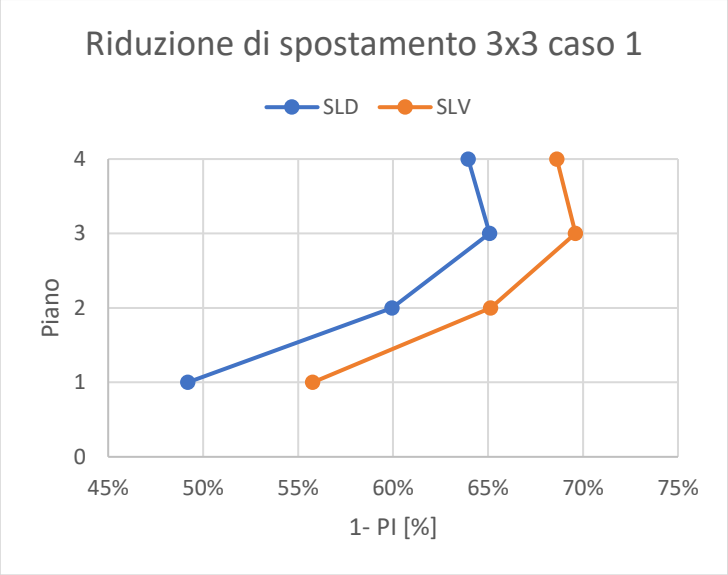


Figura 64 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 1, 3x3

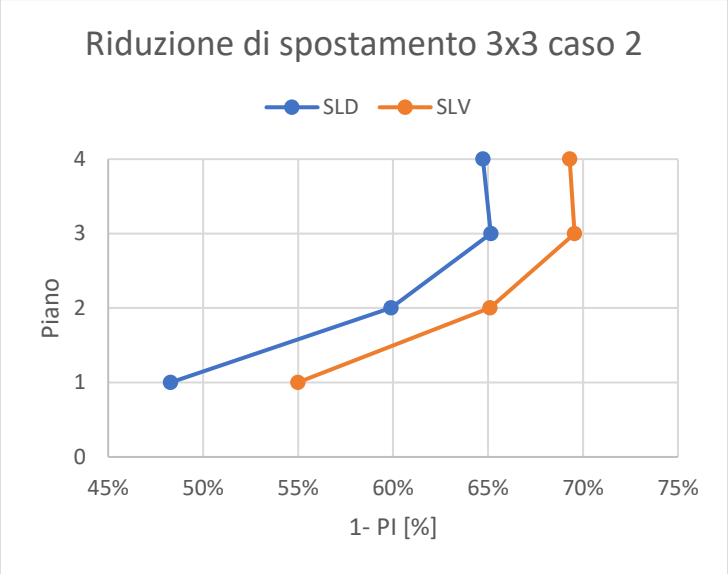


Figura 65 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 2, 3x3

Come si può osservare, la riduzione è maggiore ai piani superiori e diminuisce scendendo verso quote minori, laddove gli spostamenti subiti dalla struttura sono di scarsa entità se paragonati a quelli in testa. In entrambi i casi e per i due stati limite, l'Indice Prestazionale è maggiore del 50% solo al primo piano, mentre agli altri livelli dà risultati di gran lunga più soddisfacenti.

Da ultimo, si mettono a confronto i drift d'interpiano normalizzati e si verifica che rispettino il limite normativo che vale $\Delta/h < 0{,}005$; per ogni caso i valori sono decisamente lontani dalla soglia, come mostrato dal diagramma seguente:

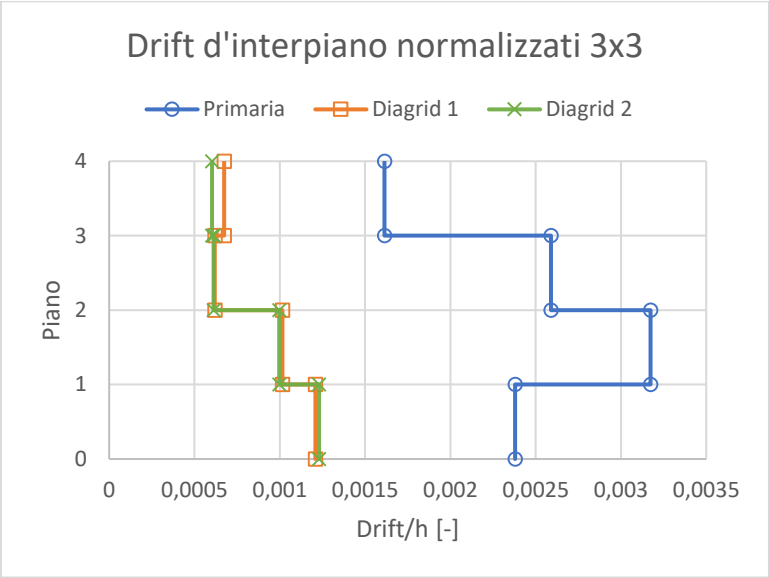


Figura 66 - Drift di piano normalizzati dei modelli 3x3

La variazione di spostamento tra un piano e quello sottostante è più pronunciata se si considera la struttura primaria, per la quale risulta spesso tre volte maggiore degli altri due casi. Le strutture controllate hanno ancora una volta un andamento molto simile tra loro e la sola variazione si presenta tra il quarto e il terzo piano, in cui il Diagrid 1 subisce un drift leggermente maggiore.

4.8.2 Tagli alla base

A proposito delle sollecitazioni che le strutture devono sopportare, l'attenzione si sofferma sugli sforzi di taglio alla base dei tre modelli. Dall'analisi dinamica lineare svolta, il programma CDSWin permette di ricavare i valori delle forze sismiche agenti ad ogni quota; si tratta quindi di quelle sollecitazioni di piano la cui somma fornisce la forza sismica equivalente, che si può denotare anche come taglio alla base. Queste grandezze sono paragonate alle stesse delle due strutture controllate, per le quali si è proceduto alla distinzione tra la componente della sola

struttura primaria e il contributo fornito dal diagrid; per fare ciò si è fatto uso della colormap dei tagli per ogni piano sommando le sollecitazioni agenti su ogni pilastro e determinando il taglio alla base come lo sforzo che sollecita la struttura alla quota più bassa.

Quindi, per mezzo di un diagramma a barre, si riportano i tagli alla base della struttura non controllata e quelli del sistema controllato mettendo bene in evidenza l'apporto dovuto al diagrid; questo è calcolato come differenza tra la forza sismica totale e il taglio alla base della sola struttura primaria appartenente al caso controllato. Le figure seguenti agli stati limite SLD e SLV descrivono la situazione con più facilità attraverso l'uso di colori e mostrano i dati numerici non in forma decimale vista l'approssimazione che si è dovuta fare nel determinare le grandezze:

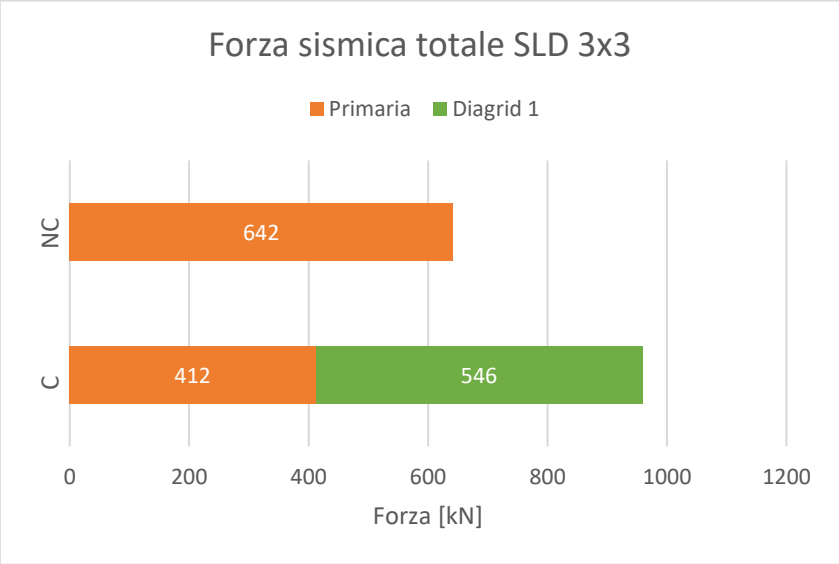


Figura 67 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 1 SLD, 3x3

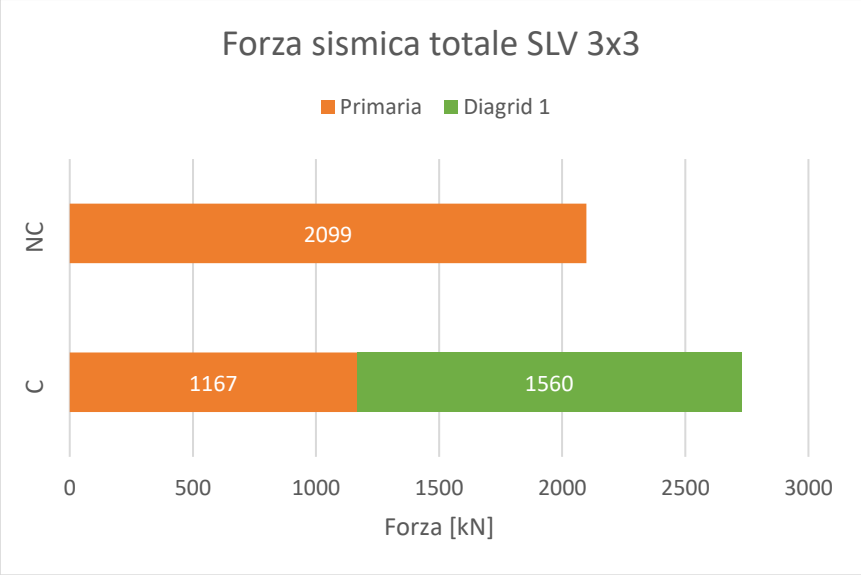


Figura 68 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 1 SLV, 3x3

Si nota subito che complessivamente la forza sismica equivalente aumenta se si introduce una struttura esterna, dal momento che ne incrementa la rigidezza; di conseguenza, questo causa una riduzione del periodo di vibrazione T $[s]$ e un aumento delle accelerazioni. Nonostante ciò, come si auspicava il diagrid permette di scaricare la sola struttura primaria dallo sforzo di taglio totale di una quantità considerevole, attribuendo a sé la maggior parte del contributo. Questo avviene poiché assorbe lo sforzo normale e lo riporta sotto forma di componente orizzontale.

Lo stesso accade se si considera il secondo diagrid, come visibile di seguito:

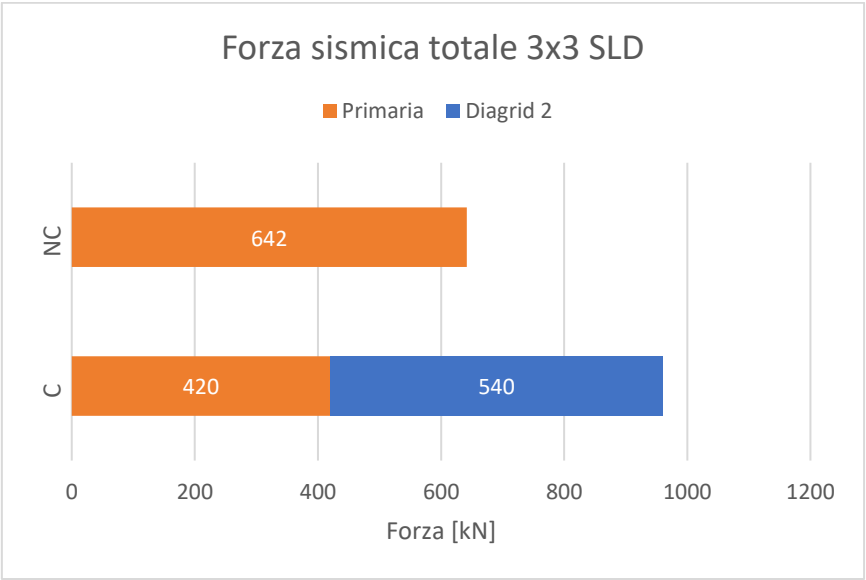


Figura 69 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLD, 3x3

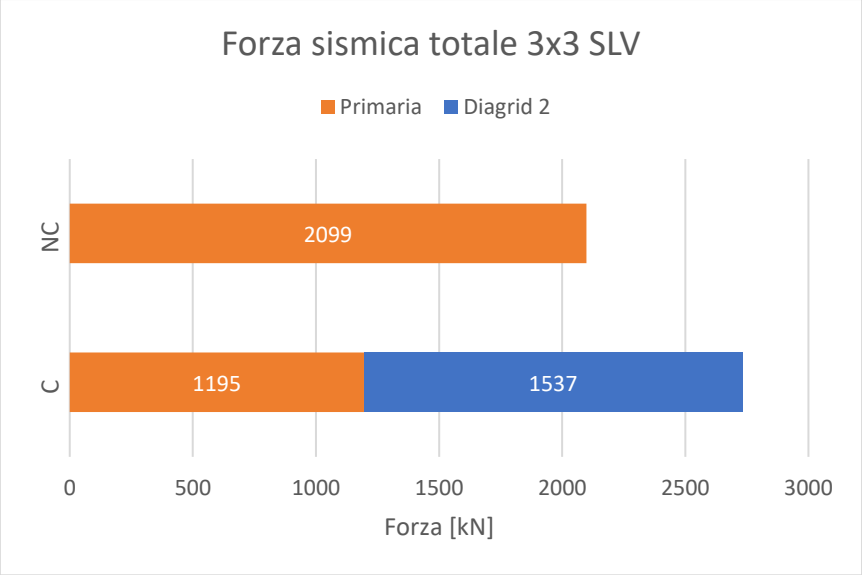


Figura 70 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLV, 3x3

Il comportamento dei due diagrid è molto simile, ma si può notare che il secondo assorbe una quantità di taglio leggermente inferiore rispetto a quanto faccia il primo.

Capitolo 5

Modello 5x3

Si effettua ora l'analisi dinamica su un modello che può essere ritenuto una evoluzione di quello precedente, in quanto consiste nell'incrementare di due unità il numero dei pilastri secondo una delle due direzioni ortogonali e si è scelto che fosse quella parallela all'asse x. Così facendo si duplica la struttura 3x3 di partenza, che ora è infatti diventata un modello con quattro campate secondo l'asse suddetto; poiché si è deciso di denominare i vari casi in base al numero dei pilastri per lato, questo caso viene chiamato "5x3". Dal punto di vista degli elementi strutturali impiegati e dei carichi applicati non è apportata alcuna modifica.

Ai fini del confronto, come accennato in precedenza, si introduce la migliore delle due strutture esterne: si tratta del "Diagrid 2", cioè la struttura reticolare di diagonali incastrate a pilastri d'acciaio di profilo HE100A in corrispondenza delle colonne cementizie, il tutto collegato all'edificio di partenza mediante gli stessi profilati che garantiscono quindi al link una certa rigidezza. Scegliendo tale configurazione si possono paragonare strutture che differiscono tra loro soltanto dal punto di vista delle dimensioni geometriche in pianta.

5.1 Struttura primaria

Si può subito mostrare la vista tridimensionale del modello:

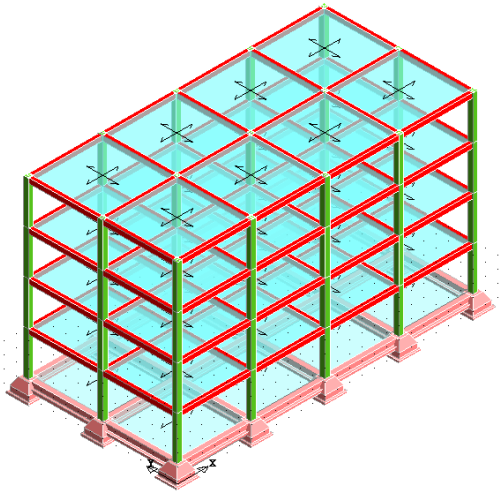


Figura 71 - Vista xyz struttura primaria 5x3

Se paragonati a quelli della struttura primaria 3x3, la figura che segue mostra un lieve spostamento dei punti relativi ai modi di vibrazione dell'edificio che vanno verso il plateau e verso valori minori nel tratto discendente finale:

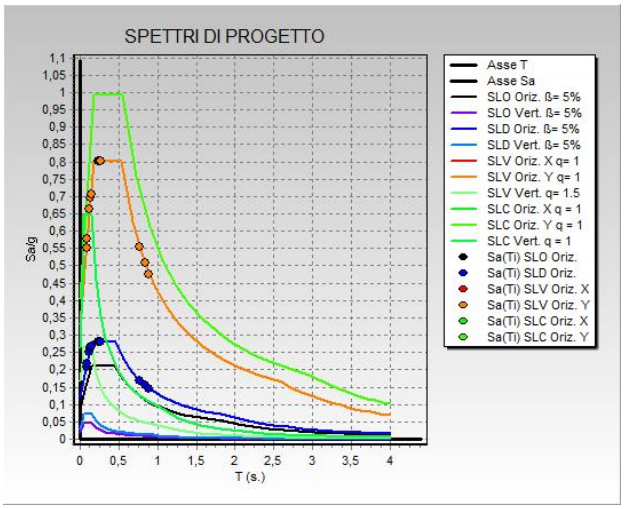


Figura 72 - Spettri di progetto struttura primaria 5x3

Dall'esecuzione dell'analisi modale sono state ricavate le deformate dei dodici modi interrogati dal programma, tra le quali sono mostrate le prime due; si osserva che continuano ad essere caratterizzate da spostamenti secondo l'asse y nel primo caso e

in direzione ortogonale per il secondo modo. La scelta di considerare i soli due modi iniziali nasce dai risultati ricavati dal software, qui mostrati:

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 944.36 Massa totale (t): 944.36 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	7,13
					2	0,00	0,00	0,00	14,25
					3	0,00	0,00	0,00	21,38
					4	0,00	0,00	0,00	27,40
2	28,253	100,00	798,20	84,52	1	11,75	0,00	0,00	
					2	27,23	0,00	0,00	
					3	39,72	0,00	0,00	
					4	45,31	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
5	10,068	35,64	101,37	10,73	1	21,38	0,00	0,00	
					2	27,94	0,00	0,00	
					3	4,40	0,00	0,00	
					4	-25,28	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
8	5,942	21,03	35,31	3,74	1	16,35	0,00	0,00	
					2	-1,31	0,00	0,00	
					3	-15,10	0,00	0,00	
					4	9,40	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 944.36 Massa totale (t): 944.36 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
11	3,079	10,90	9,48	1,00	1	5,45	0,00	0,00	
					2	-6,77	0,00	0,00	
					3	5,27	0,00	0,00	
					4	-1,89	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 73 - Masse modali SLD direzione x

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 944.36 Massa totale (t): 944.36 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	23,29
					2	0,00	0,00	0,00	46,59
					3	0,00	0,00	0,00	69,88
					4	0,00	0,00	0,00	89,54
2	28,253	100,00	798,20	84,52	1	38,41	0,00	0,00	
					2	89,01	0,00	0,00	
					3	129,81	0,00	0,00	
					4	148,10	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
5	10,068	35,64	101,37	10,73	1	60,81	0,00	0,00	
					2	79,50	0,00	0,00	
					3	12,53	0,00	0,00	
					4	-71,62	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
8	5,942	21,03	35,31	3,74	1	43,07	0,00	0,00	
					2	-3,46	0,00	0,00	
					3	-39,77	0,00	0,00	
					4	24,76	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
11	3,079	10,90	9,48	1,00	1	14,46	0,00	0,00	
					2	-17,96	0,00	0,00	
					3	13,98	0,00	0,00	
					4	-5,01	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 74 - Masse modali SLV direzione x

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 944.36 Massa totale (t): 944.36 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	28,152	100,00	792,53	83,92	1	0,00	10,62	0,00	14,25
					2	0,00	25,19	0,00	33,91
					3	0,00	37,05	0,00	49,76
					4	0,00	42,64	0,00	54,79
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	10,210	36,27	104,24	11,04	1	0,00	21,19	0,00	
					2	0,00	28,56	0,00	
					3	0,00	5,17	0,00	
					4	0,00	-25,56	0,00	
5	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	6,101	21,67	37,22	3,94	1	0,00	17,04	0,00	
					2	0,00	-0,80	0,00	
					3	0,00	-15,87	0,00	
					4	0,00	9,63	0,00	
8	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	3,221	11,44	10,37	1,10	1	0,00	5,85	0,00	
					2	0,00	-7,10	0,00	
					3	0,00	5,43	0,00	
					4	0,00	-1,91	0,00	
11	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 75 - Masse modali SLD direzione y

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 944.36 Massa totale (t): 944.36 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	28,152	100,00	792,53	83,92	1	0,00	34,72	0,00	46,59
					2	0,00	82,14	0,00	93,18
					3	0,00	121,10	0,00	139,77
					4	0,00	139,38	0,00	179,09
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	10,210	36,27	104,24	11,04	1	0,00	69,28	0,00	
					2	0,00	93,34	0,00	
					3	0,00	14,70	0,00	
					4	0,00	-72,71	0,00	
5	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	6,101	21,67	37,22	3,94	1	0,00	44,86	0,00	
					2	0,00	-7,11	0,00	
					3	0,00	-41,79	0,00	
					4	0,00	25,36	0,00	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

SISMA DIREZIONE: 90°

Massa eccitata (t): 944.36 Massa totale (t): 944.36 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
8	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	3,221	11,44	10,37	1,10	1	0,00	15,51	0,00	
					2	0,00	-18,84	0,00	
					3	0,00	14,40	0,00	
					4	0,00	-5,07	0,00	
11	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 76 - Masse modali SLV direzione y

Si nota una variazione dell'intensità delle forze di piano sia tra i due stati limite che tra una direzione e l'altra, dato che sottolinea l'importanza di considerare separatamente la trattazione per i diversi casi. Le deformate del primo e secondo modo di vibrazione sono le seguenti:

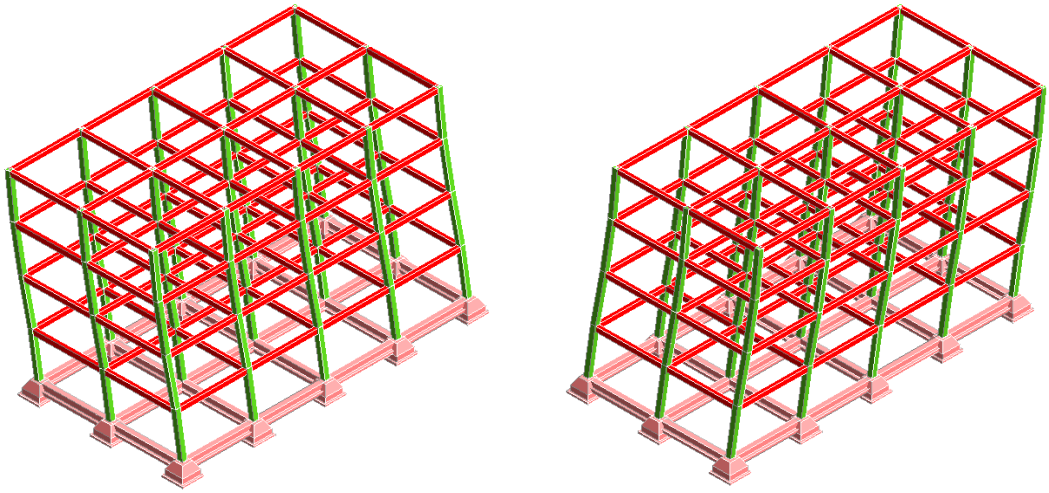


Figura 77 - Deformate modali struttura primaria 5x3

Sebbene sia stata incrementata la dimensione della struttura in direzione x, la regolarità e la simmetria sono state mantenute; questo comporta l'assenza di massa eccitata per il terzo modo torsionale, che comunque si visualizza qui di seguito.

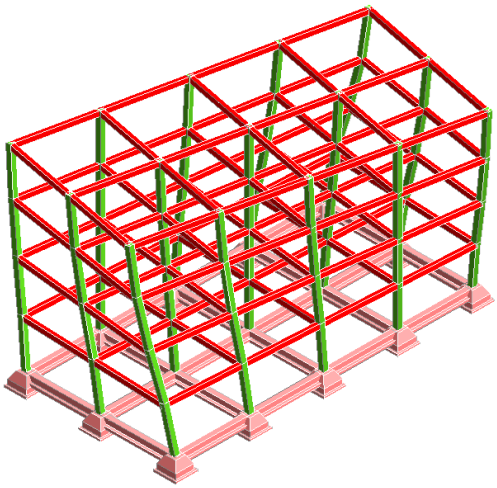


Figura 78 - Deformata modo 3 struttura primaria 5x3

Come spiegato poco sopra, per gli stati limite SLD e SLV le deformate date dalle combinazioni sismiche devono essere distinte tra quelle derivanti dall'azione del terremoto agente prevalentemente in direzione x e il caso in cui questo avviene secondo l'asse y. Tale osservazione non deve essere trascurata perché, pur mantenendo una doppia simmetria, la dimensione dell'edificio tra i due assi ortogonali è diversa; perciò, ci si aspettano deformazioni maggiori nella direzione di minor rigidezza, che è quella parallela all'asse y. Di seguito si riportano le quattro rappresentazioni:

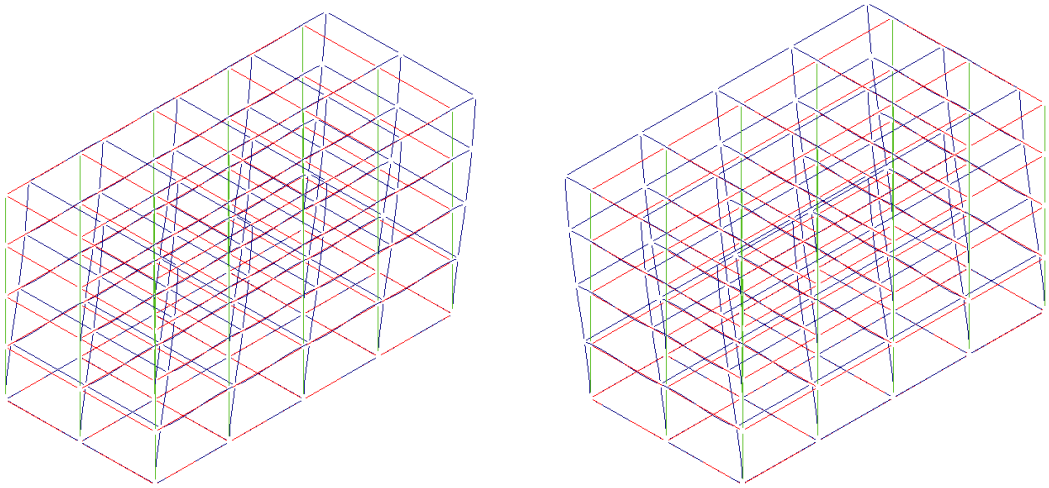


Figura 79 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria 5x3

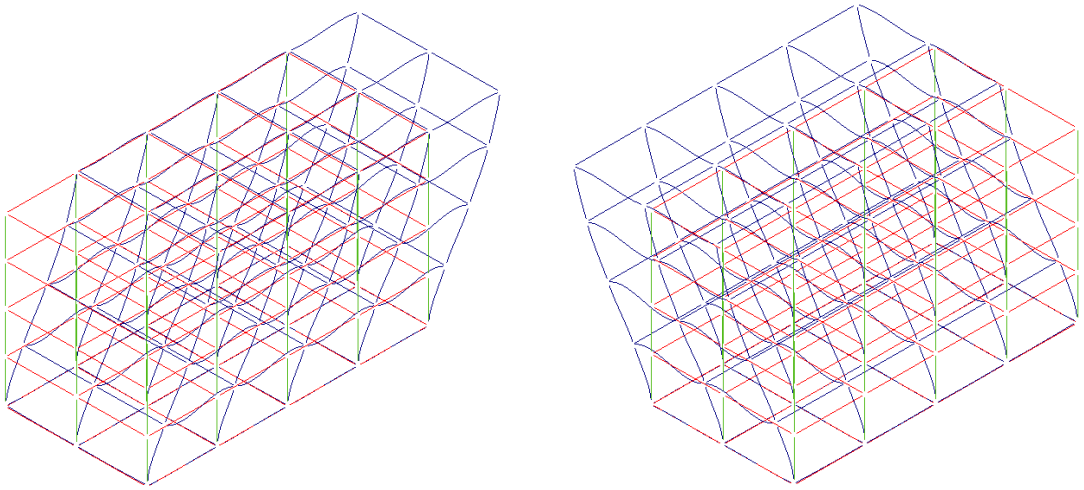


Figura 80 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria 5x3

I massimi spostamenti si registrano ovviamente allo SLV e, mantenendo fisso uno stato limite, è proprio la direzione parallela all'asse y quella più sollecitata anche se non emergono notevoli differenze. Infatti, da punto di vista numerico allo SLD si registra in direzione x $s_{max} = 34{,}35\ mm$ e secondo y $s_{max} = 36{,}78\ mm$; per lo SLV gli spostamenti massimi di piano valgono $s_{max} = 112{,}28\ m$ e $s_{max} = 120{,}21\ mm$, rispettivamente in direzione x e y.

Continuando a riflettere sulla geometria strutturale, essa influenza anche gli sforzi di taglio che sollecitano il modello e per ogni piano si osserva uno sforzo minore secondo la direzione parallela all'asse y, essendo quella costituita da un numero minore di elementi resistenti. Viceversa, se ci si sofferma sullo sforzo che il singolo pilastro deve sostenere, allora il taglio maggiore raggiunto si registra lungo l'asse y. Le colormap seguenti individuano più chiaramente l'entità delle sollecitazioni e l'analisi dei risultati alla sezione §5.3 descriverà in modo più esaustivo la questione dei tagli alla base di ogni piano.

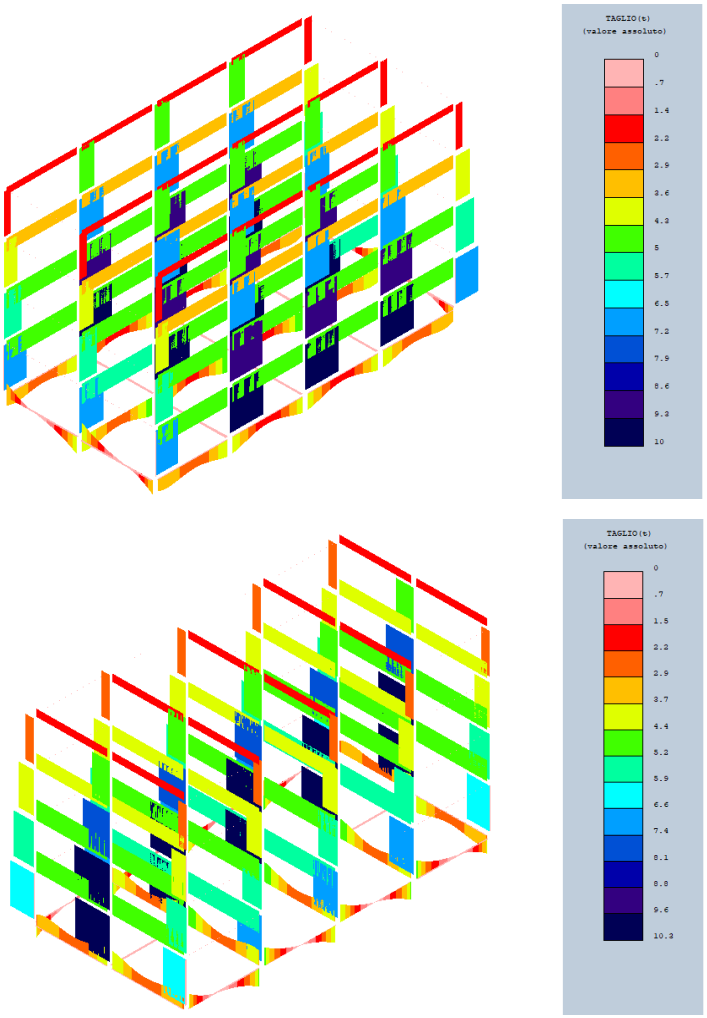


Figura 81 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria 5x3

Il massimo sforzo di taglio sull'i-esimo pilastro della sola struttura primaria vale $T_{max} = 100{,}40\ kN$ in direzione x mentre è $T_{max} = 100{,}30\ kN$ secondo l'esse y, rispettivamente mostrate nell'immagine in alto e in quella sottostante.

Per lo stato limite di salvaguardia della vita, il taglio massimo sul singolo pilastro è $T_{max} = 328{,}30\ kN$ per l'asse x e risulta maggiore nell'altra direzione per la quale si attesta a $T_{max} = 336{,}90\ kN$, come visibile dalla rappresentazione posizionata più in basso della Figura 82.

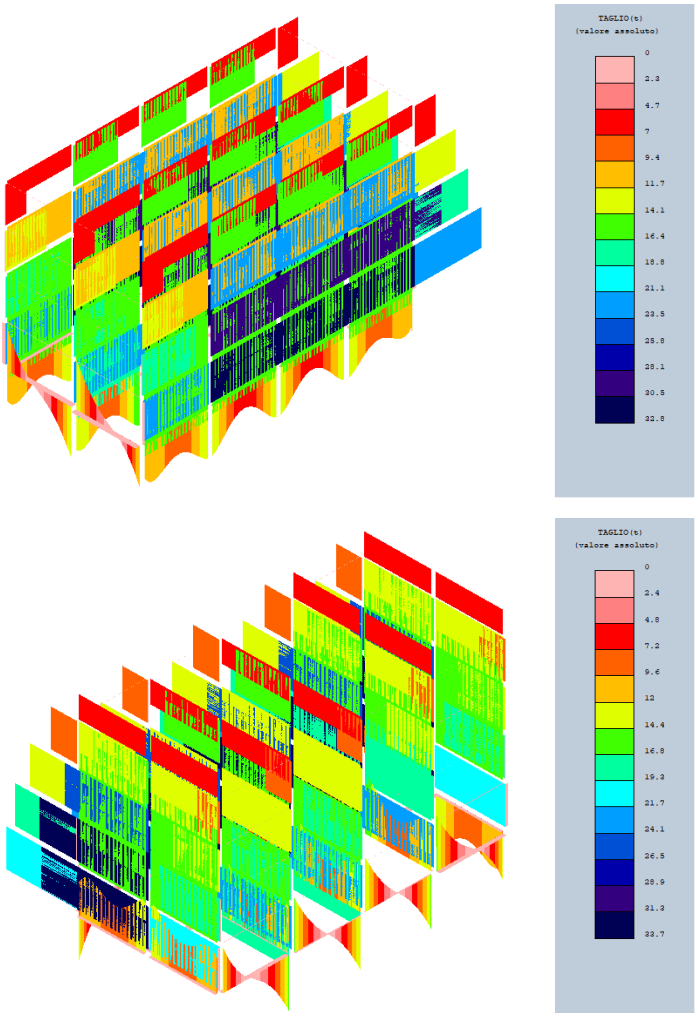


Figura 82 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria 5x3

5.2 Struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2

Sul modello primario 5x3 si riproduce ora la tipologia di diagrid combinato a pilastri d'acciaio di profilo HE100A, come visto alla sezione §4.7 del precedente capitolo. La struttura controllata che ne risulta è proposta in Figura 83.

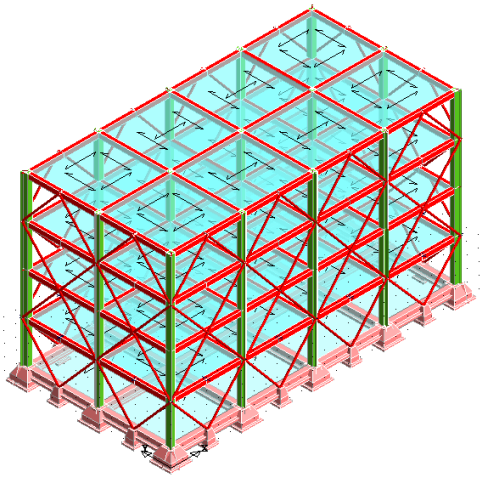


Figura 83 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

Con l'inserimento di questa struttura controllata il sistema si è complessivamente irrigidito ed ha determinato una evidente diminuzione del periodo dei vari modi di vibrazione; si nota tale variazione di comportamento per mezzo della figura di seguito riportata:

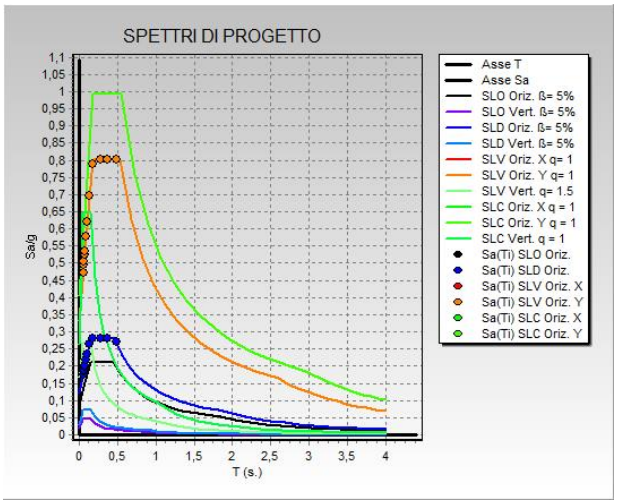


Figura 84 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

A seguito dell'analisi modale, si ricava che i modi vibrazionali prevalenti continuano ad essere i primi due, perciò sono qui rappresentati:

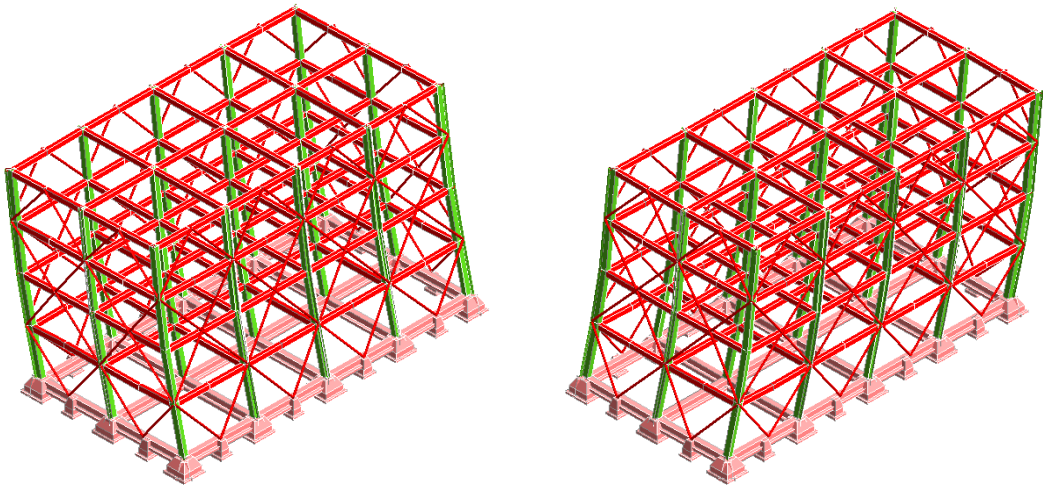


Figura 85 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

Sono entrambi di tipo traslazionale, con il modo 1 che si deforma in direzione y mentre il secondo subisce una deformazione agente lungo l'asse x.

Al contrario, il terzo presenta una torsione sulla struttura ma la particolarità che la caratterizza evita che la massa di partecipazione modale venga attivata. La deformata è:

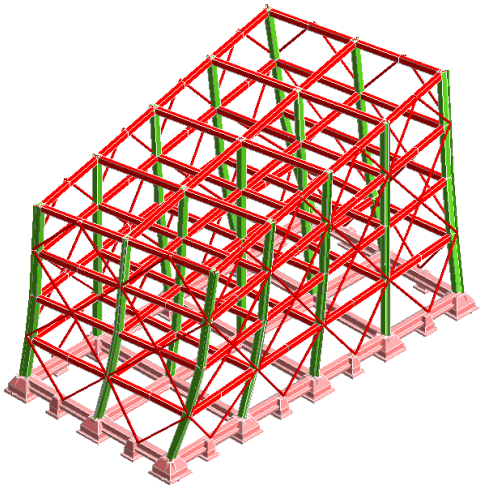


Figura 86 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

A proposito del massimo spostamento dei piani rigidi, si devono distinguere ancora le due direzioni oltre agli stati limite di danno e di salvaguardia della vita. Allo SLD le deformate sono:

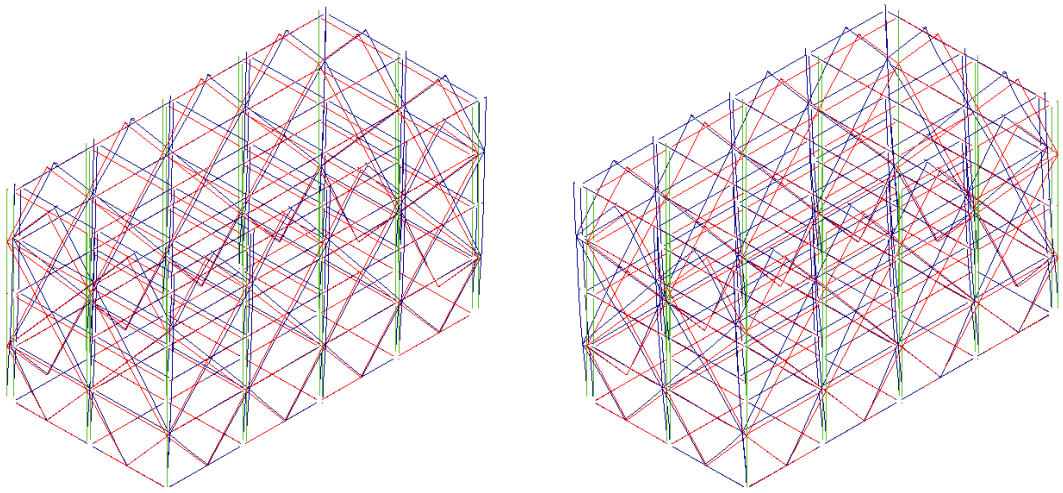


Figura 87 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

Si ricavano dei valori pari a $s_{max} = 11{,}38\ mm$ secondo l'asse x e aumentano un po' gli spostamenti massimi quando si considera la direzione y, per cui si ottiene $s_{max} = 19{,}97\ mm$.

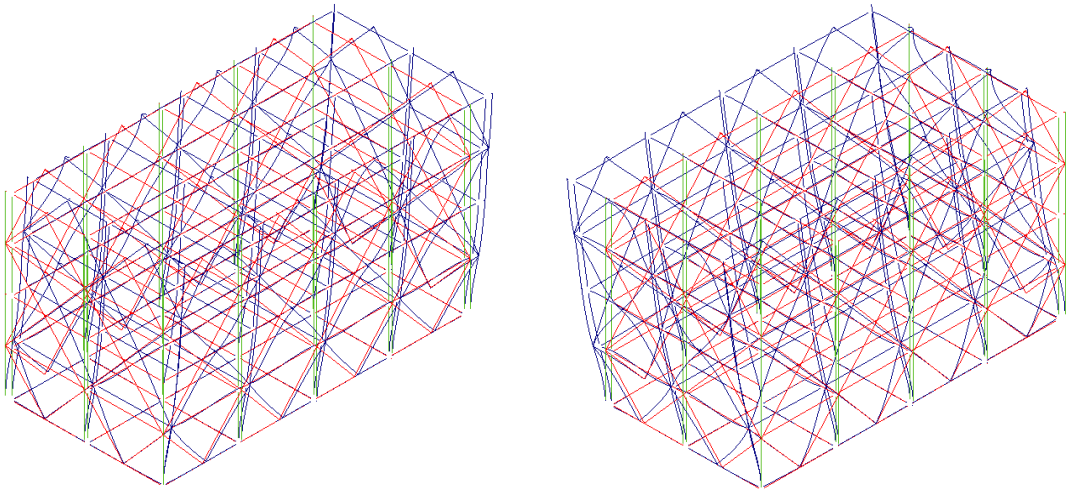


Figura 88 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

Allo SLV gli spostamenti sono più evidenti, così come confermato dai valori che il programma determina: $s_{max} = 33{,}37\ mm$ in direzione x e $s_{max} = 59{,}17\ mm$ in direzione y.

Si può subito affermare che l'introduzione della struttura esterna ha abbattuto la risposta del sistema di quasi tre volte, facendo in modo che esso subisca danni ben inferiori a quelli che avrebbe dovuto sopportare se fosse stata mantenuta la sola struttura primaria.

In termini di taglio sui pilastri, nella direzione parallela all'asse y si assiste ad un incremento dello sforzo; al contrario, la sollecitazione massima sulla singola colonna si riduce se si considera la direzione x. Lo si può vedere dalle rappresentazioni seguenti:

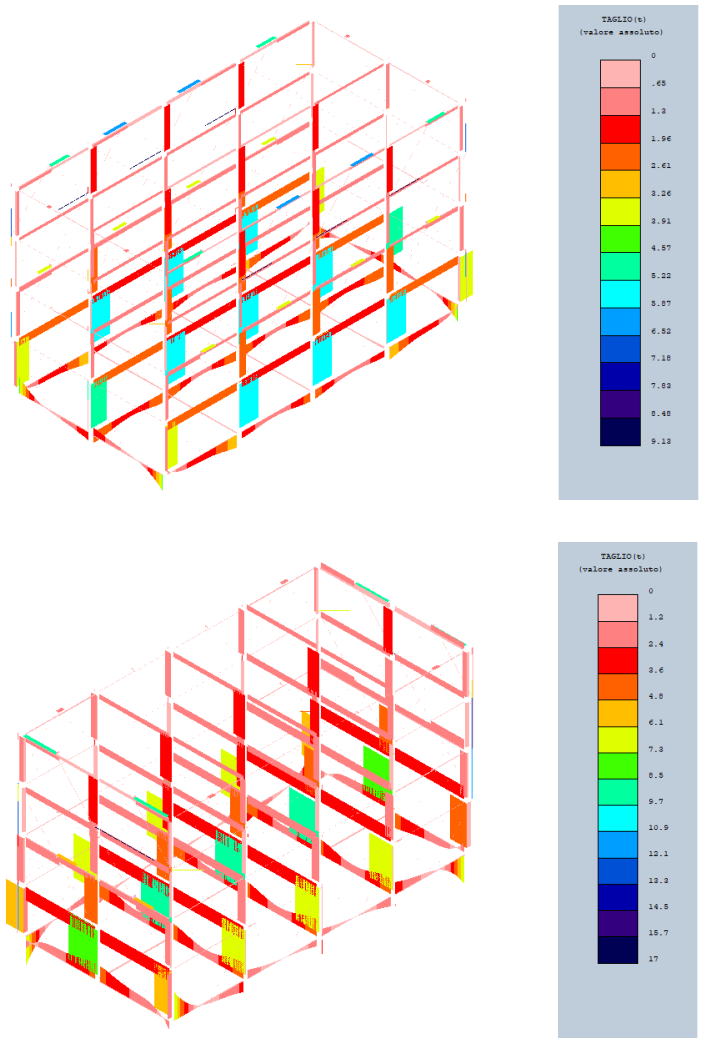


Figura 89 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

Allo SLD il taglio massimo sul singolo pilastro lungo l'asse x è pari a $T_{max} = 58{,}70\ kN$ e in direzione y vale $T_{max} = 109{,}00\ kN$. Un analogo comportamento è visibile allo

stato limite di salvaguardia della vita, per il quale $T_{max} = 174{,}00\ kN$ parallelamente all'asse x e vale $T_{max} = 287{,}00\ kN$ secondo y, come riportato di seguito:

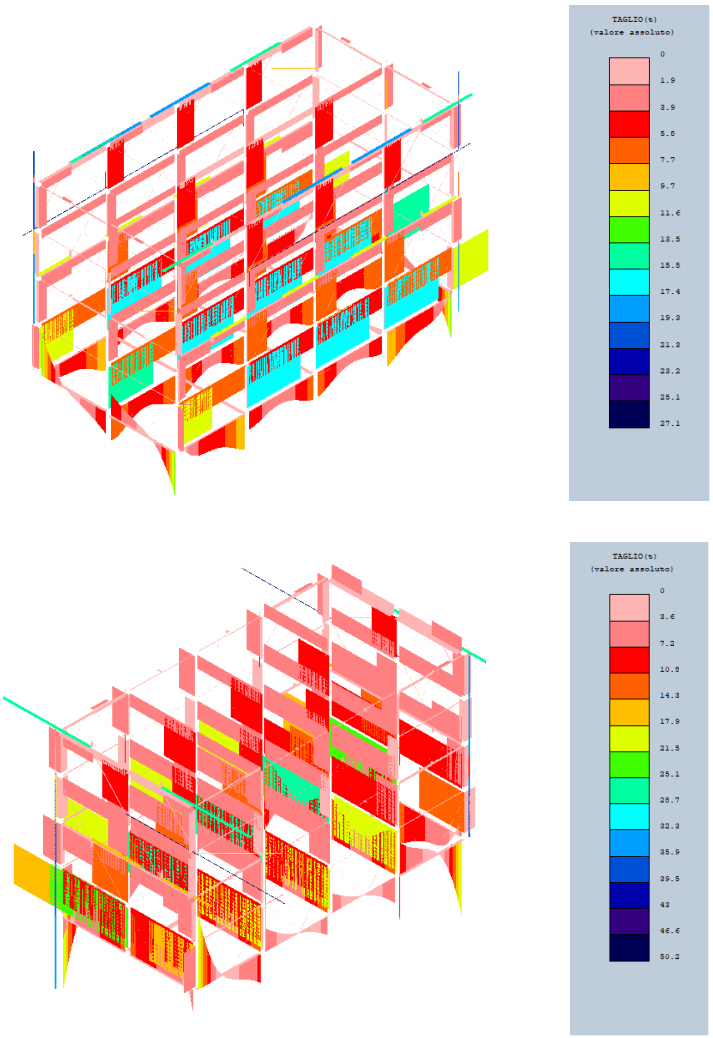


Figura 90 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

5.3 Analisi dei risultati

Una volta che sono stati esportati i risultati dell'analisi dinamica, si procede al loro confronto, tra la configurazione primaria non controllata e quella provvista del cosiddetto Diagrid 2. Il procedimento con cui si espongono i concetti in questa parte ripercorre quanto spiegato alla sezione §4.8, perciò si inizia trattando gli spostamenti

che ciascun piano subisce sotto l'azione sismica per poi giungere al taglio alla base dei due modelli considerati.

5.3.1 Spostamenti di piano

Per prima cosa sono diagrammati in unico grafico, ai fini di un immediato confronto, gli spostamenti delle due strutture 5x3 sia allo SLD e che allo SLV.
Si vuole però precisare che la conformazione geometrica condurrebbe ad analizzare separatamente ciò che concerne la direzione x da quello che riguarda l'asse ad essa ortogonale; si dovrebbero riportare quindi quattro figure complessivamente. Dai dati ottenuti si osserva che la peggiore situazione si presenta in direzione y, perciò sarà questa ad essere studiata da qui in avanti con l'idea di progettare a favore di sicurezza. Si ribadisce infatti che è proprio la direzione con minor rigidezza quella che subisce i maggiori spostamenti.

Per lo stato limite di danno e di salvaguardia della vita l'andamento è qui riportato:

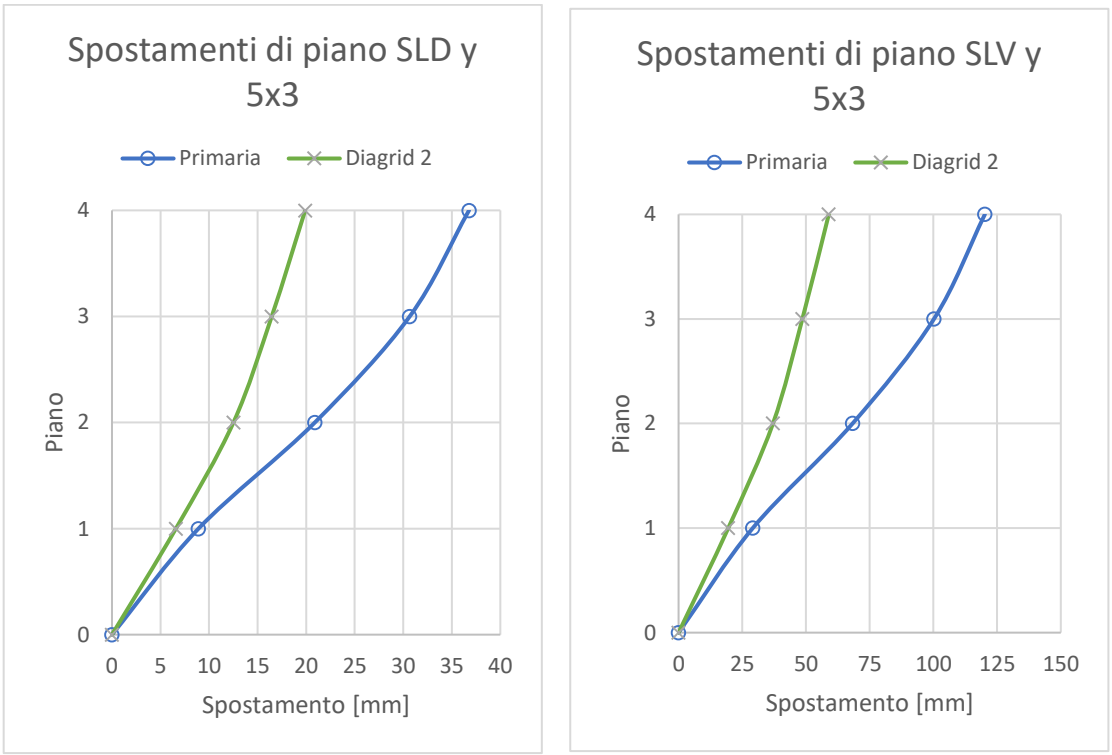


Figura 91 - Spostamenti di piano dei modelli 5x3

Si nota un comportamento simile tra i due stati limite, ma più accentuato in termini di entità allo SLV in cui gli spostamenti in sommità arrivano a triplicarsi rispetto allo SLD per la struttura non controllata e sono più che raddoppiati nel caso controllato. Osservando un solo diagramma, si vede che il diagrid ha decisamente contribuito a migliorare le prestazioni del sistema accoppiato fin dal piano primo, che subisce di norma i minori spostamenti ed è riuscito comunque ad abbatterli ulteriormente.

Allargando il confronto, si riscontra un andamento del tutto analogo a quanto già osservato alla sezione §4.8.1 per i modelli 3x3.

Si continua l'analisi focalizzando l'attenzione sulla variazione d'interpiano degli spostamenti per il solo SLD; in altre parole, si calcolano i drift tra un livello e la quota sotto di esso, successivamente si normalizzano i risultati rispetto all'altezza $h = 3{,}50\ m$. L'immagine seguente mostra tale grandezza adimensionale per la struttura primaria e per quella controllata:

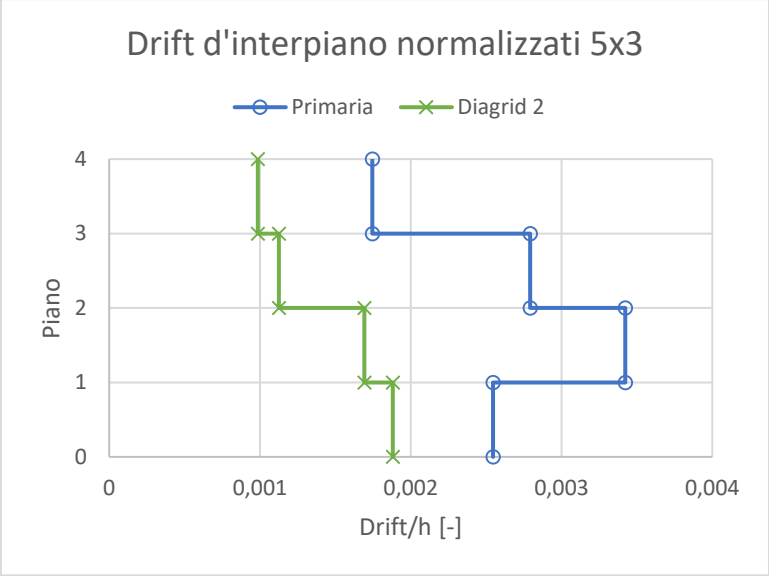


Figura 92 - Drift di piano normalizzati dei modelli 5x3

Innanzitutto, si nota che i drift normalizzati sono cresciuti rispetto ai casi della tipologia 3x3, ma si può lo stesso confermare che la verifica normativa è assicurata per entrambi i modelli qui visualizzati perché tutti valori sono inferiori al 5%. Inoltre, il grafico mostra generalmente un dimezzamento della grandezza in esame se si paragona il Diagrid 2 all'edificio di partenza.

Per meglio capire come si riducono gli spostamenti su ognuno dei quattro piani, si introduce un diagramma che ne evidenzia il valore percentuale: a partire dall'Indice Prestazionale calcolato come il rapporto tra lo spostamento alle varie quote della struttura controllata e di quella non controllata, se ne determina il complemento a uno per poter osservare subito l'efficacia della soluzione adottata. Per gli stati limite SLD e SLV il diagramma è ora mostrato:

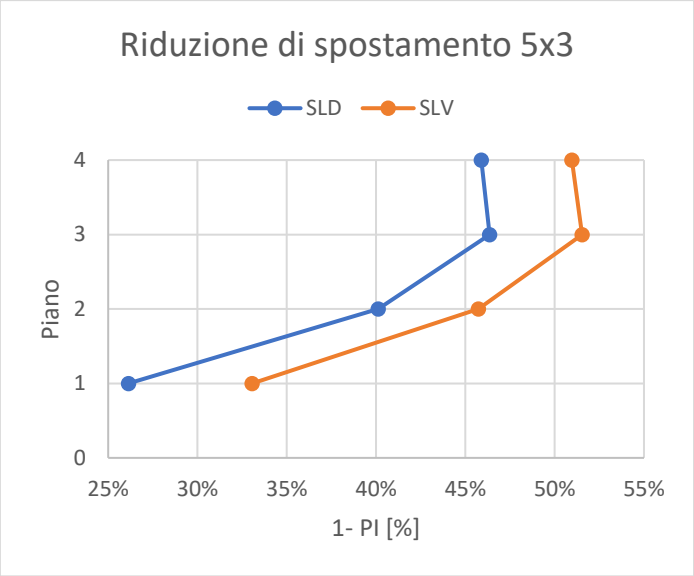


Figura 93 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 2, 5x3

Le curve ricordano quelle del modello già discusso in precedenza ma l'entità della riduzione si attenua in questo caso, restando comunque intorno al 40% in media.

5.3.2 Tagli alla base

L'altro ambito valutato per capire se e quanto la struttura esterna introdotta sia utile ai fini antisismici è quello riguardante la forza sismica totale.

Riflettendo sulla differenza di risposta tra un asse e l'altro, in questo caso quello più sfavorevole non è y come invece avviene per gli spostamenti; infatti, la direzione x è caratterizzata da un numero maggiore di elementi resistenti che forniscono una rigidezza superiore alla struttura, perciò è lungo quell'asse che sono applicati gli sforzi più intensi. Allora si considerano soltanto i tagli alla base relativi alla direzione x.

Le figure seguenti individuano il contributo del diagrid nell'assorbire gran parte degli sforzi di taglio per poter scaricare la struttura primaria da tale sollecitazione, intervenendo quindi in modo molto favorevole. Si precisa di nuovo che non è stato possibile eseguire con la massima accuratezza il procedimento di sommatoria dei pilastri alle quattro quote, quindi i valori numerici sono stati approssimati all'intero; questo non comporta comunque alcuna variazione concettuale all'analisi.

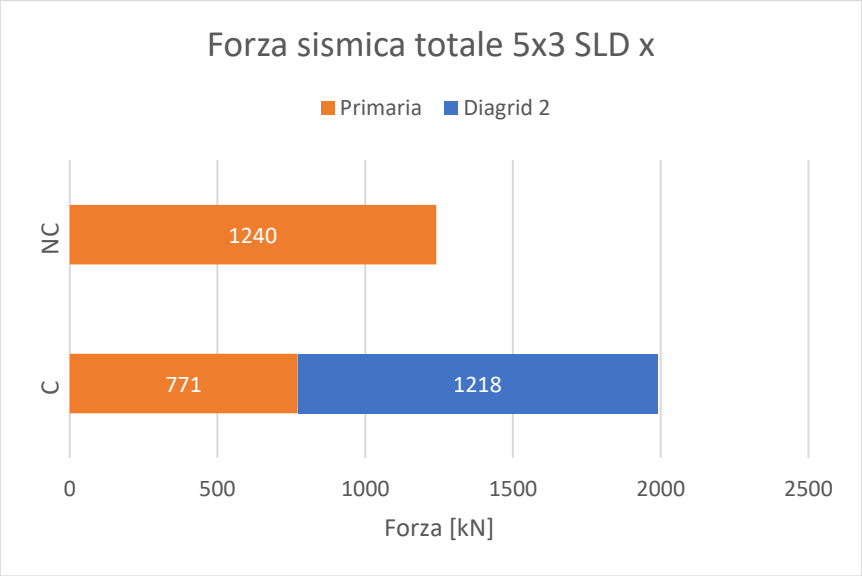


Figura 94 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLD direzione x, 5x3

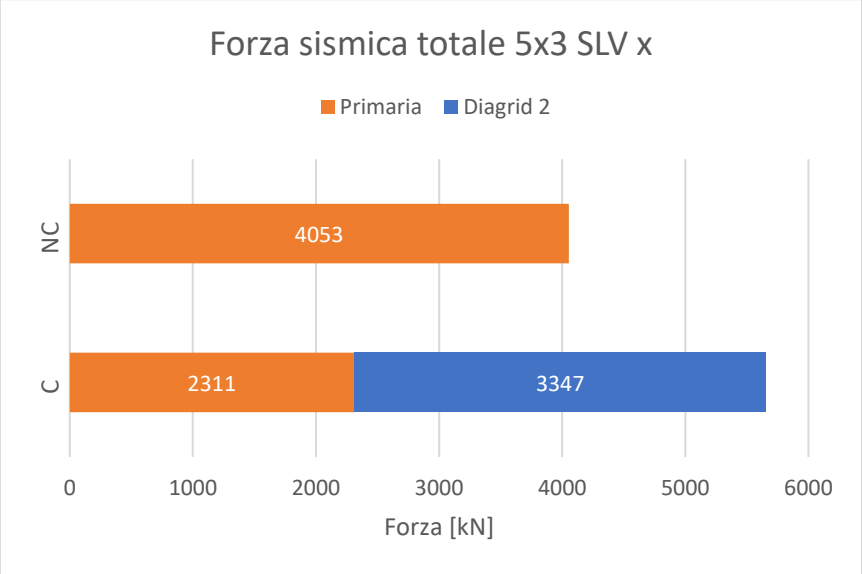


Figura 95 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLV direzione x, 5x3

In entrambe le situazioni si assiste ovviamente ad un netto aumento del taglio alla base qualora venga collegato un diagrid alla struttura primaria, avendone aumentata la rigidezza complessiva; il dato più importante emerge però dalle due componenti del sistema controllato, in cui la struttura esterna si carica molto più della sola primaria che la compone garantendo una prestazione migliore e, di conseguenza, danni minori a tutto l'insieme costruttivo.

In conclusione, anche in questo caso la realizzazione dello pseudo-diagrid si conferma una scelta sensata ed efficace, che viene di seguito riproposta per applicarla ad un ulteriore modello.

Capitolo 6

Modello 7x3

L'ultimo esempio studiato è quello con dimensioni in pianta superiori ai due precedenti ed in rapporto 3:1 rispetto al modello 3x3 formato triplicandolo nella direzione x: si compone quindi di sette pilastri lungo tale asse, mentre restano tre quelli diretti secondo l'asse y: per questo motivo si chiama più semplicemente "7x3". Come è stato spiegato al capitolo 5, si ripresenta ora la distinzione tra le due direzioni prevalenti secondo cui l'azione sismica viene applicata, che implica una trattazione disgiunta e l'analisi degli spostamenti di piano e dei tagli alla base solo nella direzione più dannosa per l'edificio (a favore di sicurezza).

Gli elementi strutturali sono esattamente gli stessi che sono stati impiegati prima, allo stesso modo del diagrid scelto per effettuare i confronti con l'edificio originario.

6.1 Struttura primaria

La vista prospettica della struttura non controllata è la seguente:

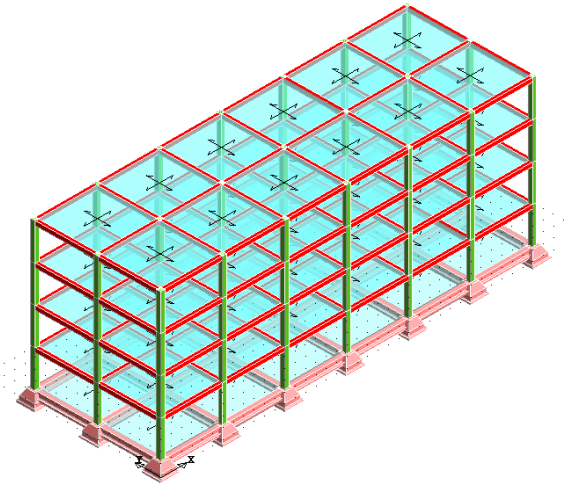


Figura 96 - Vista xyz struttura primaria 7x3

I valori puntuali che individuano i dodici modi di vibrare dell'edificio sono riportati sugli spettri di progetto allo stato limite di danno e di salvaguardia della vita, come si può vedere dall'immagine:

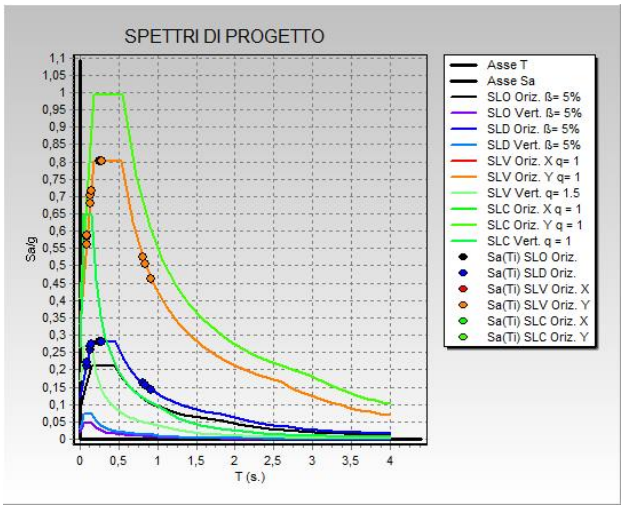


Figura 97 - Spettri di progetto struttura primaria 7x3

Essi sono posizionati pressoché alla stessa maniera del modello primario precedente e restano sempre tutti al di sotto di un periodo di vibrazione pari a 1 secondo.

Si svolge quindi l'analisi modale dalla quale si ricavano i dati mostrati nelle immagini seguenti, che denotano ancora una volta i primi due modi vibrazionali come quelli più

significativi; difatti, la massa modale partecipante risulta elevata e prossima all'85% già solo per questi due presi singolarmente.

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 1401.73 Massa totale (t): 1401.73 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	10,27
					2	0,00	0,00	0,00	20,54
					3	0,00	0,00	0,00	30,81
					4	0,00	0,00	0,00	39,57
2	34,460	100,00	1187,49	84,72	1	17,56	0,00	0,00	
					2	40,44	0,00	0,00	
					3	58,79	0,00	0,00	
					4	67,02	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
5	12,206	35,42	148,99	10,63	1	31,78	0,00	0,00	
					2	41,17	0,00	0,00	
					3	6,19	0,00	0,00	
					4	-37,19	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
8	7,179	20,83	51,54	3,68	1	24,28	0,00	0,00	
					2	-2,20	0,00	0,00	
					3	-22,36	0,00	0,00	
					4	14,05	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 1401.73 Massa totale (t): 1401.73 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
11	3,704	10,75	13,72	0,98	1	8,02	0,00	0,00	
					2	-10,02	0,00	0,00	
					3	7,85	0,00	0,00	
					4	-2,83	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 98 - Masse modali SLD direzione x

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°

Massa eccitata (t): 1401.73 Massa totale (t): 1401.73 Rapporto:.99

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	33,57
					2	0,00	0,00	0,00	67,14
					3	0,00	0,00	0,00	100,71
					4	0,00	0,00	0,00	129,34
2	34,460	100,00	1187,49	84,72	1	57,40	0,00	0,00	
					2	132,19	0,00	0,00	
					3	192,14	0,00	0,00	
					4	219,05	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
5	12,206	35,42	148,99	10,63	1	90,40	0,00	0,00	
					2	117,14	0,00	0,00	
					3	17,62	0,00	0,00	
					4	-105,79	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
8	7,179	20,83	51,54	3,68	1	63,94	0,00	0,00	
					2	-5,79	0,00	0,00	
					3	-58,90	0,00	0,00	
					4	36,99	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
11	3,704	10,75	13,72	0,98	1	21,27	0,00	0,00	
					2	-26,58	0,00	0,00	
					3	20,31	0,00	0,00	
					4	-7,50	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 99 - Masse modali SLV direzione x

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 1401.73 Massa totale (t): 1401.73 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	34,290	100,00	1175,81	83,88	1	0,00	15,26	0,00	30,81
					2	0,00	30,19	0,00	61,62
					3	0,00	46,39	0,00	95,43
					4	0,00	61,61	0,00	118,71
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	12,442	36,28	154,81	11,04	1	0,00	31,37	0,00	
					2	0,00	42,43	0,00	
					3	0,00	7,76	0,00	
					4	0,00	-37,97	0,00	
5	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	7,451	21,73	55,51	3,96	1	0,00	25,72	0,00	
					2	0,00	-1,12	0,00	
					3	0,00	-24,01	0,00	
					4	0,00	14,54	0,00	
8	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	3,950	11,52	15,60	1,11	1	0,00	8,87	0,00	
					2	0,00	-10,73	0,00	
					3	0,00	8,19	0,00	
					4	0,00	-2,28	0,00	
11	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 100 - Masse modali SLD direzione y

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°

Massa eccitata (t): 1401.73 Massa totale (t): 1401.73 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	34,290	100,00	1175,81	83,88	1	0,00	49,87	0,00	100,71
					2	0,00	118,28	0,00	201,42
					3	0,00	174,50	0,00	302,13
					4	0,00	201,36	0,00	388,01
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
3	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
4	12,442	36,28	154,81	11,04	1	0,00	89,25	0,00	
					2	0,00	120,72	0,00	
					3	0,00	22,09	0,00	
					4	0,00	-108,03	0,00	
5	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
6	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
7	7,451	21,73	55,51	3,96	1	0,00	67,70	0,00	
					2	0,00	-2,94	0,00	
					3	0,00	-63,20	0,00	
					4	0,00	38,26	0,00	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

SISMA DIREZIONE: 90°

Massa eccitata (t): 1401.73 Massa totale (t): 1401.73 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
8	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
9	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
10	3,950	11,52	15,60	1,11	1	0,00	23,52	0,00	
					2	0,00	-28,46	0,00	
					3	0,00	21,72	0,00	
					4	0,00	-7,64	0,00	
11	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	
12	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,00	0,00	0,00	
					4	0,00	0,00	0,00	

Figura 101 - Masse modali SLV direzione y

Di conseguenza, le deformate di interesse sono quelle del primo e del secondo modo:

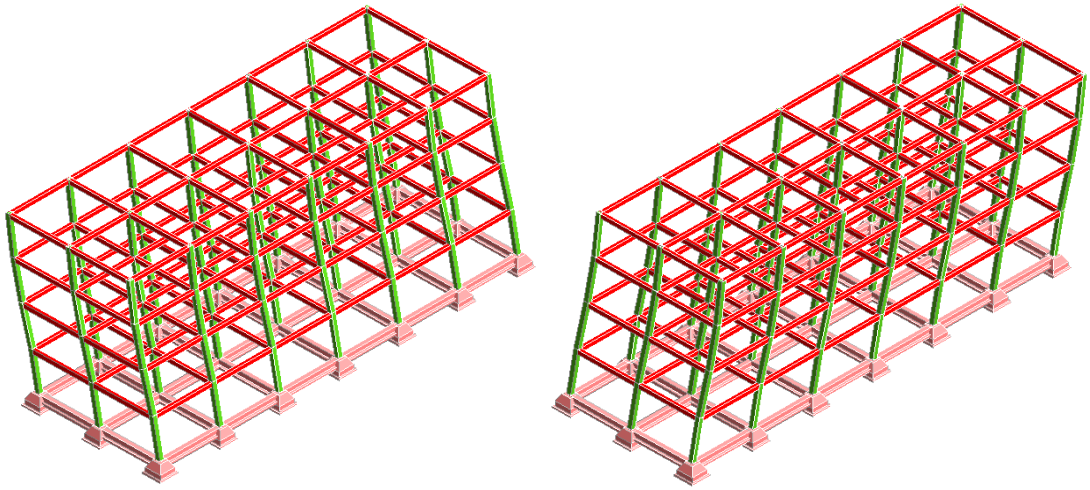


Figura 102 - Deformate modali struttura primaria 7x3

La prima immagine si riferisce al modo 1 e consiste in uno spostamento rigido diretto lungo l'asse y, mentre la seconda rappresentazione riguarda la traslazione della struttura in direzione x.

Per la geometria progettuale il modo 3 resta inattivo ma, per precisare come la struttura si deformerebbe a torsione, in Figura 103 si inserisce la relativa deformata.

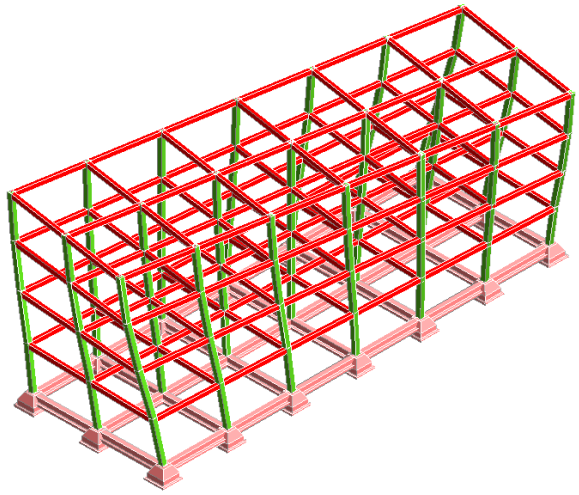


Figura 103 - Deformata modo 3 struttura primaria 7x3

Come è stato più volte spiegato nel corso di questo lavoro di ricerca, si devono distinguere le deformate del modello non solo per lo stato limite di danno e per quello di salvaguardia della vita, ma anche tra le due direzioni orizzontali a causa della geometria strutturale del caso considerato. Quindi, si riportano le due figure allo SLD in cui prima prevale l'azione sismica lungo x e poi quella in direzione y; le altre due immagini seguono lo stesso pensiero, ma si riferiscono allo SLV.

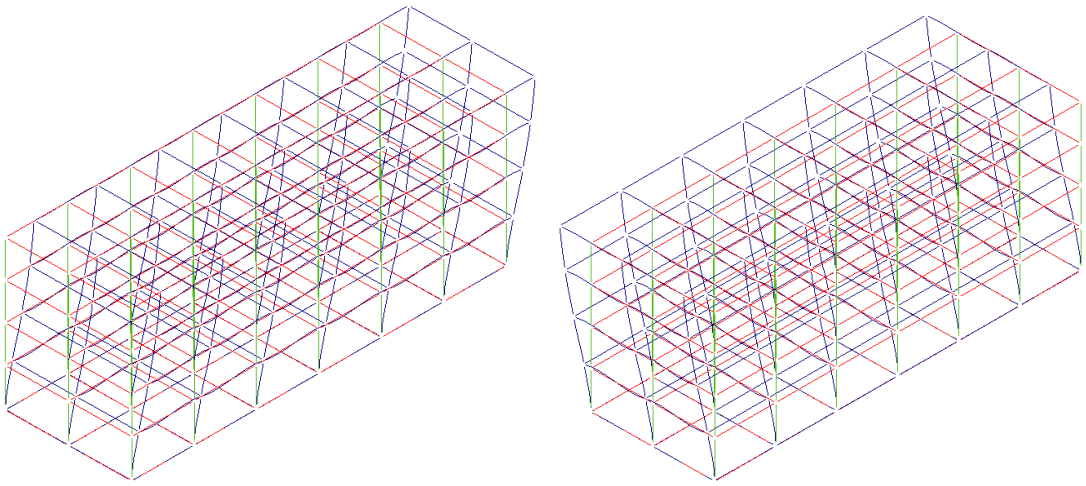


Figura 104 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria 7x3

Lo spostamento di piano massimo in direzione x vale $s_{max} = 34{,}42\ mm$, mentre secondo l'asse y esso è pari a $s_{max} = 37{,}84\ mm$. È sensato che il dato peggiore sia quello riferito a y essendo essa la direzione di minor rigidezza, quindi maggiormente deformabile.

A proposito dello SLV i valori crescono notevolmente raggiungendo $s_{max} = 112{,}52\ mm$ per l'asse x e si arriva a $s_{max} = 123{,}70\ mm$ in direzione parallela all'asse y, come si può osservare dalle figure seguenti:

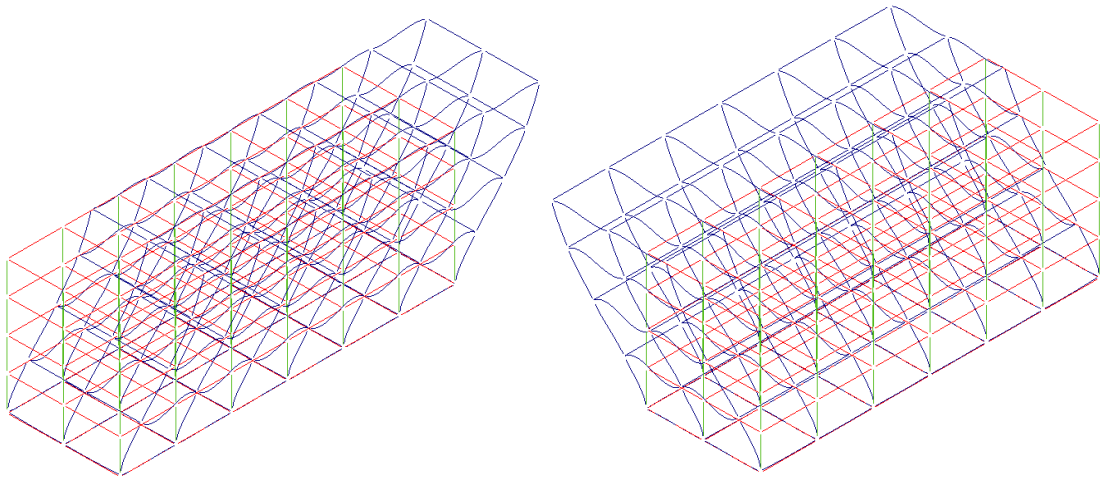


Figura 105 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria 7x3

Riguardo agli sforzi di taglio che agiscono sulla struttura, le osservazioni fatte in precedenza sono tuttora valide, infatti secondo la direzione parallela all'asse y si presume che il taglio alla base per ogni stato limite sia inferiore a quello nella direzione ad esso ortogonale; al contrario, se si ricerca il taglio sul singolo pilastro, si suppone che sia maggiore lungo y dal momento che gli elementi verticali resistenti sono in numero minore, perciò si troverà qui la massima sollecitazione rispetto a quanto avviene per le colonne disposte in direzione x, che sono infatti in maggior quantità.

Le figure sotto riportate confermano le aspettative e ne individuano il comportamento allo SLD prima e allo SLV poi.

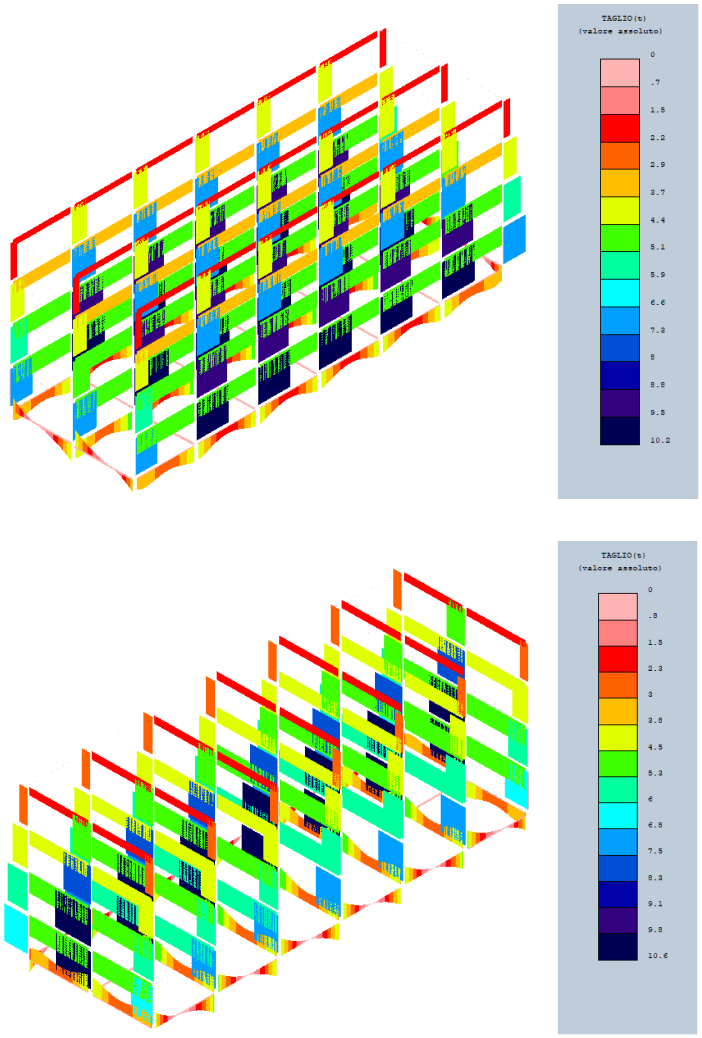


Figura 106 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria 7x3

Il taglio massimo sul singolo pilastro in direzione x, rappresentato in alto, è pari a $T_{max} = 102{,}40\ kN$, invece quello agente secondo l'asse y vale $T_{max} = 105{,}60\ kN$.

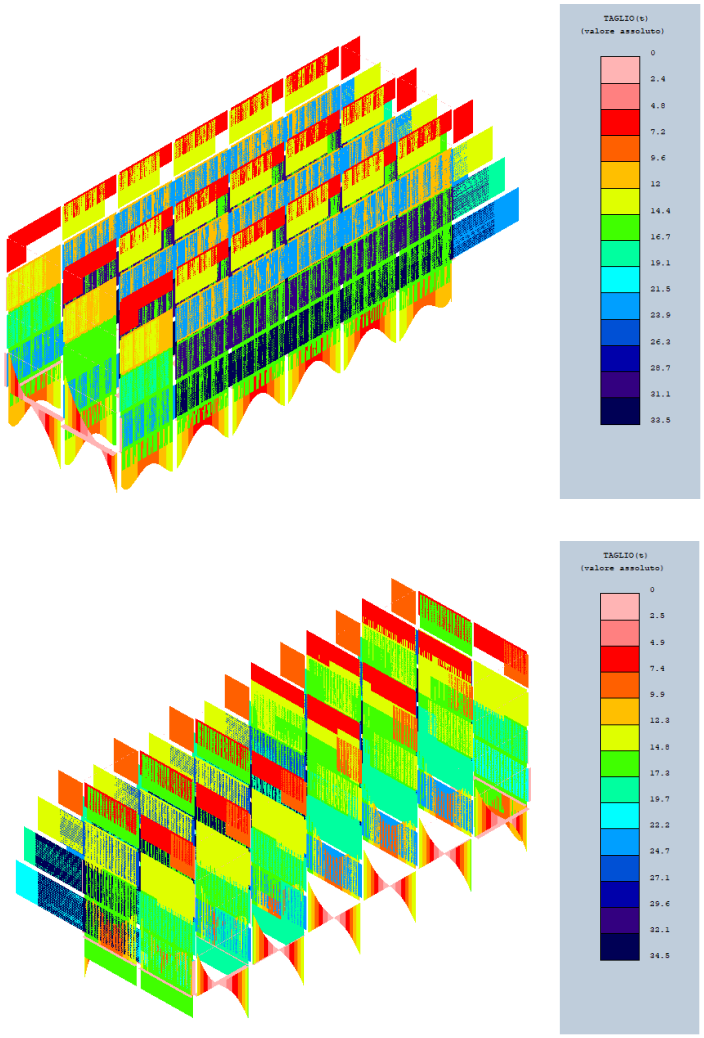


Figura 107 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria 7x3

Allo stato limite di salvaguardia della vita lungo l'asse x $T_{max} = 334{,}90\ kN$, ma raggiunge $T_{max} = 345{,}30\ kN$ sull'i-esimo pilastro in direzione y.

6.2 Struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2

Al modello appena descritto si aggiunge la tipologia di diagrid che presenta dei pilastri d'acciaio di profilo HE100A in corrispondenza delle colonne della struttura primaria, come visto alla sezione §5.2 del capitolo precedente. La struttura controllata è introdotta in Figura 108.

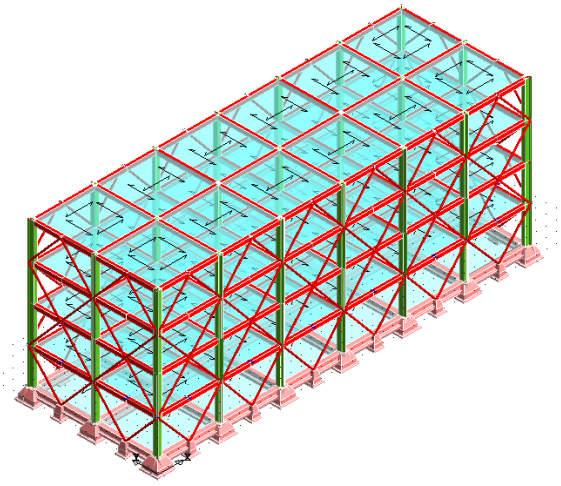


Figura 108 - Vista xyz struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

Paragonato al caso della struttura non controllata, il comportamento ora assunto è condizionato da una maggiore rigidezza: consiste infatti in periodi generalmente minori ed accelerazioni più sostenute. Viceversa, se si mette a confronto questa configurazione con la stessa però di dimensioni 5x3, il suo primo modo di vibrazione ricade nella zona ad andamento discendente non lineare: il periodo è un po' aumentato, perciò la sua accelerazione è di minore intensità. La figura mostra con chiarezza quanto spiegato:

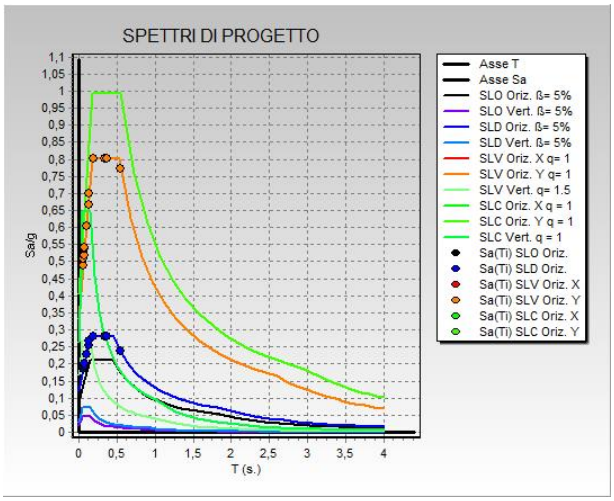


Figura 109 - Spettri di progetto struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

Dall'analisi modale risulta ancora che i modi per i quali la massa eccitata si attesta intorno all'85% sono i primi due, quindi vengono riportati di seguito le rappresentazioni che li caratterizzano:

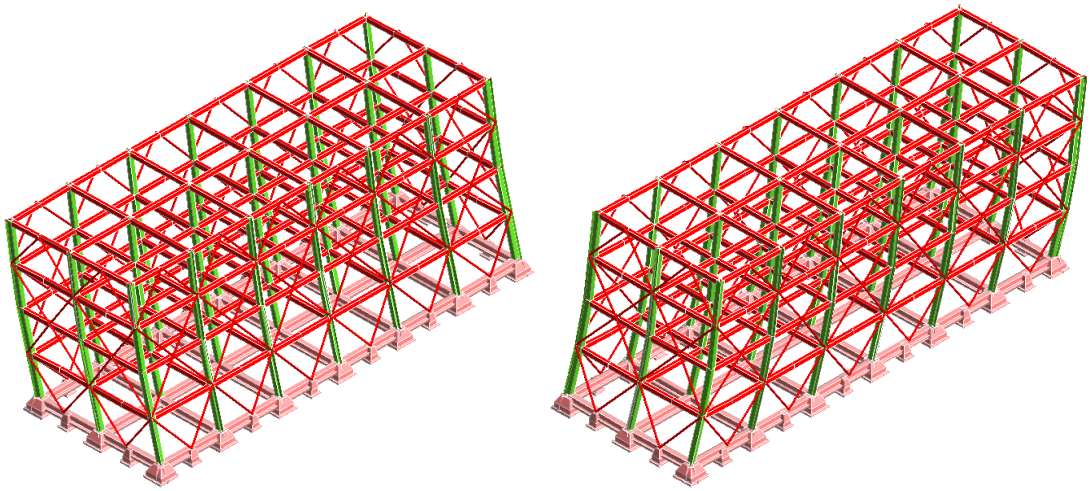


Figura 110 - Deformate modali struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

L'immagine di sinistra mostra la struttura che si deforma lungo l'asse y, al contrario della rappresentazione adiacente che individua una deformazione diretta secondo l'asse x; come si può vedere, sono entrambi dei modi traslazionali.

Il primo di tipo torsionale è il terzo, ma presenta sempre una massa partecipante pari a zero grazie alle scelte strutturali fatte all'inizio; si mostra ugualmente la deformata che lo caratterizzerebbe:

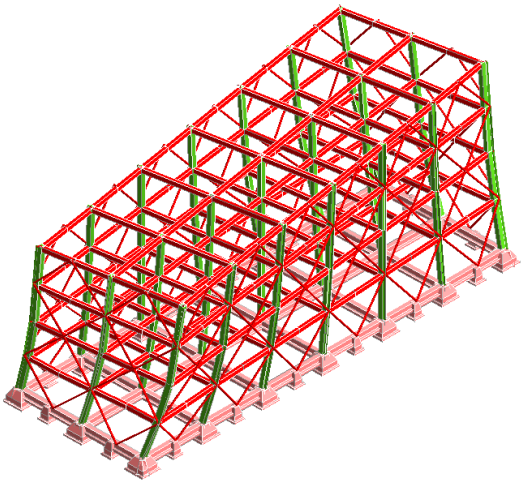


Figura 111 - Deformata modo 3 struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

Inoltre, i valori di spostamento massimo sono nettamente inferiori a quelli che riguardano la struttura primaria da cui questa configurazione deriva. Lo si può osservare per mezzo delle figure che seguono:

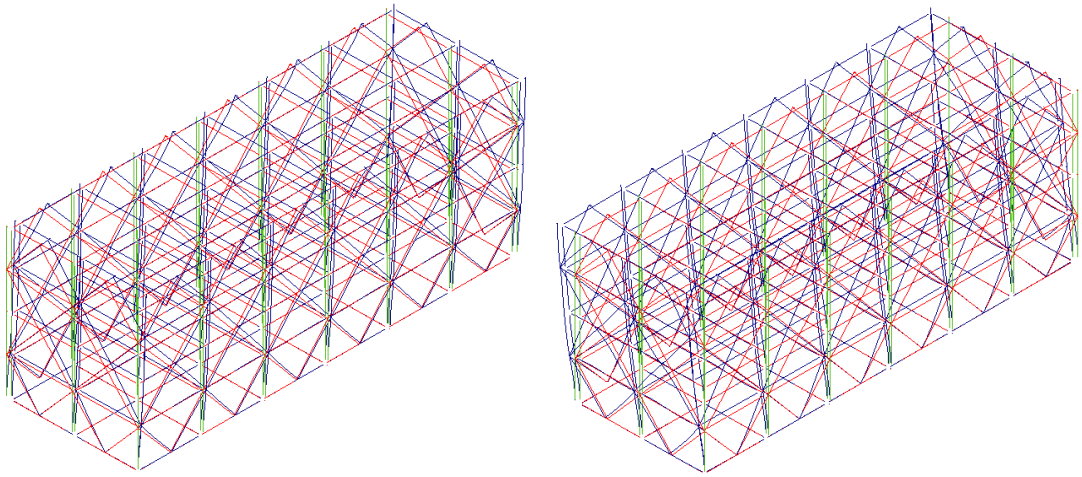


Figura 112 - Deformata sismica SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

Il valore più alto che si raggiunge allo SLD in direzione x vale $s_{max} = 10{,}33\ mm$, mentre lo spostamento di piano maggiore che l'edificio subisce lungo y è $s_{max} = 22{,}88\ mm$. Allo stato limite SLV i dati aumentano e si attestano a $s_{max} = 33{,}78\ mm$ per l'asse x, invece in direzione y si ricava $s_{max} = 74{,}80\ mm$.

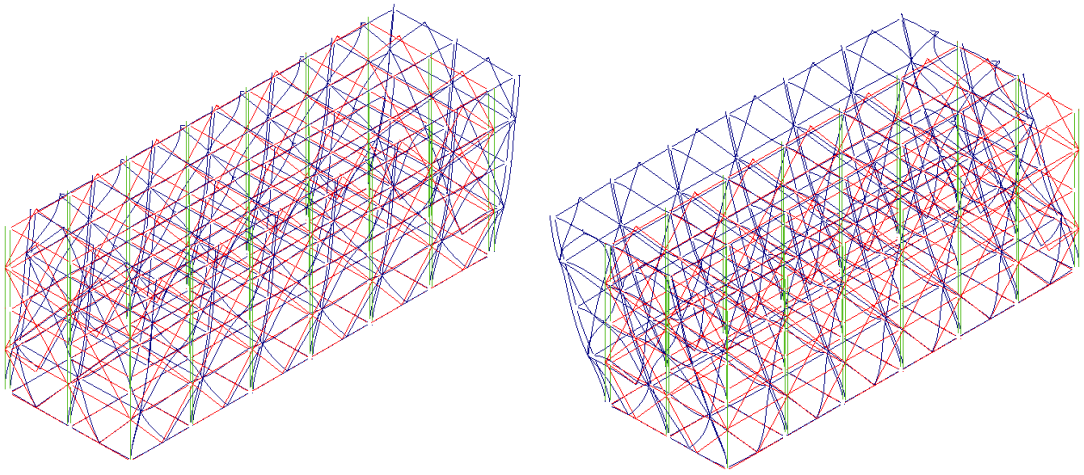


Figura 113 - Deformata sismica SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

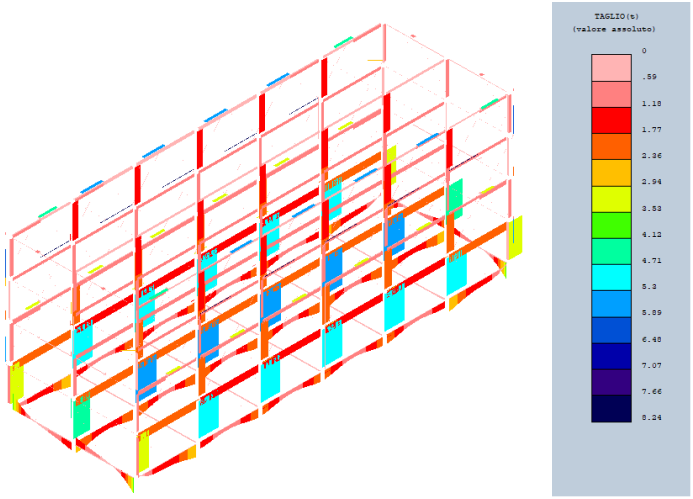
Dal confronto con i risultati relativi all'edificio primario emerge che la struttura esterna in direzione y riesce a diminuire gli spostamenti dei piani rigidi del caso controllato, ma addirittura li riduce di circa un terzo se si considera l'asse x.

Da ultimo, si fa riferimento ai tagli agenti sui singoli pilastri di ogni piano. Come è stato già spiegato in precedenza, il valore massimo si presenta in direzione parallela all'asse y; viceversa, il sistema controllato è caratterizzato da un taglio alla base, per un dato livello lungo y, inferiore a quello in direzione x.

Paragonando questa configurazione all'edificio primario, gli sforzi arrivano quasi a dimezzarsi per la sola direzione x, al contrario di quelli che agiscono secondo l'asse y che risultano pressoché uguali. Questo riscontro è comunque positivo: significa che nella direzione meno sollecitata l'introduzione del diagrid non ha causato grandi cambiamenti in termini di sollecitazione a taglio che il singolo elemento verticale deve sopportare e nell'altra lo ha persino diminuito. I valori numerici di cui si parla sono qui riportati.

Allo stato limite di danno la colonna i-esima sostiene al massimo uno sforzo di taglio pari a $T_{max} = 58{,}90\ kN$ in direzione x, ma raggiunge $T_{max} = 106{,}00\ kN$ secondo l'asse y. Per lo SLV i dati sono: $T_{max} = 192{,}00\ kN$ secondo l'asse x e $T_{max} = 345{,}00\ kN$ in direzione y.

Di seguito se ne mostra il comportamento allo SLD, prima in direzione x e poi lungo y:



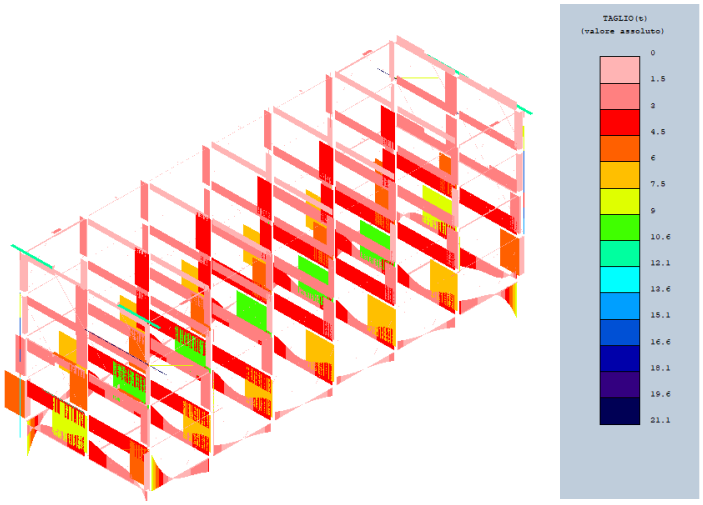


Figura 114 - Tagli Tx e Ty SLD direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

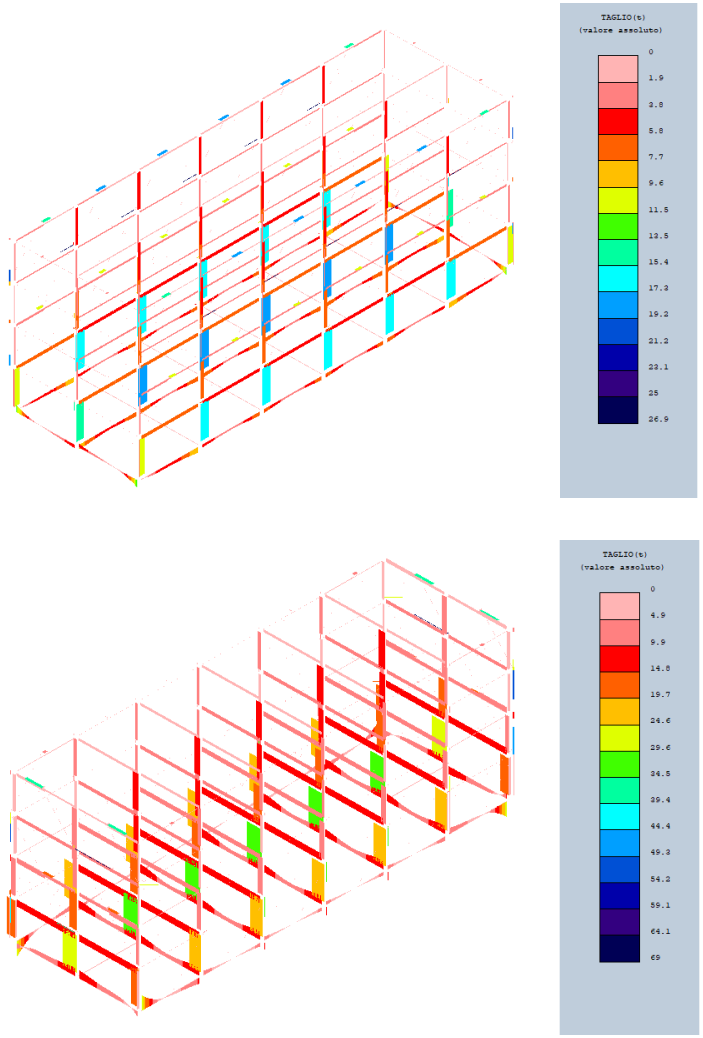


Figura 115 - Tagli Tx e Ty SLV direzioni x e y, struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

6.3 Analisi dei risultati

Ora che gli output dell'analisi dinamica sono disponibili, si può effettuare un confronto tra i due casi del modello 7x3. Il metodo seguito si svolge allo stesso modo di quello descritto alle sezioni §4.8 e §5.3 partendo dagli spostamenti di piano per passare poi ai drift d'interpiano normalizzati e all'Indice Prestazionale in termini di spostamenti, concludendo infine con i tagli alla base.

6.3.1 Spostamenti di piano

In uno stesso diagramma sono introdotti gli andamenti dello spostamento di ciascun piano rigido per le due strutture, controllata e non controllata, agli stati limite SLD e SLV.
Si ricorda l'esigenza di trattare ogni direzione in modo separato, dal momento che la dimensione in pianta lungo x è diversa da quella che si sviluppa secondo l'asse y; non si mostrano però quattro grafici, bensì si procede inserendo soltanto quei due che si riferiscono alla direzione più sfavorevole. In altre parole, gli spostamenti maggiori avvengono secondo l'asse di rigidezza inferiore, quindi è la direzione y quella che verrà utilizzata per le analisi dei dati.

Ai due stati limite l'andamento è descritto in Figura 116.

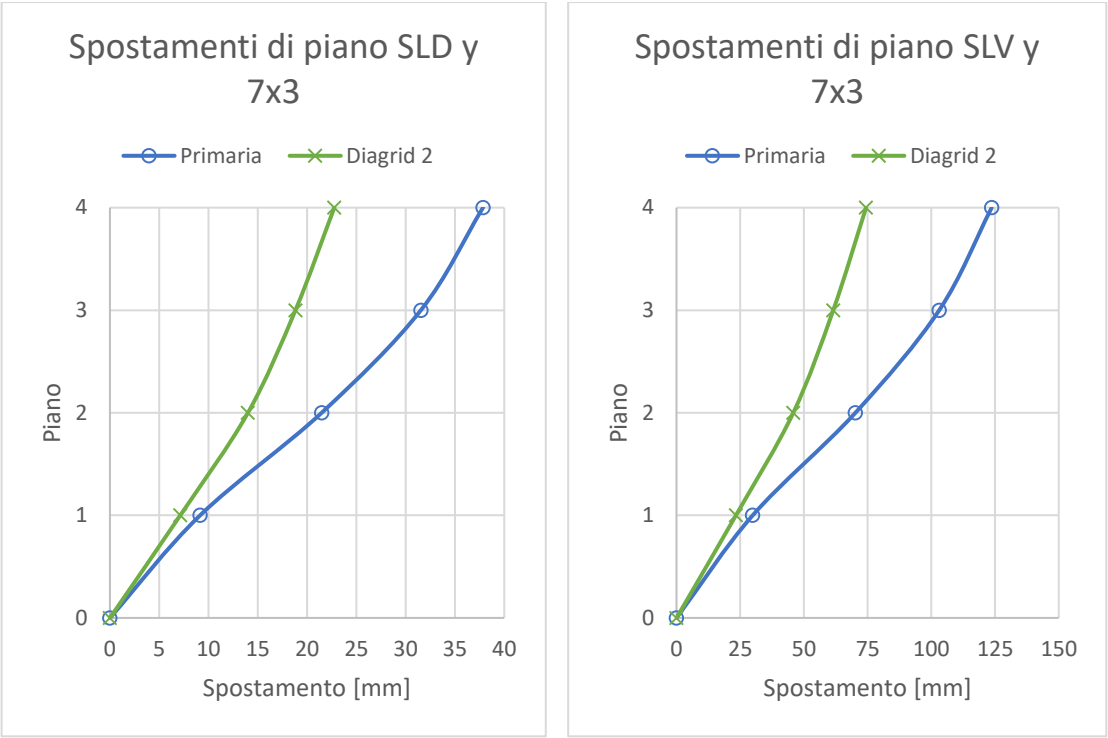


Figura 116 - Spostamenti di piano dei modelli 7x3

Anche in questo caso la struttura esterna permette di ridurre la grandezza di interesse rispetto a quanto avviene nella condizione non controllata e il comportamento migliore si osserva laddove lo spostamento di piano è massimo, ovvero in testa all'edificio. Questa promettente riduzione può essere stimata in modo più preciso realizzando un grafico che rappresenta il valore percentuale del complemento a uno dell'Indice Prestazionale, come si vede in figura:

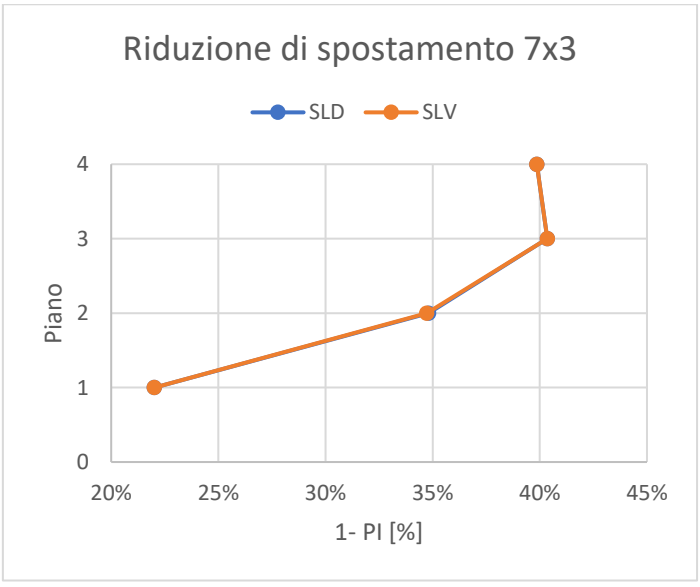


Figura 117 - Percentuale di riduzione di spostamento Primaria-Diagrid 2, 7x3

I due stati limite evidenziano un andamento identico, difatti è visibile una sola curva poiché l'altra si trova esattamente al di sotto; perciò, che si tratti dello SLD oppure dello SLV, si registra sempre una diminuzione dello spostamento dei piani rigidi almeno apri al 20% e si giunge ad un massimo di 40,35% alla quota $z = 10{,}50\ m$.

Per il solo stato limite di danno la normativa vigente impone una soglia alla differenza di spostamento tra un livello e l'altro, che si attesta al 5% dell'altezza di ogni piano [10]. Il modello a cui si fa riferimento assicura la verifica sia per quanto riguarda l'edificio originario che per quello controllato con il "Diagrid 2"; lo si può vedere dal grafico seguente, che riporta il drift normalizzato su h affinché sia immediato ricercare tra i valori numerici il limite da rispettare:

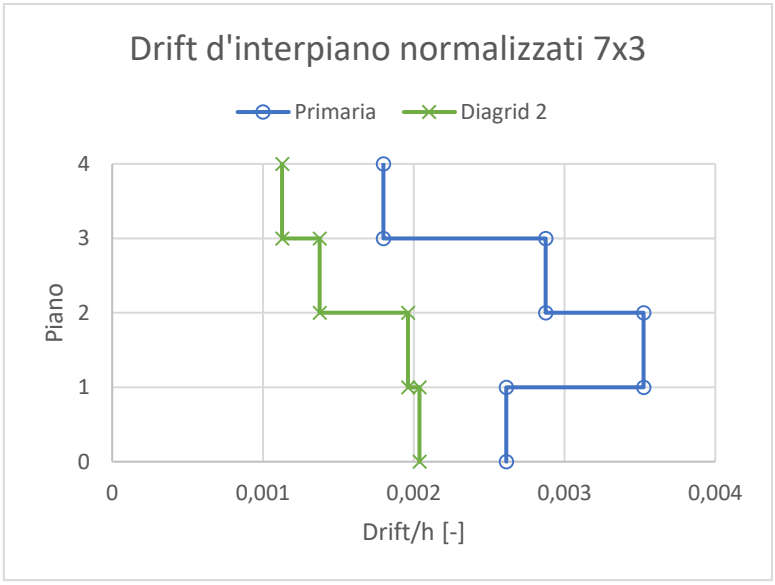


Figura 118 - Drift di piano normalizzati dei modelli 7x3

La tendenza è affine a quello delle due rappresentazioni inserite alle sezioni §4.8.1 e §5.3.1: le massime variazioni di spostamento avvengono tra il primo e il secondo piano nonché tra il terzo e il secondo, cioè a quei livelli in cui manca il nodo d'intersezione tra le diagonali della struttura esterna e i pilastri della stessa, unicamente a causa della conformazione del diagrid. Viceversa, tra il piano sommitale e quello sottostante cosi come tra il piano terra e il primo, è presente un collegamento che unisce le diagonali con i pilastri d'acciaio alla struttura primaria e che concede allora una minore libertà di movimento ai piani rigidi interessati.

6.3.2 Tagli alla base

Il secondo tema d'interesse è quello dei tagli alla base, che sono stati individuati separando quelli che si riferiscono puramente all'edificio di partenza privo del sistema di controllo da quelli che agiscono sulla struttura controllata, per la quale un'ulteriore classificazione è stata eseguita: a partire dal calcolo della sommatoria degli sforzi sui singoli pilastri cementizi si è ricavato il taglio alla base della struttura primaria appartenente alla configurazione controllata, quindi tale grandezza è stata sottratta al taglio alla base del sistema complessivo allo scopo di determinare la quota parte di sola competenza dello pseudo-diagrid. Soltanto in questo modo si può capire quanto la struttura d'acciaio possa intervenire nell'assorbire le sollecitazioni e scaricare l'edificio originario.

La direzione che risente maggiormente dello sforzo di taglio è quella parallela all'asse x, perciò è su di essa che si concentra la trattazione; come spiegato in precedenza, i seguenti diagrammi a barre riportano i valori numerici interi che descrivono il comportamento assunto dalle due configurazioni, per lo stato limite di danno e di salvaguardia della vita:

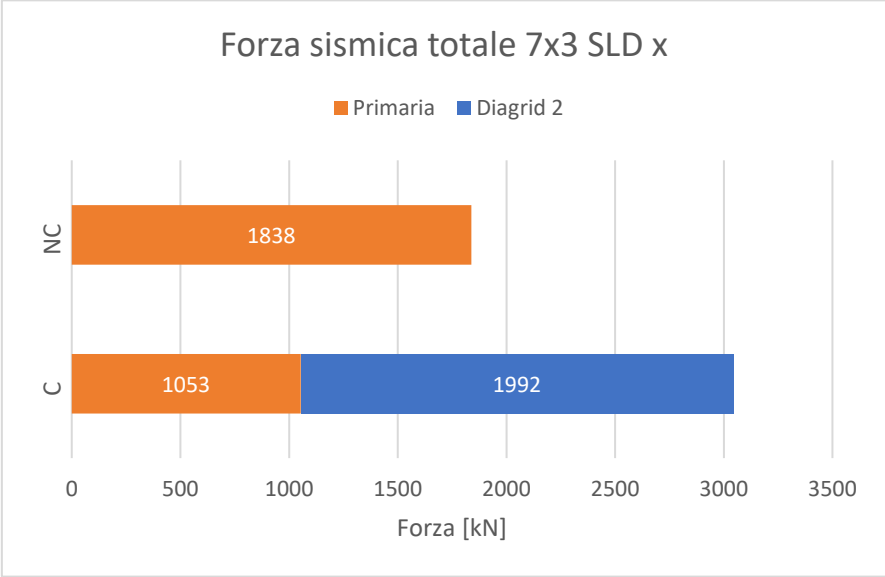


Figura 119 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLD direzione x, 7x3

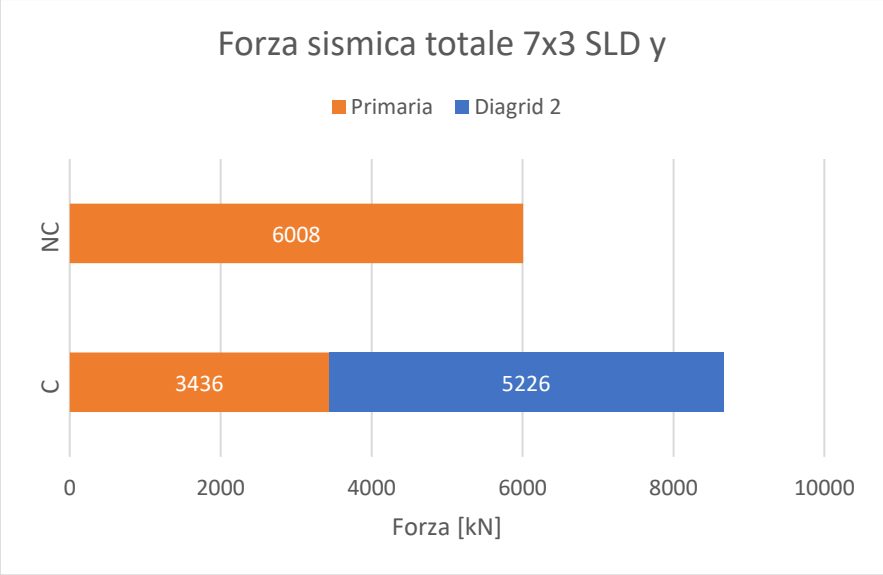


Figura 120 - Taglio alla base Primaria-Diagrid 2 SLV direzione x, 7x3

L'efficacia dello pseudo-diagrid è indubbia: indipendentemente dallo stato limite, ancora una volta esso assicura una netta diminuzione della forza sismica complessiva che colpisce la costruzione in c.a. poiché esso stesso ne assorbe la quantità più consistente. Ciò si presenta in particolar modo allo SLD, per cui l'edificio primario appartenente alla struttura controllata sopporta un taglio alla base pari quasi a un terzo del valore totale sul sistema, evidenziando quindi che la quota parte più consistente è tutta affidata al diagrid.

Conclusioni

Lo studio di alcuni esempi di strutture d'acciaio, applicate esternamente a modelli semplificati di costruzioni esistenti in cemento armato, ha permesso di capire che il loro ruolo nel ridurre la risposta sismica del sistema controllato è notevole.
Infatti, nei confronti dell'azione di un terremoto, tanto gli esoscheletri quanto più gli pseudo-diagrid riprodotti su scale diverse hanno determinato una evidente riduzione degli spostamenti di piano, considerati rigidi dal momento che si è ipotizzato un telaio shear type, nonché un consistente assorbimento degli sforzi di taglio da parte della struttura esterna rendendo perciò l'edificio di partenza più scarico.
L'introduzione di tali strutture garantisce anche il mantenimento della costruzione originaria escludendo la sua demolizione o lavori di manutenzione e rifacimento onerosi, aggiungendo unicamente un involucro che la contenga e la colleghi rigidamente ad esso; è soprattutto capace di adeguarla dal punto di vista sismico. Inoltre, si tratta di soluzioni che causano un ridotto ingombro intorno al perimetro dell'edificio cementizio ed è un dato utile se si pensa di doverle applicare in zone ad alta densità abitativa come le città.

Se ci si sofferma sui risultati elaborati è possibile riportare un'interessante osservazione che riguarda i tagli. Data una configurazione controllata, una volta che sono stati sommati gli sforzi di taglio agenti sui pilastri della sola struttura primaria al fine di ricavarne il valore su ciascun piano, l'andamento risultante mostrava un aumento della sollecitazione alla quota massima rispetto al livello sottostante; si presumeva invece un'ulteriore diminuzione al piano sommitale. Allora è stata eseguita una verifica piano per piano in cui venisse controllato l'equilibrio delle forze orizzontali; alle forze di piano fornite dal software si aggiungevano le sollecitazioni a taglio precedentemente calcolate e il contributo delle diagonali del diagrid; di queste si è reperito il valore dello sforzo normale sollecitante e si è poi ricavata la sua proiezione in direzione orizzontale. Ad ogni livello lo scarto si attestava mediamente intorno al 3%, quindi si è ritenuto che la procedura fosse stata ampiamente verificata. Di conseguenza, nonostante il comportamento del taglio contravvenisse alle

aspettative, è risultato attendibile; si ritiene che la motivazione sia dovuta al metodo di analisi: le forze di piano utilizzate sono solo quelle relative al primo o al secondo modo di vibrare, mentre la sommatoria dei tagli sui singoli pilastri è data in automatico dal programma come l'inviluppo di tutte e dodici le forme modali.

Infine, una riflessione che motiva il comportamento del "Diagrid 2", a proposito della sua capacità di far ridurre la sollecitazione a taglio subita dalla sola struttura primaria, riguarda la rigidezza del sistema realizzato. Per ognuna delle tre tipologie di modelli, il rapporto tra la rigidezza della struttura esterna e quella dell'edificio primario vale mediamente 3,5 circa; in altri termini, lo pseudo-diagrid irrigidisce il sistema diminuendone il periodo di vibrazione, favorendo però la costruzione esistente nel resistere alle azioni agenti e garantendo per di più delle buone prestazioni antisismiche alla struttura controllata.

Sviluppi futuri

Questa tesi di ricerca ha aperto le porte a una vasta gamma di sperimentazioni possibili a partire dal tipo di materiali e di sezioni utilizzabili, passando poi alla configurazione della struttura controllata, giungendo infine alla dimensione geometrica dei modelli da analizzare. Si può inoltre arricchire il lavoro sostituendo il collegamento rigido con uno di tipo viscoelastico, che presumibilmente assicurerebbe una risposta al sisma della struttura controllata ancora migliore di quanto già abbia garantito il link rigido; si possono anche immaginare altri tipi di costruzioni esistenti che necessitano un adeguamento sismico, come quelli in muratura o quei palazzi ubicati in aree urbane da riqualificare per renderle non soltanto sismo-resistenti ma anche tecnologicamente ed esteticamente all'avanguardia.

Se poi si applicassero i risultati qui ottenuti alla tecnica costruttiva del diagrid già impiegata per numerosi grattacieli nel mondo, l'effetto sarebbe doppiamente vincente: costruzioni esteticamente affascinanti e al contempo efficienti dal punto di vista antisismico ed energetico non sarebbero più un'utopia.

Allegati

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	7.596	0.82713	5.0
2	7.596	0.82713	5.0
3	8.853	0.70975	5.0
4	25.173	0.24960	5.0
5	25.173	0.24960	5.0
6	28.829	0.21795	5.0
7	47.945	0.13105	5.0
8	47.945	0.13105	5.0
9	54.309	0.11569	5.0
10	72.790	0.08632	5.0
11	72.790	0.08632	5.0
12	81.891	0.07673	5.0

Figura 121 - Periodi di vibrazione struttura primaria 3x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	8.503	0.73891	5.0
2	8.503	0.73891	5.0
3	9.141	0.68738	5.0
4	30.014	0.20935	5.0
5	30.339	0.20710	5.0
6	30.339	0.20710	5.0
7	56.351	0.11150	5.0
8	56.351	0.11150	5.0
9	57.282	0.10969	5.0
10	79.301	0.07923	5.0
11	79.301	0.07923	5.0
12	87.438	0.07186	5.0

Figura 122 - Periodi di vibrazione struttura primaria con esoscheletro distanziato 3x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	7.766	0.80906	5.0
2	7.766	0.80906	5.0
3	8.831	0.71148	5.0
4	26.283	0.23906	5.0
5	26.283	0.23906	5.0
6	28.852	0.21777	5.0
7	50.480	0.12447	5.0
8	50.480	0.12447	5.0
9	54.542	0.11520	5.0
10	75.218	0.08353	5.0
11	75.218	0.08353	5.0
12	82.404	0.07625	5.0

Figura 123 - Periodi di vibrazione struttura primaria con esoscheletro addossato 3x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	16.003	0.39263	5.0
2	16.003	0.39263	5.0
3	23.593	0.26632	5.0
4	49.923	0.12586	5.0
5	49.923	0.12586	5.0
6	69.903	0.08988	5.0
7	83.480	0.07527	5.0
8	83.480	0.07527	5.0
9	109.921	0.05716	5.0
10	110.919	0.05665	5.0
11	110.919	0.05665	5.0
12	140.162	0.04483	5.0

Figura 124 - Periodi di vibrazione struttura primaria con esoscheletro addossato e controventato 3x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	14.892	0.42191	5.0
2	14.892	0.42191	5.0
3	25.105	0.25028	5.0
4	36.388	0.17267	5.0
5	36.388	0.17267	5.0
6	49.589	0.12671	5.0
7	67.880	0.09256	5.0
8	67.880	0.09256	5.0
9	86.108	0.07297	5.0
10	88.235	0.07121	5.0
11	88.235	0.07121	5.0
12	108.834	0.05773	5.0

Figura 125 - Periodi di vibrazione struttura primaria con diagrid 3x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	17.024	0.36909	5.0
2	17.024	0.36909	5.0
3	26.371	0.23826	5.0
4	44.605	0.14086	5.0
5	44.605	0.14086	5.0
6	63.532	0.09890	5.0
7	84.636	0.07424	5.0
8	84.636	0.07424	5.0
9	100.512	0.06251	5.0
10	100.512	0.06251	5.0
11	115.184	0.05455	5.0
12	127.856	0.04914	5.0

Figura 126 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid 3x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	17.105	0.36733	5.0
2	17.665	0.35569	5.0
3	27.224	0.23079	5.0
4	46.541	0.13500	5.0
5	47.381	0.13261	5.0
6	68.916	0.09117	5.0
7	86.762	0.07242	5.0
8	87.847	0.07152	5.0
9	103.884	0.06048	5.0
10	104.294	0.06024	5.0
11	121.887	0.05155	5.0
12	136.919	0.04589	5.0

Figura 127 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 3x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	7.051	0.89109	5.0
2	7.521	0.83547	5.0
3	8.226	0.76380	5.0
4	23.372	0.26883	5.0
5	24.520	0.25624	5.0
6	26.879	0.23376	5.0
7	44.571	0.14097	5.0
8	45.789	0.13722	5.0
9	50.643	0.12407	5.0
10	67.630	0.09291	5.0
11	68.192	0.09214	5.0
12	76.243	0.08241	5.0

Figura 128 - Periodi di vibrazione struttura primaria 5x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	13.093	0.47990	5.0
2	17.190	0.36552	5.0
3	22.345	0.28119	5.0
4	36.639	0.17149	5.0
5	45.858	0.13701	5.0
6	58.214	0.10793	5.0
7	68.354	0.09192	5.0
8	82.744	0.07594	5.0
9	87.110	0.07213	5.0
10	97.434	0.06449	5.0
11	103.530	0.06069	5.0
12	119.519	0.05257	5.0

Figura 129 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 5x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	6.852	0.91699	5.0
2	7.493	0.83857	5.0
3	7.766	0.80912	5.0
4	22.714	0.27663	5.0
5	24.285	0.25872	5.0
6	25.491	0.24648	5.0
7	43.337	0.14498	5.0
8	45.011	0.13959	5.0
9	48.204	0.13035	5.0
10	65.740	0.09558	5.0
11	66.515	0.09446	5.0
12	72.730	0.08639	5.0

Figura 130 - Periodi di vibrazione struttura primaria 7x3

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)
1	11.436	0.54944	5.0
2	17.162	0.36610	5.0
3	18.907	0.33233	5.0
4	32.585	0.19282	5.0
5	45.367	0.13850	5.0
6	49.785	0.12621	5.0
7	61.264	0.10256	5.0
8	80.417	0.07813	5.0
9	81.371	0.07722	5.0
10	90.033	0.06979	5.0
11	94.676	0.06637	5.0
12	106.076	0.05923	5.0

Figura 131 - Periodi di vibrazione struttura primaria con pseudo-diagrid, tipo 2 7x3

Bibliografia

[1] "L'Italia sta invecchiando…e anche le sue case" consultabile al sito: https://www.immobiliare.it/info/ufficio-stampa/2014/l-italia-sta-invecchiando-e-anche-le-sue-case-1203/

[2] G. Scudieri **/ Adaptive building exoskeletons, a biomimetic model for the rehabilitation of social housing**, Università di Trento, International Journal of Architectural Research (134-143), 2015

[3] A. Belleri et al. / **Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato energetico**, ResearGate, 2014

[4] "Permasteelisagroup" consultabile al sito: http://www.permasteelisagroup.com

[5] M. Franceschini, P. Semproli, A. Secci / **I segni della ricostruzione post terremoto maggio 2012: l'adeguamento sismico della Palazzina Uffici nello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore**, TELEIOS S.r.l.-Officina di Ingegneria, 2014

[6] "Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015" consultabile al sito: https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/

[7] "Normative" consultabile al sito: http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/

[8] "Descrizione del rischio sismico" consultabile al sito: http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/descrizione_sismico.wp

[9] "La pericolosità sismica" consultabile al sito: https://ingvterremoti.wordpress.com/la-pericolosita-sismica/

[10] **NTC 2008**

[11] C. G. Lai / **Definizione dell'input sismico. Pericolosità di base. Effetti di sito. Spettri di risposta elastici e di progetto. Uso degli accelerogrammi**, Corso di aggiornamento avanzato sulla geotecnica, La Spezia, 1 ottobre 2011

[12] H.P. Zhu, D.D.Ge, X.Huang / **Optimum connecting dampers to reduce the seismic responses of parallel structures**, Journal of Sound and Vibration 330 (2011) 1931–1949

[13] V. Gattulli, F. Potenza, M. Lepidi / **Damping performance of two simple oscillators coupled by a visco-elastic connection**, Journal of Sound and Vibration 332 (2013) 6934–6948

[14] V. Gattulli, F. Potenza, M. Lepidi / **Corrigendum** in Journal of Sound and Vibration 333 (2014) 3580–3582

[15] A. K. Chopra / **Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**, Prentice Hall, 1995

[16] F. Bontempi / **Concetti di progettazione di strutture in acciaio** – Corso di costruzioni metalliche, Università degli Studi di Roma La Sapienza, a.a. 2012-2013

[17] T. M. Boake / **Diagrid structures: systems - connections - details**, Birkhauser, Basilea, 2014

[18] S. Whipple / **A work on Bridge Building…**, H. H. Curtis, 1847

[19] "Profili CHS" consultabile al sito: http://www.staticstools.eu/it